

CONFERIDO  
DOC. Nº 012/9607A1  
CUB. 1166  
PRPG 201 05/12/2013

## ERRATA

Eu, Raquel Mariano Linhares, ex-aluno do curso de Mestrado em Engenharia Civil, informo que deve-se considerar a seguinte errata na página v.

Onde se lê: **“Uso de Reforço em Geotêxtil com Posicionamento Não-Planar em Fundação Superficial sobre Solo Arenoso Fofo.”**

Leia-se: **“Uso de Reforço em Geotêxtil com Posicionamento Não-Planar para Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofo.”**

Sem mais.



Raquel Mariano Linhares



Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros

Orientador



Profa. Dra. Maria Ceclia A. T. da Silva  
Coordenadora de Pós-graduação  
FEC / UNICAMP - Matrícula 069477



**RAQUEL MARIANO LINHARES**

**USO DE REFORÇO EM GEOTÊXTIL COM  
POSICIONAMENTO NÃO-PLANAR PARA FUNDAÇÃO  
SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO**

**CAMPINAS  
2013**





**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**RAQUEL MARIANO LINHARES**

**USO DE REFORÇO EM GEOTÊXTIL COM  
POSICIONAMENTO NÃO-PLANAR PARA FUNDAÇÃO  
SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO**

Orientador: Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Geotecnia.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA  
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA RAQUEL MARIANO  
LINHARES E ORIENTADA PELO PROF. DR. PÉRSIO LEISTER DE  
ALMEIDA BARROS.**

**ASSINATURA DO ORIENTADOR**

---

**CAMPINAS  
2013**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

L648u Linhares, Raquel Mariano  
Uso de reforço em geotêxtil com posicionamento não-planar para fundação superficial em solo arenoso fofo / Raquel Mariano Linhares. --Campinas, SP: [s.n.], 2013.

Orientador: Pérsio Leister de Almeida Barros.  
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Geotêxtil. 2. Solos arenosos. 3. Capacidade de carga. 4. Mecânica dos solos. I. Barros, Pérsio Leister de Almeida, 1957-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: The use of geotextile reinforcement with non planar placement with surface foundation on loose sand

Palavras-chave em Inglês: Geotextile, Sandy soils, Load capacity, Soil mechanics

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora: Maurício Ehrlich, Paulo José Rocha de Albuquerque

Data da defesa: 31-01-2013


Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**USO DE REFORÇO EM GEOTÊXTIL COM  
POSICIONAMENTO  
NÃO-PLANAR EM FUNDAÇÃO SUPERFICIAL SOBRE  
SOLO ARENOSO FOFO.**

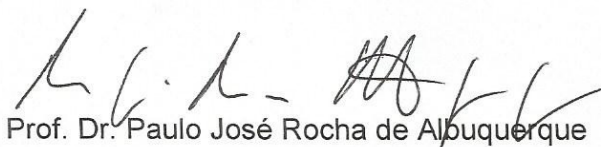
**Raquel Mariano Linhares**

Dissertação de mestrado aprovada pela banca examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros

Presidente e Orientador / Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. Mauricio Ehrlich

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Campinas, 31 de Janeiro de 2013



Aos meus pais,  
Inspirações da minha vida.





## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço aos meus pais que, desde que consigo me recordar, incentivam-me a correr atrás daquilo que almejo, seja no âmbito profissional, seja no pessoal. Eles são meus exemplos de determinação, coragem para encarar o desconhecido e, sobretudo, paciência. Sem eles, essa etapa da minha vida não teria sido possível.

Ao meu orientador Prof. Pêrsio Leister de Almeida Barros (FEC/Unicamp). Na fase inicial do mestrado, agradeço as suas louváveis aulas, sempre ministradas com apaixonante conhecimento e entusiasmo; na fase posterior, agradeço por estar sempre presente com valiosíssimas sugestões, por sua experiência, por sempre me incentivar durante este laborioso processo, por respeitar meu ritmo de desenvolvimento e minha “incompatibilidade” com os eletrônicos que insistiram em queimar-se, afogar-se, explodir ou simplesmente parar de funcionar de uma hora para outra.

Ao Prof. Maurício Ehrlich (COPPE/UFRJ), pela imensurável contribuição a este trabalho e pelo enorme conhecimento e experiência transmitidos durante toda a minha vida acadêmica.

Ao Prof. Paulo José Rocha de Albuquerque (FEC/Unicamp), pelas sugestões, empréstimos de material, conhecimento e experiência transmitidos. Agradeço por sempre buscar extrair de mim um trabalho mais profissional.

Ao Prof. Renato Pavanello (FEM/Unicamp), agradeço as valiosas sugestões, o olhar e análises diferenciados sobre o trabalho.

Ao Prof. Janito Vaqueiro Ferreira (FEM/Unicamp), pelo desenvolvimento e completo envolvimento no projeto de automatização do pórtico.

Aos técnicos do laboratório, Cipriano e Reynaldo, agradeço a ajuda e conhecimentos transmitidos.

À Maccaferri, pelo apoio técnico.

À Larissa Rumiantzeff, obrigada por ser uma amiga presente nesta fase tão complicada.

Às amigas e companheiras de jornada Enga. Paloma Cortizo e Enga. Tami Schulze, por contribuírem com conhecimento e, acima de tudo, por deixarem minha rotina mais leve, cheia de risadas e confidências.

Ao amigo Eng. Felipe Alencastro que, além de contribuir enormemente com seus conhecimentos sobre polímeros, ainda ouviu minhas lamúrias e fez-me rir das nossas próprias desgraças. Foram muitas.

Ao amigo Eng. Mestre Lucas Constancio. Agradeço imensamente por sanar todas as minhas dúvidas e pela disposição de me ajudar, sempre com um sorriso no rosto e uma piadinha na ponta da língua. Obviamente nos tornamos amigos depois dessa empreitada.

A todos que de alguma forma incentivaram e contribuíram para este trabalho.

## RESUMO

### LINHARES, R. M., **USO DE REFORÇO EM GEOTÊXTIL COM POSICIONAMENTO NÃO-PLANAR PARA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO.**

Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2013. Dissertação de Mestrado.

No presente trabalho foram realizados ensaios em modelos físicos em escala reduzida de fundação rasa sobre solo arenoso fofo reforçado com geotêxtil tecido, visando avaliar o seu comportamento sob carregamento estático vertical. Propõe-se empregar o reforço numa posição inicial não-planar, semelhante àquela adquirida após deslocamentos de 30% da largura da base da sapata (B). Os efeitos da compactação das camadas superiores ao reforço e a variação de seu comprimento também são investigados. Os ensaios foram divididos em 3 grupos: ensaios sobre areia fofo com compactação homogênea, ensaios de recarregamento e ensaios sobre areia fofo com camadas superiores compactadas. Os resultados indicam que um aumento do comprimento do reforço planar de 3B para 5B não é justificado do ponto de vista do aumento da capacidade de carga ou da atenuação de deslocamentos, em nenhum dos casos. A pequenos deslocamentos, a modificação do posicionamento inicial do reforço de horizontal para não-planar não se justifica, porém, em maiores deslocamentos há um ganho não desprezível na capacidade de carga. Os ensaios de recarregamento mostraram que a protensão do reforço resultante da compactação do solo melhora a capacidade de carga em 2 vezes e atenua em até 75% os deslocamentos. O posicionamento inicial referente a um deslocamento de 30% de B mostrou-se satisfatório; deslocamentos excedentes não trazem maior eficiência ao conjunto. O esforço de compactação gera ganhos similares na capacidade de carga independente do posicionamento inicial do reforço. A atenuação de deslocamentos pode chegar até a 2,6 vezes se comparada ao mesmo caso reforçado com areia homogênea.

**PALAVRAS-CHAVE:** Geotêxtil, Capacidade de Carga de Fundações, Solo Reforçado, Modelo Reduzido, Solo Arenoso Fofo.



## **ABSTRACT**

**LINHARES, R. M. THE USE OF GEOTEXTILE REINFORCEMENT WITH NON PLANAR PLACEMENT WITH SURFACE FOUNDATION ON LOOSE SAND.**

*Campinas, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Design, State University of Campinas, 2013. Master Dissertation.*

*In the present study, some small-scale model tests of a strip footing foundation on loose sand reinforced with woven geotextile were conducted. The main objective was to investigate the effect of the initial placement geometry of the reinforcement on the foundation response to static vertical loads. A non planar placement geometry similar to the one which results from a vertical displacement of about 30% of the foundation width was adopted. The effects of the top layers compaction and the variation of reinforcement length and initial placement were evaluated. The tests were separated in 3 groups: tests on loose sand with homogeneous compaction, reload tests and tests on loose sand with compacted top layers. Results show that an increase on reinforcement length from 3 to 5 times the footing width is not worth the increase in bearing capacity nor the attenuation of settlements, in none of the several cases studied. At little displacements, the modification of initial reinforcement placement, from horizontal to non-planar, seems not to be justified; although after some displacement there is a gain in the bearing capacity. The reload tests showed that the soil compaction creates a prestressing condition on the reinforcement, which improves the bearing capacity in about 2 times and attenuates the settlements up to 75%. The initial placement in about 30% of footing width displacement has proved to be satisfactory; greater displacements do not generate greater system efficiency. The compaction effort of the upper layers creates an improvement that doesn't depend on the reinforcement initial placement. The displacement attenuation can reach up to 2.6 times if compared with the same reinforced case in homogeneous sand ground.*

**KEYWORDS:** *Geotextiles, Foundation Bearing Capacity, Reinforced Soils, Reduce Scale Model, Loose Sand.*



## SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	ix
RESUMO.....	xi
ABSTRACT .....	xiii
SUMÁRIO.....	xv
LISTA DE FIGURAS .....	xix
LISTA DE TABELAS .....	xxiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....	xxv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxvii
1 Introdução .....	1
1.1 Contextualização do Estudo .....	1
1.2 Objetivos e Métodos .....	4
1.3 Distribuição do Conteúdo.....	6
2 Reforço de Solos com utilização de Geotêxteis.....	9
2.1 A Evolução do Uso do Reforço.....	9
2.2 Tipos de Geossintéticos.....	11
2.2.1 Geotêxteis .....	11
2.2.2 Geogrelhas.....	13
2.2.3 Geomembranas .....	13



2.2.4	Geocompostos e Georredes.....	14
2.3	O Polipropileno (PP).....	15
2.3.1	Breve histórico.....	15
2.3.2	Características físicas, químicas e mecânicas.....	16
2.4	Reforços em Fundações Rasas.....	18
2.4.1	Funcionamento e deslocamento do reforço.....	18
2.4.2	Rupturas em solos arenosos reforçados.....	22
2.4.3	Avaliação do ganho de capacidade de carga.....	31
2.4.4	Fatores de influência no dimensionamento do reforço.....	34
2.5	Critérios de Ruptura de Fundações Rasas.....	42
3	Programa Experimental.....	47
3.1	Contribuição do Presente Estudo.....	47
3.1.1	Comprimento do reforço (L).....	48
3.1.2	Posicionamento do reforço.....	48
3.1.3	Compactação do solo.....	53
3.2	Materiais e Instrumentos.....	53
3.2.1	Efeito escala e a escolha do reforço.....	53
3.2.2	Areia.....	57
3.2.3	Tanque.....	60
3.2.4	Sapata.....	63
3.2.5	Demais instrumentos.....	65
3.2.6	Aplicação e medição de carga.....	66
3.3	A Moldagem.....	70
3.3.1	Procedimento padrão.....	70
3.3.2	Moldagens com reforço.....	75

3.3.3	Ensaio de recarregamento .....	76
3.3.4	Moldagens com camadas superiores compactadas .....	77
3.4	O Ensaio Propriamente Dito .....	78
3.5	Critério de Ruptura Adotado .....	81
4	Resultados e Análises.....	83
4.1	Forma de Apresentação e Análise dos Resultados .....	83
4.2	Aceitação dos Resultados .....	84
4.3	Resultados.....	85
4.3.1	Grupo I: Ensaio sobre areia fofa com compactidade homogênea.....	85
4.3.2	Grupo II: Ensaio de recarregamento .....	95
4.3.3	Grupo III: Ensaio sobre areia fofa com camadas superiores compactadas 103	
4.4	Análises .....	107
4.4.1	PRS (Percentage Reduction in Footing Settlement) .....	107
4.4.2	BCR <sub>s</sub> (Bearing Capacity Ratio) .....	112
4.5	Comparação com o estudo de Constancio (2010).....	115
5	Conclusões .....	119
6	Sugestões para Pesquisas Futuras .....	121
6.1	Análise Numérica.....	121
6.2	Posicionamento do Reforço.....	122
6.3	Comprimento do Reforço.....	122
6.4	Diferentes Tipos de Solo.....	123
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	125
	ANEXOS .....	129



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Cargas no centro da sapata nos casos com e sem reforço. (Fonte: CHEN et al., 2008). .....	19
Figura 2.2 - Reforço na horizontal e cargas verticais; componentes horizontais de reação.. .....	20
Figura 2.3 - Reforço após deslocamento: surgimento de componentes verticais. ....	20
Figura 2.4 - Reforço posicionado inicialmente de forma não-planar. ....	22
Figura 2.5 - Rupturas em solos arenosos reforçados, segundo Huang e Tatsuoka (1990).. .....	23
Figura 2.6 - Ruptura acima da camada de reforço. (Biquet e Lee, 1975, Fonte: CHEN et al., 2008). .....	29
Figura 2.7 - Ruptura entre as camadas de reforço (Wayne et al., 1998, Fonte: CHEN et al., 2008). .....	30
Figura 2.8 - Variáveis no reforço de solos. ....	35
2.9 - Curva de Recalque, por Terzaghi. Fonte: Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996. ....	43
Figura 2.10 - Rupturas por Vesic (1975): a) Ruptura generalizada; b) Ruptura Localizada, c) Ruptura por punção. ....	44
Figura 2.11 - Ábaco de Vesic (1975) que correlaciona densidade relativa da areia com tipo de ruptura. ....	45

Figura 3.1 - Proposta de reforço não-planar de melhor desempenho de Constancio (2010).	50
Figura 3.2 - Deslocamentos verticais de reforços em areia (Fonte: CHEN, 2007).	50
Figura 3.3 - Detalhe do reforço exumado após ensaio.	51
Figura 3.4 - Configurações iniciais do reforço com a) $L/B = 3$ , b) $L/B = 5$ (cotas em mm).	52
Figura 3.5 - Detalhe da malha do geotêxtil utilizado em escala.	56
Figura 3.6 - Curva granulométrica do solo.	59
Figura 3.7 - Vista superior do tanque (cortas em mm).	61
Figura 3.8 - Travamento de arestas e de faces do tanque e demarcações de camadas.	62
Figura 3.9 - Modelo de sapata a) rebaixo, b) base rugosa.	64
Figura 3.10 - Aparato pluviador a) Posição vertical, b) Bocal e barbante.	66
Figura 3.11 - Pórtico de aplicação de carga.	67
Figura 3.12 - Correlação entre leitura de célula de carga e anel dinamométrico a) Geral, b) Detalhe.	69
Figura 3.13 - Processo de moldagem.	71
Figura 3.14 - Rasamento da última camada.	74
Figura 3.15 - Superfície pronta para receber o reforço não-planar.	75
Figura 3.16 - Reforço não-planar posicionado.	76
Figura 3.17 - Processo de compactação da areia.	77
Figura 3.18 - Pistão e extensômetros posicionados.	79
Figura 3.19 - Aparato pronto para início de ensaio.	80
Figura 3.20 - Sapata ao final do ensaio.	81
Figura 4.1 - Ensaio e média para o caso Sem reforço (Grupo I).	86
Figura 4.2 - Ensaio e média para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo I).	88
Figura 4.3 - Ensaio e média para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo I).	90
Figura 4.4 - Ensaio e média para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo I).	91
Figura 4.5 - Ensaio e média para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo I).	93
Figura 4.6 - Curvas médias de todos os casos (Grupo I).	94
Figura 4.7 - Ensaio e média para o caso Sem reforço (Grupo II).	95

Figura 4.8 - Ensaio e média para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo II). .....	97
Figura 4.9 - Ensaio e média para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo II). .....	98
Figura 4.10 - Ensaio e média para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo II).....	99
Figura 4.11 - Ensaio e média para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo II).....	101
Figura 4.12 - Curvas médias de todos os casos (Grupo II). .....	102
Figura 4.13 - Ensaio e média para o caso Sem reforço (Grupo III). .....	104
Figura 4.14 - Ensaio e média para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo II). .....	105
Figura 4.15 - Ensaio e média para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo III).....	106
Figura 4.16 - Curvas médias de todos os casos (Grupo III). .....	108



## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Efeito escala segundo (DELL’AVANZI ET AL., 2006 – Fonte: CONSTANCIO, 2010). .....	55
Tabela 3.2 – Resumo das características do geotêxtil, reproduzida de Constancio (2010). .....	57
Tabela 3.3 – Caracterização da areia, reproduzida de Constancio (2010). .....	58
Tabela 3.4 – Ângulos de atrito obtidos em interface com areia. ....	63
Tabela 3.5 – Variação na massa de areia. ....	72
Tabela 3.6 – Peso específico médio dos ensaios. ....	74
Tabela 4.1 – Médias e coeficientes de variação para o caso Sem Reforço (Grupo I). ....	87
Tabela 4.2 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo I). ....	88
Tabela 4.3 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo I). ....	90
Tabela 4.4 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo I). ....	91
Tabela 4.5 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo I). ....	93
Tabela 4.6 – Valores médios para todos os casos (Grupo I). ....	94
Tabela 4.7 – Valores de tensão para o caso Sem reforço (Grupo II). ....	96
Tabela 4.8 – Médias para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo II). ....	97
Tabela 4.9 – Médias para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo II). ....	98



Tabela 4.10 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo II). .....	100
Tabela 4.11 – Médias para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo II). .....	100
Tabela 4.12 – Valores médios para todos os casos (Grupo II). .....	102
Tabela 4.13 – Médias para o caso Sem reforço (Grupo III). .....	104
Tabela 4.14 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo III). .....	105
Tabela 4.15 – Médias para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo III). .....	107
Tabela 4.16 – Valores médios para todos os casos (Grupo III). .....	108
Tabela 4.17 – Valores de PRS para o Grupo I. ....	109
Tabela 4.18 – Valores de PRS para o Grupo II. ....	110
Tabela 4.19 – Valores de PRS para o Grupo III. ....	111
Tabela 4.20 – Valores de <i>BCRs</i> para o Grupo I. ....	113
Tabela 4.21 – Valores de <i>BCRs</i> para o Grupo II. ....	114
Tabela 4.22 – Valores de <i>BCRs</i> para o Grupo III. ....	115
Tabela 4.23 – Tensões de comparação o presente trabalho e Constancio (2010).....	116
Tabela 4.24 – Valores de <i>BCRs</i> para casos não-planares do Grupo I. ....	116
Tabela 4.25 – Valores de <i>BCRs</i> retirados de Constancio (2010). ....	117

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BCR	<i>Bearing Capacity Ratio</i> (Razão de Capacidade de Carga)
$BCR_s$	BCR calculado para um recalque “s”
$BCR_u$	BCR calculado para a carga última
DR	Densidade relativa
GN	<i>Geonet</i> (Georrede)
IF	<i>Improvement Factor</i> (Fator de Melhora)
NBR	Norma Brasileira
PP	Polipropileno
PRS	<i>Percentage Reduction in Footing Settlement</i> (Porcentagem de Redução de Recalque da sapata)
PSC	<i>Plain Strain Compression</i> (Ensaio de Compressão Plana)
PVC	Poli (cloreto de vinila)
SG	<i>Strong Biaxial Geogrid</i> (Geogrelha Biaxial Resistente)
UG	<i>Uniaxial Geogrid</i> (Geogrelha uniaxial)
UV	Ultravioleta
WG	<i>Weak Biaxial Geogrid</i> (Geogrelha Biaxial Fraca)



## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha_c$	Fator de escala cinético
$\eta_\gamma$	Correção do fator de capacidade de carga para o peso específico do solo
$\eta_c$	Correção do fator de capacidade de carga para a coesão
$\gamma$	Peso específico natural do solo
$\gamma_{aluminio}$	Peso específico do alumínio
$\gamma_d$	Peso específico do solo seco
$\gamma_{M\acute{a}x}$	Peso específico máximo
$\gamma_{M\acute{i}n}$	Peso específico mínimo
$\gamma_s$	Peso específico dos sólidos
$\Delta q_B$	Aumento da capacidade de carga devido ao aumento do embutimento da sapata
$\Delta q_c$	Ganho na capacidade de carga devido ao Efeito <i>Wide Slab</i>
$\Delta S$	Parcela da resistência do bloco referente ao atrito superior
$\theta$	Ângulo formado entre a superfície de ruptura e a horizontal
$\sigma_{cs}$	Tensão normal agindo no bloco A, de altura “c”, a um recalque “s”
$\phi$	Ângulo de atrito do solo
$a_m$	Aceleração no modelo
$a_p$	Aceleração no protótipo
$b$	Largura do reforço

$b_1$	Altura do bloco A, em rupturas do tipo 1
$b_2$	Altura do bloco A, em rupturas do tipo 2
B	Largura da base da sapata corrida
$c$	Coesão do solo
$C_1$	Curva 1 representativa de ruptura generalizada, no gráfico de curvas de recalque
$C_2$	Curva 2 representativa de ruptura localizada, no gráfico de curvas de recalque
$d_r$	Profundidade total do reforço
$D_f$	Profundidade inicial de assentamento da sapata
$e_{Máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{Mín}$	Índice de vazios mínimo
F	Força resultante de reação do reforço
$F_h$	Componente horizontal da reação do reforço
$F_v$	Componente vertical da reação do reforço
h	Espaçamento vertical entre as camadas de reforço
$I_\varepsilon$	Fator de influência de deformação
$K_p$	Coeficiente de empuxo passivo
L	Comprimento do reforço
$L_m$	Comprimento do modelo
$L_p$	Comprimento do protótipo
N	Número de camadas de reforço
$N$	Fator de escala geométrico
$N_\gamma$	Fator de capacidade de carga referente ao peso específico
$N_c$	Fator de capacidade de carga referente à coesão
$N_i$	Número de reforço por unidade de comprimento na camada "i"
$q_o$	Capacidade de carga do solo sem reforço a um dado recalque

$q_0^*$	Capacidade de carga da sapata
$q_1$	Resistência à compressão do bloco A
$q_2$	Parcela da resistência de compressão do solo, referente a fatores não existentes no ensaio PSC
$q_3$	Resistência à compressão do bloco A, incluindo a zona ativa imediatamente abaixo da sapata
$q_4$	Parcela da resistência de compressão do solo, referente a fatores não existentes no ensaio PSC
$q_B$	Parcela da resistência à compressão do bloco A, referente ao “Efeito de Sapata Profunda”
$[q_d]_1$	Capacidade de carga da Curva 1
$[q_d]_2$	Capacidade de carga da Curva 2
$q_r$	Capacidade de carga do solo a um dado recalque “r”
$q_u$	Carga última por unidade de comprimento
$q_{ult}$	Capacidade de carga última do solo para o caso não-reforçado
$q_{ult}(R)$	Capacidade de carga última do solo para o caso reforçado
$Q$	Carga vertical
$Q_u$	Carga última da fundação
$S_{(n-R)}$	Recalque no caso não-reforçado, dividido pela largura da sapata
$s_1$	Recalque sofrido pela fundação até o momento da ruptura (tipo 1)
$s_R$	Recalque no caso reforçado, dividido pela largura da sapata
$s_2$	Recalque sofrido pela fundação até o momento da ruptura (tipo 2)
$S_e$	Deslocamento sofrido pelo solo
$T_{av}$	Tração média na camada “i” de reforço
$T_{c,i}$	Tração máxima nas laterais do bloco, na faixa “i”
$T_{e,i}$	Tração em cada faixa na camada “i” na face lateral d o bloco A
$T_{Máx,i}$	Tração máxima no centro do bloco, na faixa “i”
$u$	Profundidade da primeira camada de reforço

w            Teor de umidade do solo  
z            Profundidade de assentamento da sapata

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização do Estudo

O crescimento da população mundial como um todo e a concentração populacional em meios urbanos acarretou na necessidade de se construir em locais cujas condições do solo não são as mais desejadas. Associando-se esta nova realidade à tendência de verticalização das edificações, surgiu um novo cenário geotécnico urbano, onde edificações com cargas cada vez maiores estão sendo situadas em terrenos com capacidades de carga cada vez mais baixas.

No Brasil, este cenário se intensificou a partir de 2009. Neste ano, o governo federal começou a investir largamente em obras de infraestrutura, habitação popular, e preparativos para os eventos internacionais que o país brevemente sediaria, reaquecendo o setor da construção civil.

A dificuldade acima mencionada também se repete no âmbito industrial, onde se trabalha com solicitações de valores já naturalmente elevados devidos à natureza e ao porte da obra (pontes, túneis, silos, barragens, etc.) e a possibilidade de seleção de terrenos está se escasseando devido às exigências de licenciamento ambiental.

De modo a viabilizar projetos tecnicamente inviáveis com o solo original e também de forma a reduzir custos de sistemas de fundação, diversas soluções são propostas na literatura para o melhoramento das propriedades do solo. Massad



(2006) cita alguns métodos utilizados para aumentar a capacidade de carga ou contornar as más condições no caso de aterros sobre solos moles:

1 – A substituição ou remoção total ou parcial do solo mole, expondo solo com melhor qualidade logo abaixo. Essa solução só é economicamente viável no caso de espessuras de solos moles relativamente pequenas (de 4 a 5 metros);

2 – O lançamento de aterro em ponta em solo natural, que acarreta em conviver com os possíveis problemas de estabilidade durante a construção e de recalques na fase operacional, exigindo um custo de manutenção ao longo da vida útil do projeto;

3 – O lançamento de aterro em ponta em solo com o melhoramento das suas qualidades. Esses tratamentos de solo mole podem ser feitos através de técnicas construtivas como: (a) a construção por etapas, segmentando também os recalques de forma a não prejudicar o projeto, (b) a colocação de sobrecarga temporária, acelerando os recalques anteriormente à construção do projeto propriamente dito – uma desvantagem clara desta solução é a exigência de um prazo estendido para conclusão da obra (da ordem de anos ou décadas) e (c) a instalação de drenos verticais e colunas de brita, de forma a facilitar e acelerar a drenagem de água do solo mole. Há a possibilidade de todas estas formas de tratamento serem utilizadas em conjunto.

4 – A construção de bermas de equilíbrio, utilizada principalmente em corpos de rodovias, onde o aterro sucessivo ao pé dos taludes aumenta sua estabilidade.

Das (2006) sugere o melhoramento das características de resistência de solos argilosos por meio da compactação em camadas, com a utilização de rolos

compressores lisos, pneumáticos ou pé-de-carneiro. O autor endossa o uso de rolos vibratórios ou ainda uma das seguintes técnicas de compactação especiais para solos arenosos fofos:

1 – A *Vibroflotation*, densificando espessas camadas de solo arenoso através de uma unidade vibratória que é inserida em grandes profundidades e acoplada a uma bomba de água;

2 – A compactação dinâmica, na qual a compactação do solo arenoso ocorre com o golpeamento do solo por um grande peso (da ordem de 80 a 360 kN),

3 – Por detonação de explosivos abaixo da superfície, somente em solo saturado.

Soares (2002) diz que é prática corrente em obras do litoral nordestino o uso de estacas de compactação executadas por vibrodeslocamento a fim de melhorar as propriedades de resistência dos solos. Contudo, o autor ressalva que, apesar de ser largamente utilizada, a técnica carece de estudos mais aprofundados.

Pinto (2005) defende o uso da Mistura de Solo *In Situ*, também chamada de *Cutter Soil Mixing* (CSM) para estabilizar solos de qualquer natureza. Este método consiste em quebrar a estrutura do solo e misturá-lo com ligante (usualmente calda de cimento), criando uma estrutura homogênea solo-ligante. O autor defende que apesar de recente, o método combina vantagens econômicas, técnicas e ambientais.

Outra solução historicamente utilizada é a inserção de fibras ao solo para seu reforço. Silva (1991) e Palmeira (1992) endossam a existência de registros que confirmam a utilização de fibras naturais tanto na construção de estradas pelos

Incas, no Peru, com lã de lhama, quanto na construção da Muralha da China, com fibras de algodão.

Das (2006) lembra que, devido à grande resistência à tração apresentada pelos compósitos de origem polimérica, hoje estes compõem grande parte dos reforços utilizados em solos.

A disseminação de geossintéticos ocorre à medida que se desenvolve a Engenharia de Materiais. Dentre os usos mais frequentes destes materiais estão: a contenção e filtração de sedimentos e lodos, a impermeabilização de áreas e o reforço de solos, tanto em aterros, quanto em muros reforçados e fundações.

Tratando-se de melhorar as qualidades de resistência do solo, o estudo de geotêxteis no Brasil ainda é restrito e inconclusivo. Algumas normas brasileiras englobam geossintéticos, porém não há uma norma em vigência que se refira ao aumento da capacidade de carga de fundações superficiais em solos arenosos fofos.

## 1.2 Objetivos e Métodos

O objetivo desta dissertação é avaliar o ganho de resistência de solo arenoso fofo e a atenuação dos deslocamentos sofridos pela fundação com a utilização de geotêxtil. Foram estudadas diferentes combinações de compacidade da areia, posicionamento e dimensões do reforço – em função do comprimento L e largura B da sapata corrida (considerada como estrutura plana) – buscando uma otimização do processo.

Os ensaios foram realizados em modelo físico em escala reduzida. O modelo de sapata é feito em alumínio e tem dimensões de 100 mm de largura por 200 mm de comprimento e 12,7 mm de altura. O tanque onde foram realizados os ensaios tem dimensões internas de 1000 mm de comprimento por 700 mm de altura e 200 mm de largura.

Durante todo o processo, foram utilizados dois reforços com dimensões diferentes. O primeiro reforço possui comprimento de 300 mm e largura de 200 mm – este reforço será chamado de Reforço 3B daqui em diante, por ter seu comprimento igual a 3 vezes a largura do modelo de sapata (B). O segundo reforço possui comprimento de 500 mm e largura de 200 mm – Reforço 5B, analogamente. Como os reforços são tecidos e se comportam como material em duas dimensões, sua espessura não se caracteriza como fator relevante.

Os ensaios realizados foram divididos em 3 grandes grupos, separados de acordo com a base de comparação:

- I) Ensaios sobre areia fofa com compactação homogênea:
  - a. Solo sem reforço, sendo padrão para o ganho de resistência;
  - b. Reforço 3B horizontal (plano), à profundidade de 33,3 mm;
  - c. Reforço 5B horizontal (plano), à profundidade de 33,3 mm;
  - d. Reforço 3B com posicionamento não-planar;
  - e. Reforço 5B com posicionamento não-planar;

- II) Ensaios de recarregamento:

Os ensaios anteriores já deformados por ação de ensaios prévios foram reensaiados, havendo um reaproveitamento de suas moldagens.

- III) Ensaios sobre areia fofa com camadas superiores compactadas:

- a. Solo sem reforço, sendo padrão para o ganho de resistência;
- b. Reforço 3B horizontal (plano), à profundidade de 33,3 mm,
- c. Reforço 3B com posicionamento não-planar.

A avaliação do ganho de resistência foi feita por meio de ensaio de capacidade de carga em modelo reduzido, continuando estudos prévios realizados por Constancio (2010). Os procedimentos de ensaio são mais detalhadamente descritos no Capítulo 3 – Programa Experimental.

### 1.3 Distribuição do Conteúdo

O presente capítulo introduz os aspectos econômicos e técnicos que culminaram no crescimento do uso dos geossintéticos na engenharia civil. Também são citados neste capítulo os objetivos deste trabalho, tratando-se concomitantemente dos métodos de pesquisa utilizados de forma sucinta.

No segundo capítulo, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o tema. São analisados os principais estudos desenvolvidos acerca do aumento da capacidade de carga de fundações superficiais com a utilização de reforços, contextualizando tanto a base teórica quanto a motivação para o desenvolvimento deste trabalho.

O terceiro capítulo discorre a respeito dos objetivos do trabalho, dos métodos, instrumentos e aparelhagem utilizados nos ensaios previstos pela pesquisa. São abordados em detalhes os procedimentos de montagem do modelo, o ensaio propriamente dito, o método de aquisição de dados e critério de parada dos ensaios.

No quarto capítulo são apresentados os resultados e expostos os métodos de análise dos dados obtidos. Também é feita uma discussão a respeito dos resultados obtidos.

No quinto capítulo são expostas as conclusões baseadas nos resultados obtidos e suas análises.

Finalmente, no sexto capítulo são apresentadas as sugestões para pesquisas futuras.



## 2 REFORÇO DE SOLOS COM UTILIZAÇÃO DE GEOTÊXTEIS

### 2.1 A Evolução do Uso do Reforço

Os registros da utilização de reforços em solos pelo Homem datam da antiguidade. Silva (1991) dá como exemplo as milenares Ziggurrat (torres de grandes dimensões repousadas na horizontal) de Aqar-Quf, construída na antiga Mesopotâmia antes de 2.500 a. C., a Ziggurrat de Ur, terminada por volta de 550 a. C., e o Santuário de Marduk, também conhecido como Torre de Babel. O autor também lembra que a idéia de reforço de solos não é exclusividade da espécie humana e que se encontra presente na natureza, citando exemplos como abrigos construídos por pássaros e outros animais e a ramificação das raízes das árvores.

Hollaway e Head (2001) contam que já em 1.000 a. C. a cana e a videira eram largamente utilizadas para reforçar tijolos de argila e solo granulares. Silva (1991) também aponta a cultura chinesa, que há séculos reforça o solo com bambu e palha. A Muralha da China é constituída em partes por uma mistura de argila e pedregulho, reforçada por ramos de tamargueira.

Palmeira (1992) relata a utilização de lã de lhama pelos Incas do Peru como reforço na construção de estradas. O autor também define como a aplicação pioneira que mais se aproxima de um geossintético o uso de mantas de algodão pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul (EUA) de forma a reforçar camadas asfálticas em pavimentos em 1926.



Hollaway e Head (2001) lembram que apenas no começo da década de 1960, Henri Vidal introduziu o conceito de “Terra Armada”, reforçando o solo com faixas de aço e de compósitos de polímeros dispostas horizontalmente. Atualmente, o nome “Terra Armada” é utilizado para designar qualquer tipo de solo reforçado.

Hollaway e Head (2001) contam que os reforços foram evoluindo ao passo do desenvolvimento de novos materiais poliméricos. Em meados da década de 1980, devido ao grande número de materiais baseados em polímeros em uso na indústria da engenharia geotécnica, criou-se o termo “geossintéticos” a fim de englobar todos aqueles que não cabiam nas classificações de “geotêxtil” – tecidos utilizados no solo – ou “geomembrana” – membranas poliméricas impermeáveis utilizadas no meio geotécnico.

Das (2006) esclarece que o termo “geossintéticos” inclui materiais como os geotêxteis, as geomembranas, as geogrelhas, as georredes e os geocompostos. O autor afirma que, além de reforço de solos, cada um destes pode desempenhar uma ou mais das outras quatro funções principais, como separação, filtragem, drenagem e contenção de umidade.

Giroud (1984) alerta para a nomenclatura: tecidos e membranas utilizados fora do meio geotécnico não devem ser chamados de geotêxteis ou geomembranas, mesmo que sejam idênticos a estes. Giroud (2005) também endossa que os geossintéticos adentraram a engenharia geotécnica ao ponto de não ser mais possível exercê-la sem eles.

Os principais tipos de geossintéticos estão sucintamente descritos no item a seguir.

## 2.2 Tipos de Geossintéticos

### 2.2.1 Geotêxteis

Day (2001) afirma que os geotêxteis são o tipo de geossintéticos mais largamente utilizado. Das (2006) define os geotêxteis como tecidos formados não por fibras de origem natural – devido à rápida degradação destas fibras em comparação com a vida útil de uma obra – mas sim de fibras de vidro ou de produtos derivados do petróleo. Hollaway e Head (2001) constataam que as principais fibras utilizadas em geotêxteis são de polipropileno, polietileno e poliamida e que estas podem ser manipuladas química, física e mecanicamente de forma a melhor se adequarem às aplicações geotécnicas.

Das (2006) explica que os geotêxteis podem ter a forma tecida, tricotada ou não-tecida. Esta última forma pode ser dividida em 3 subgrupos, de acordo com o processo de união das fibras: térmico (filamentos parcialmente fundidos), mecânico (agulhadas) ou químico (unidas com resinas). Das (2006) acrescenta que são quatro as principais aplicações de geotêxteis – drenagem, filtragem, separação e reforço.

Day (2001) discute que a filtragem caracteriza provavelmente a maior utilização dos geotêxteis. Das (2006), por sua vez, explica que a alta resistência à tração dos geotêxteis é responsável por aumentar a capacidade de carga do solo. Hollaway e Head (2001) enumeram outras características intrínsecas aos geotêxteis que os fazem ideais para reforços em solo, tais como: (i) não possuem variabilidade de características devido ao processo de fabricação; (ii) são manufacturados de polímeros de alta duração, sendo adequados para ambiente geotécnico tanto em

longa quanto curta duração; (iii) são leves, fáceis de transportar e fáceis de manusear durante o posicionamento; (iv) são feitos de materiais robustos que suportam esforços que podem ser induzidos durante a instalação e durante a vida útil da estrutura, (v) apresentam a possibilidade de manipular suas propriedades de resistência e deformabilidade de forma a responder às expectativas do projeto.

Day (2001), todavia, lista algumas das limitações dos geotêxteis como reforço, algumas, inclusive, contraditórias às de Hollaway e Head (2001): (i) o polipropileno sofre rápida deterioração por luz ultravioleta, podendo perder até 100% de sua resistência após 8 semanas de exposição contínua; (ii) há possibilidade de ocorrerem danos mecânicos no material, infligidos pelo processo de compactação do solo; (iii) pode ocorrer a ruptura do geotêxtil através das cargas de instalação, que são significativamente maiores que as de projeto; (iv) é possível que haja instabilidade do terreno durante várias fases de construção, mesmo que a conformação final seja estável; (v) é possível que haja redução das propriedades do tecido devido ao ambiente de construção, podendo causar a falência do projeto por completo.

O geotêxtil utilizado no presente trabalho é tecido de polipropileno. Mais detalhes sobre histórico e surgimento do polipropileno, suas características físicas, químicas e mecânicas encontram-se no item 2.3 – O Polipropileno (PP). A escolha do geotêxtil utilizado no presente trabalho, bem como suas características físicas e mecânicas encontram-se no item 3.2.1 – Efeito escala e a escolha do reforço.

### **2.2.2 Geogrelhas**

Segundo Day (2001), geogrelhas são grelhas formadas por polímeros de alta resistência que possuem estrutura aberta de usualmente 1,3 a 10 cm de comprimento e/ou largura, que facilita sua aderência com o solo. Por possuírem alta resistência à tração e baixa resistência à compressão, complementam perfeitamente o solo compactado (que possui baixa resistência à tração e alta resistência à compressão), sendo, por isso, muito utilizadas como reforço.

Ainda segundo Day (2001), dentre seus principais usos estão: estabilização de bases e sub-bases de pavimentos, reforço de taludes, controle de erosão, estabilização de muros de contenção e reforço do contato entre argilas moles e aterros dispostos acima destas.

O referido autor lista algumas das limitações das geogrelhas, tais como: (i) sofrem degradação quando expostas à luz ultravioleta, devendo ser cobertas por aterro assim que possível, (ii) possuem uma distribuição de resistência não uniforme em suas duas direções principais, resultado do seu processo de fabricação e (iii) são susceptíveis à deformações por fluência (assim todo material polimérico). Estas limitações devem ser levadas em consideração quando da elaboração do projeto.

### **2.2.3 Geomembranas**

Day (2001) diz que geomembranas são membranas impermeáveis utilizadas quase que exclusivamente como barreiras ao fluxo de água, gases ou

materiais tóxicos. Hollaway e Head (2001) argúem que dois diferentes tipos de materiais são utilizados para prover a propriedade de impermeabilidade à geomembrana: polímeros sintéticos e materiais betuminosos.

Hollaway e Head (2001) ainda afirmam que as geomembranas podem ser manufaturadas em fábrica ou *in situ*, podendo ser, em ambos os casos, tanto não-reforçadas – também chamadas de homogêneas – quanto reforçadas com um tecido. Os autores defendem o uso deste reforço para: (i) conferir estabilidade ao composto polimérico durante a fabricação; (ii) prover estabilidade dimensional frente à variação de temperatura, (iii) aumentar a resistência da geomembrana e (iv) reduzir o alongamento da geomembrana quando submetida a esforços.

Day (2001) lista algumas das limitações das geomembranas, tais como: (i) podem sofrer perfurações durante sua instalação, devendo possuir relativa espessura para preveni-las, (ii) podem ocasionar deslizamentos de taludes, por serem materiais lisos e com pouco atrito, devendo o projetista sempre optar por geomembranas rugosas, quando houver tal possibilidade e (iii) podem ocorrer vazamentos através de suas juntas, comprometendo a segurança e eficácia do projeto.

#### **2.2.4 Geocompostos e Georredes**

Hollaway e Head (2001) definem geocompostos como sendo materiais resultantes da combinação de dois ou mais componentes diferentes, nos quais podem ser utilizadas as propriedades de ambos os componentes. Day (2001) ressalta que diferentes geossintéticos podem ser combinados para formar um

geocomposto, dependendo dos requerimentos do projeto. Hollaway e Head (2001) concluem que as possibilidades são inúmeras.

Day (2001) ainda caracteriza as georredes como redes poliméricas utilizadas em drenagem, usualmente em conjunto com geotêxtil. São, portanto, tecnicamente um geocomposto.

## 2.3 O Polipropileno (PP)

### 2.3.1 Breve histórico

Brydson (1998) contextualiza o surgimento do polipropileno com o intenso investimento do governo dos EUA na pesquisa e desenvolvimento da indústria química voltada às aplicações bélicas durante e pós Segunda Guerra Mundial. Neste período, não somente o governo americano, como grande parte do mundo acadêmico-científico da química se voltou para o desenvolvimento de novos materiais poliméricos.

Brydson (1998) especifica que o polipropileno foi descoberto em uma ação conjunta do alemão Nobel de química Karl Ziegler e pelo químico italiano Giulio Natta e sua equipe, em meados da década de 1950. Também à época, devido ao interesse na produção em grande escala de materiais poliméricos, foi possível a larga e diferenciada utilização desses materiais para fins não relacionados à guerra, que anteriormente tinham uso restrito devido ao seu alto valor.

Das (2006) lembra que os polímeros são empregados na construção civil desde 1970 e desde então sua utilização está em franca expansão. Hollaway e Head (2001) endossam essa evolução, afirmando que a partir da década de 1990, 30% dos polímeros produzidos no mundo são utilizados na indústria da construção.

### **2.3.2 Características físicas, químicas e mecânicas**

Brydson (1998) caracteriza o polipropileno como sendo um polímero do grupo das Poliolefinas, um dos quatro grandes grupos de termoplásticos, junto com os Poliestirenos, PVCs - Poli(cloreto de vinila) - e os Acrílicos - Poli(metacrilato de metila). O autor também explica que os termoplásticos, também chamados de plásticos etenóidicos, são polímeros que, depois de modelados a altas temperaturas e resfriados, conseguem manter a sua estrutura de quando aquecidos.

Hollaway e Head (2001) apresentaram um extenso estudo a respeito das propriedades dos polímeros utilizados na indústria civil geotécnica. Os autores afirmam que polímeros geralmente são materiais de alta duração, porém, eventualmente estes acabam se degradando. Os maiores agentes degradantes dos polímeros em geral são: a luz ultravioleta, a oxidação, a hidrólise, as reações químicas, a variação de temperatura e o esforço a que ele está submetido, sendo estes dois últimos mutuamente potencializados. A degradação biológica não é levada em consideração, pois apenas fibras naturais são biodegradáveis.

A degradação por luz ultravioleta já foi mencionada anteriormente como sendo fator importante a ser considerado (seção 2.2.1 – Geotêxteis e seção 2.2.2 – Geogrelhas). O polipropileno e o polietileno são os polímeros mais susceptíveis à degradação por luz UV. Esta degradação é desprezível se o material se encontrar

enterrado. Porém, se for exposto à luz UV, a parcela orgânica do polímero é degradada, fragilizando-o. Os autores alertam também que as parcelas mais finas do reforço são mais facilmente degradáveis pela luz UV que as parcelas mais grossas. Day (2001) reitera a importância de se realizar o aterro sobre o reforço o quanto antes possível.

Hollaway e Head (2001) explicam que a degradação por oxidação ocorre como resultado do aquecimento da fibra e que o polipropileno e o polietileno são particularmente afetados por esta ação. Por outro lado, o polipropileno basicamente não é susceptível à hidrólise. Os autores também afirmam que reações químicas em polímeros geralmente são deveras complexas e difíceis de quantificar e seu impacto é pouco visível.

Hollaway e Head (2001) ressaltam que a variação de temperatura é possivelmente a maior causa de degradação do reforço, pois o intervalo de temperatura ambiente (tanto em climas temperados quanto tropicais) coincide com a fase viscoelástica de alguns polímeros. Tendo isso em vista, essa variação de temperatura pode influenciar suas propriedades de resistência e dureza. Em se tratando de reforços posicionados em profundidades, não há essa preocupação, pois a temperatura permanece praticamente constante. Porém quando o reforço está localizado próximo à superfície (0,2 a 0,5 metros de profundidade) essa variação de temperatura ambiente o alcança e o afeta.

Hollaway e Head (2001) lembram que todos os materiais poliméricos estão sujeitos ao efeito de fluência em temperatura ambiente. No que tange o polipropileno, a taxa de fluência aumenta no intervalo de 23 a 40°C. Consequentemente, deve-se levar em conta o efeito de fluência no projeto de reforços de solos com longa vida útil. Deve-se analisar o efeito da fluência tanto na capacidade de carga do reforço quanto em sua extensão.



Os autores ainda esclarecem que o polipropileno pode apresentar uma faixa extensa de resistência à tração – dependente do seu processo de fabricação – e custo relativamente baixo. Deste modo, o polímero em questão torna-se conveniente para a aplicabilidade em reforço de solos.

## 2.4 Reforços em Fundações Rasas

### 2.4.1 Funcionamento e deslocamento do reforço

Chen *et al.* (2008) afirmam que a inclusão de um reforço geralmente aumenta a capacidade de carga última de um solo granular e também acaba por reduzir os recalques neste último estágio de carga. Giroud (1984) ressalva que os geossintéticos desempenham o papel de reforço no solo quando melhoram sua estabilidade por meio de suas características de resistência. Chen *et al.* (2008) complementam este papel quando abordam a redistribuição de tensões. Os autores afirmam que as tensões na linha central abaixo do centro de uma sapata em solo reforçado são consideravelmente menores do que aquelas observadas em solos não reforçados (Figura 2.1).

Giroud (1984) adiciona que, para que estas funções sejam desempenhadas com sucesso por um geotêxtil, este deve apresentar não somente alta resistência à tração e alto módulo de deformabilidade, como também uma significativa resistência ao cisalhamento com o solo para que a área susceptível à instabilidade abaixo da fundação seja ancorada à área estável. Lovisa *et al.* (2010) reiteram a importância da resistência ao cisalhamento entre o solo e o reforço para que escorregamentos

sejam evitados. Os autores adicionam que, no caso de geogrelhas, a ancoragem é obtida por meio do intertravamento do solo nas aberturas da grelha.

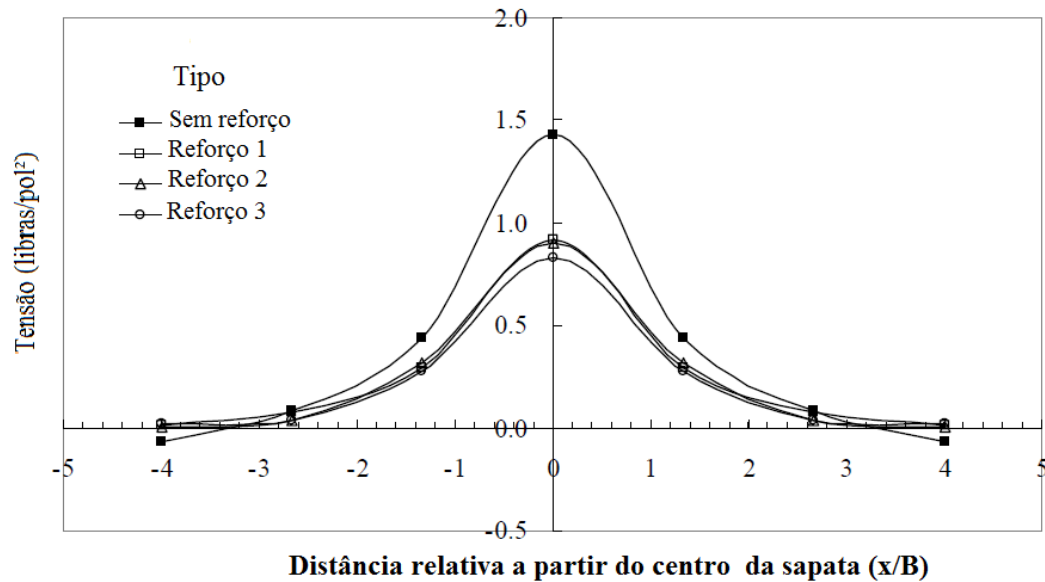


Figura 2.1 - Cargas no centro da sapata nos casos com e sem reforço. (Fonte: CHEN et al., 2008).

Giroud (1984) enumera e explica os mecanismos que governam o cisalhamento entre o solo e o geotêxtil: (i) atrito entre as superfícies planas do geotêxtil e do solo e (ii) coesão das partículas do solo com as aberturas do geotêxtil, o que é obtido quando as partículas do solo são menores que as aberturas do geotêxtil.

Faz-se mister enfatizar que usualmente os reforços são posicionados horizontalmente abaixo das sapatas e submetidos preponderantemente a cargas verticais (Figura 2.2). Logo, o desenvolvimento dos esforços de tração no reforço planar, responsáveis por aumentar a estabilidade e capacidade de carga do solo, fica condicionado ao seu deslocamento e conseqüente surgimento de componentes verticais que porventura contrabalanceiam o carregamento da fundação (Figura

2.3). Este deslocamento do reforço só ocorre quando há deslocamento da fundação, ou seja, quando a carga é imposta à sapata.

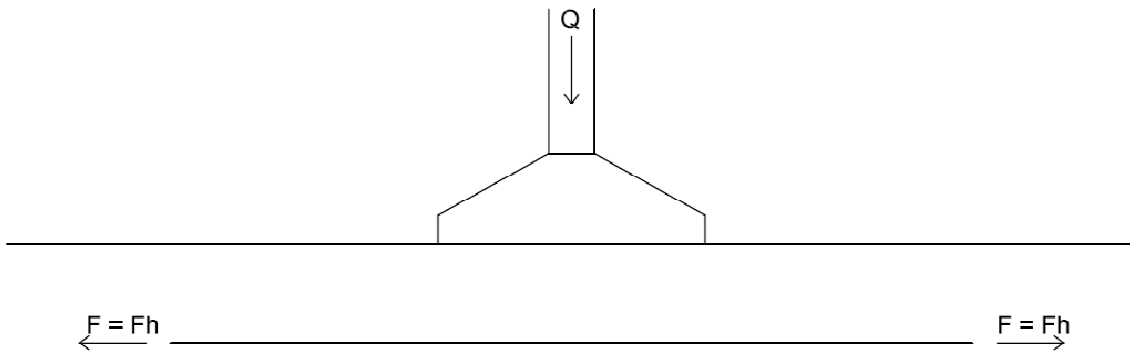


Figura 2.2 - Reforço na horizontal e cargas verticais; componentes horizontais de reação..

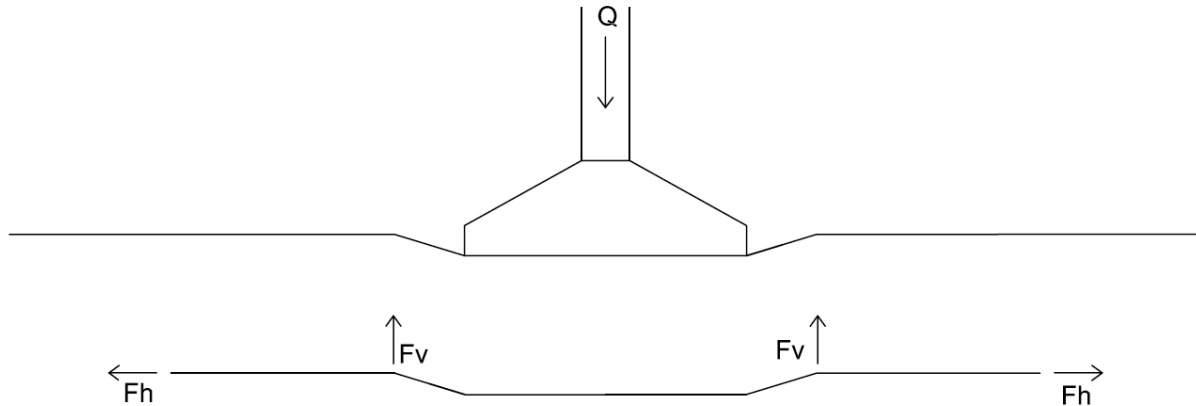


Figura 2.3 - Reforço após deslocamento: surgimento de componentes verticais.

Lovisa *et al.* (2010) endossam o fato de que os geossintéticos apenas mostram seus benefícios após longos recalques e ainda atentam para o desenvolvimento de técnicas que permitam o aproveitamento dos benefícios do reforço sem a necessidade de ocorrerem grandes deslocamentos. Os autores

suportam a técnica da protensão do geossintético antes de implementá-lo ao conjunto.

Lovisa *et al.* (2010) realizaram uma série de testes utilizando reforços protendidos a 2% de sua resistência total à tração a uma profundidade de “ $h/B = 30\%$ ” abaixo da sapata. Esta protensão foi imposta por meio do travamento do reforço ao tanque de ensaio e o nível de protensão foi regulado por meio de polias.

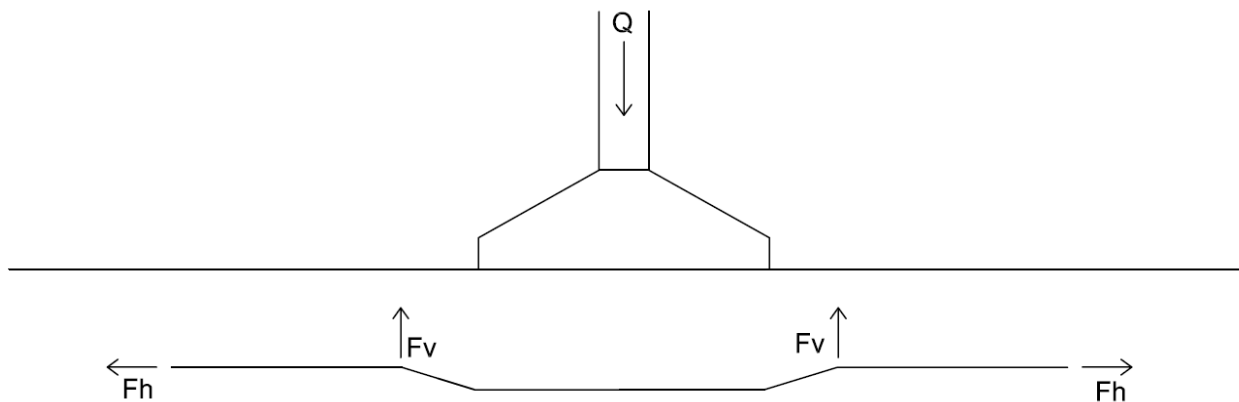
Seus resultados mostraram que o solo com reforço protendido apresentou o dobro da capacidade de carga do solo não-reforçado e de 1,3 a 1,5 vezes a capacidade de carga do solo reforçado sem protensão.

Madhavi Latha e Murthy (2007) observaram que as geocélulas são superiores aos reforços planares no que tange ao aumento da capacidade de carga do solo, justamente devido à existência significativa de reforço nas 3 dimensões. Entretanto, Tafreshi e Dawson (2010) ressaltam que, como o uso de geocélulas se mostrou sempre preferível em relação ao reforço planar, a questão econômica se torna fator decisivo quando do desenvolvimento do projeto. Tendo isso em vista, os autores propuseram a comparação do ganho de capacidade de carga por unidade de massa de reforço utilizado, proposta inovadora.

Ainda se tratando de geocélulas, Dash (2012) estudou o efeito do confinamento do solo em suas aberturas e da rigidez do geotêxtil utilizado. Em seu estudo, o autor realizou ensaios em modelo reduzido com geocélulas de diferentes parâmetros de rigidez e mesma abertura de malha e vice-versa. Os resultados mostraram que uma menor abertura de malha garante menores recalques devido a um maior confinamento do solo, contudo quanto mais rígido o material das geocélulas, menores são os níveis de recalque nos quais elas rompem (da ordem de 20% da largura da base da sapata).

Outra proposta para se contornar a problemática das componentes verticais, proposta esta sugerida pelo presente trabalho e inspirada no trabalho de Constancio (2010), é posicionar o reforço inicialmente em uma conformação próxima a que ele teria depois de deslocado pela aplicação da carga (Figura 2.4). Desta forma, habilita-se o reforço a apresentar reações verticais concomitantemente à aplicação da carga e exclui-se a necessidade de que haja deslocamentos significativos da fundação para que este comece a trabalhar.

Constancio (2010) analisou 4 diferentes propostas de posicionamento para reforço inclinado e obteve um melhoramento de até quase 200% na capacidade de carga em deslocamentos da ordem de 20% da largura da base.



*Figura 2.4 - Reforço posicionado inicialmente de forma não-planar.*

## 2.4.2 Rupturas em solos arenosos reforçados

Huang e Tatsuoka (1990) observaram duas formas de ruptura do solo arenoso reforçado, tendo como base os resultados de ensaios em modelos físicos:

- a. Ruptura abaixo da zona reforçada: nestes casos, a ruptura se dá igualmente aos casos de sapata rígida profunda em solo não-reforçado (Figura 2.5 – a),
- b. Ruptura através da zona reforçada: nestes casos, a ruptura começa logo abaixo da fundação, tendo largura similar à da sapata na primeira camada de reforço. Esta ruptura normalmente se dá em face de 3 principais razões: (i) o reforço não apresenta resistência à tração em conformidade com as cargas impostas à fundação, (ii) houve uma falha na adesão entre a areia e o reforço e (iii) o reforço não cobriu área suficiente abaixo da fundação para realizar propriamente seu trabalho (Figura 2.5 – b).

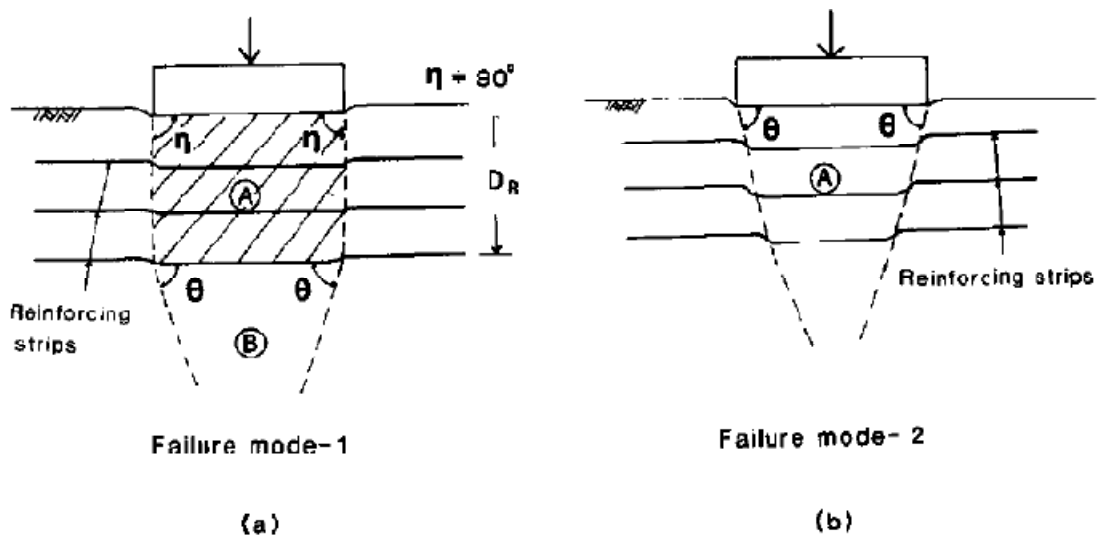


Figura 2.5 - Rupturas em solos arenosos reforçados, segundo Huang e Tatsuoka (1990).

Em ambos os casos, o ângulo  $\theta$  exposto na figura pode ser calculado como:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (2.1)$$

onde  $\phi$  é o ângulo de atrito interno da areia.

Os autores também apresentaram formulações com o fim de calcular as tensões no solo em ambos os casos, baseadas no ensaio PSC (*Plain Strain Compression*).

a. Ruptura do tipo 1:

Para a ruptura do tipo 1, pode-se calcular a capacidade de carga do bloco A não reforçado (Figura 2.5 – a) incluindo a zona ativa de modo similar àquela obtida em amostras no ensaio PSC:

$$q_0^* = q_1 + q_2 \quad (2.2)$$

onde:

$q_0^*$  é a capacidade de carga do bloco A não reforçado,

$q_1$  é a resistência à compressão do bloco e

$q_2$  é a componente de carga referente a outros fatores inexistentes no ensaio PSC, tais como o atrito com superfícies laterais do bloco.

O valor de  $q_1$  pode ser assumido como sendo:

$$q_1 = K_p \cdot \sigma_{cs} \quad (2.3)$$

onde:

$$\sigma_{cs} = \frac{K_p \cdot \gamma_d \cdot (b_1 + s_1)}{2} \quad (2.4)$$

e

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (2.5)$$

sendo:

$\sigma_{cs}$  a tensão normal do bloco A com altura “c” a um recalque “s”;

$K_p$  o coeficiente de empuxo passivo do solo;

$\gamma_d$  o peso específico seco do solo;

$b_1$  a altura do bloco A,

$s_1$  recalque sofrido pela fundação até o momento da ruptura e

$\phi$  o ângulo de atrito interno do solo obtido com o teste PSC.

Há a possibilidade de se calcular o efeito na capacidade de carga de uma sapata embutida em areia não reforçada. Este também é o caso de sapatas em areias com reforços de comprimento igual à largura da sapata ( $L=B$ ), onde acontece o chamado “Efeito de Sapata Profunda”:

$$q_B = q_3 + q_4 \quad (2.6)$$

onde:

$q_B$  é a parcela da capacidade de carga relativa ao “Efeito de Sapata Profunda”,

$q_3$  é a resistência à compressão do bloco A, incluindo a zona ativa imediatamente abaixo da sapata, o que também considera-se agir como no ensaio de PSC e

$q_4$  é componente similar à  $q_2$ , inexistente no ensaio PSC.



A parcela  $q_3$  pode ser calculada como:

$$q_3 = K_p \cdot \sigma_{cd} \quad (2.7)$$

e

$$\sigma_{cd} = \frac{K_p \cdot \gamma_d \cdot (2 \cdot D_f + b_2 + 2 \cdot S_2)}{2} \quad (2.8)$$

onde:

$D_f$  é a profundidade de assentamento inicial da sapata,

$b_2$  é a altura do bloco A e

$S_2$  é o recalque sofrido pela fundação no momento da ruptura.

O aumento da capacidade de carga devido a um maior embutimento da sapata, pode ser calculado através da seguinte equação:

$$\Delta q_B = q_B - q_u = q_3 - q_1 + (q_4 - q_2) = q_3 - q_1 \quad (2.9)$$

onde:

$\Delta q_B$  é o aumento na capacidade de carga devido ao aumento do embutimento da sapata e assume-se que  $q_4 - q_2 \approx 0$ .

Em casos onde o reforço seja considerado longo, ou seja,  $L > B$ , deve-se levar em conta o Efeito *Wide Slab*, que pode ser calculado pela equação:

$$\Delta q_c = \Delta q_B + \Delta S \quad (2.10)$$

onde:

$\Delta q_c$  é o ganho de capacidade de carga devido ao Efeito *Wide Slab* e

$\Delta S$  é a parcela de atritor superior.

Esta parcela  $\Delta S$  é calculada da seguinte forma:

$$\Delta S = \frac{2 \cdot \{\sum_{i=1}^N T_{e,i} \cdot \tan \phi \cdot N_i\}}{B} \quad (2.11)$$

onde:

$N$  é o número de camada de reforços;

$T_{e,i}$  é a tração em cada faixa na camada “i” na face lateral do bloco A,

$N_i$  é o número de reforços por unidade de comprimento na camada “i” e

$B$  é o comprimento da base da sapata.

Vale atentar que quando “ $L = B$ ”, “ $\Delta S = 0$ ”.

b. Ruptura do tipo 2:

No caso da ruptura pelo tipo 2, o aumento na capacidade de carga do bloco A (Figura 2.5 – b) é dado por  $\Delta q_A$ . Esse aumento se dá devido ao confinamento do bloco, induzido pelas forças de tração no reforço dentro do bloco A e pode ser calculado da seguinte forma:

$$\Delta q_A = K_p \cdot \sigma_t \quad (2.12)$$

onde:

$$\sigma_t = \frac{\{\sum_{i=1}^n (T_{av} \cdot N_i)\}}{d_R} \quad (2.13)$$

e:

$T_{av}$  é a tração média na camada “i” no bloco A,

$N_i$  é o número de reforços por unidade de comprimento na camada “i” e

$d_R$  é a profundidade total de reforço.

A tensão média  $T_{av}$  pode ser calculada pela seguinte equação:

$$T_{av} = \frac{T_{M\acute{a}x,i} + T_{c,i}}{2} \quad (2.14)$$

onde:

$T_{M\acute{a}x,i}$  é a tração máxima no centro do bloco A, na faixa “i”, e

$T_{c,i}$  é a tração máxima nas laterais do bloco A, na faixa “i”.

Chen *et al.* (2008) lembram que podem ocorrer diferenças no modo de ruptura devidas à profundidade da primeira camada de reforço ( $u$ ) e ao espaçamento vertical entre as camadas ( $h$ ). Os autores observam que quando esta profundidade “ $u$ ” é maior do que  $0,5 B$ , a superfície de ruptura na areia se estende até alcançar a superfície do solo (Figura 2.6).

Chen *et al.* (2008) concluíram com base na geometria da ruptura e nos recalques observados que este tipo de ruptura se assemelha a uma ruptura

generalizada típica (item 2.5 – Critérios de Ruptura de Fundações Rasas). Khing *et al.* (1993) relatam que a camada superior ao primeiro reforço, juntamente à sapata, atuam como uma base rígida rugosa e as demais camadas de reforço atuam como enrijecedoras do solo, ou seja, apesar da superfície de ruptura não atravessar o reforço, este contribui para o aumento da capacidade de carga da fundação.

Quando “u” é menor que 0,5 B, contudo “h” é maior que este mesmo valor, a ruptura se dá entre as camadas de reforço e a superfície de ruptura a atravessa por puncionamento (item 2.5 – Critérios de Ruptura de Fundações Rasas). Este caso se assemelha a uma ruptura em solo heterogêneo de duas camadas de resistências diferentes (Figura 2.7). Ainda, Chen *et al.* (2008) explicam que esses dois modos de ruptura podem ser evitados mantendo “u” e “h” sempre maiores que 0,5 B.

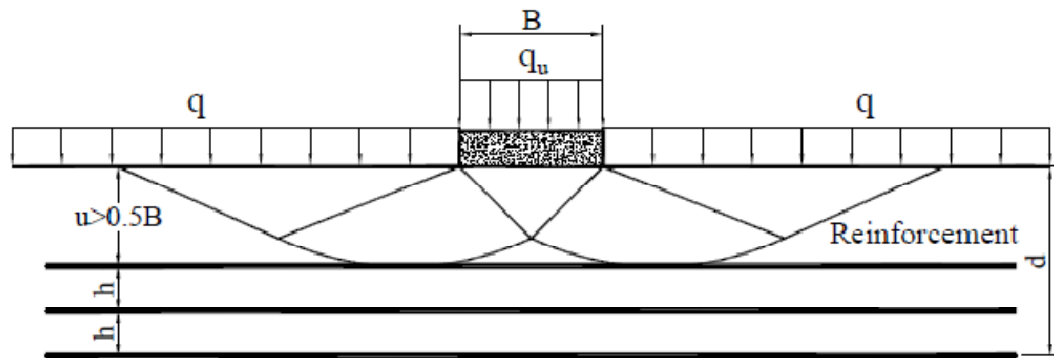


Figura 2.6 - Ruptura acima da camada de reforço. (Binquet e Lee, 1975, Fonte: CHEN *et al.*, 2008).

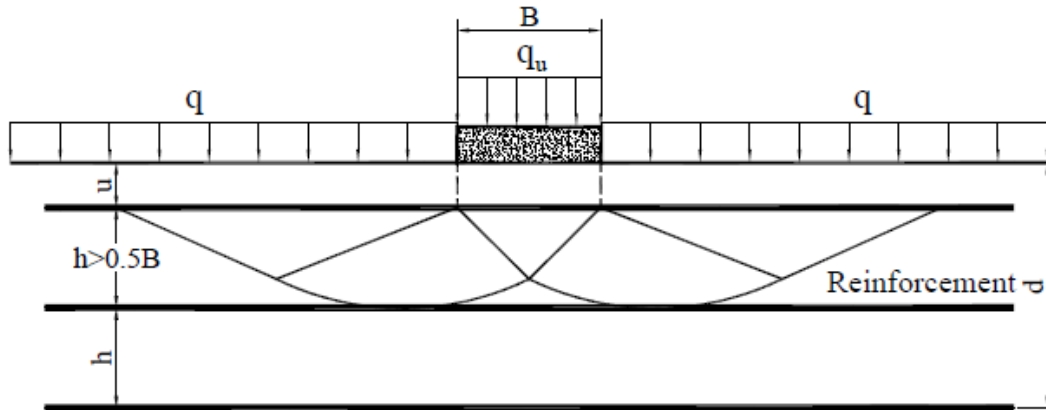


Figura 2.7 - Ruptura entre as camadas de reforço (Wayne et al., 1998, Fonte: CHEN et al., 2008).

Chakraborty e Kumar (2012), através de simulações em software de elementos finitos, desenvolveram um método de estimativa de capacidade de carga em solos reforçados com até duas camadas de reforço planar. Em seu trabalho, os autores admitem a superposição de efeitos do atrito e da coesão e a igualdade entre o ângulo de atrito entre o solo e o reforço ( $\delta$ ) e o ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ). Também assumem que o reforço é incapaz de resistir a momentos fletores e permanece horizontal durante todo o processo.

O ganho na capacidade de carga devido ao reforço é levado em consideração por meio da correção dos fatores de capacidade de carga referentes à coesão e ao peso específico,  $N_c$  e  $N_\gamma$ , do cálculo convencional de capacidade de carga, representado na equação abaixo:

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = c \cdot N_c \cdot \eta_c + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \eta_\gamma \quad (2.15)$$

onde:

$Q_u$  é a carga última da fundação;

$q_u$  é a carga última por unidade de comprimento;

$c$  é a coesão do solo;

$N_c$  é fator de capacidade de carga para coesão;

$\eta_c$  é a correção do fator de capacidade de carga para a coesão;

$B$  é a largura da base da sapata;

$\gamma$  é o peso específico natural do solo,

$N_\gamma$  é o fator de capacidade de carga para o peso específico do solo e

$\eta_\gamma$  é a correção do fator de capacidade de carga para o peso específico do solo.

Os autores sugerem a utilização dos valores de  $N_c$  e  $N_\gamma$  disponíveis na literatura que seriam então corrigidos por meio de ábacos. Nestes ábacos, levam-se em conta o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e a profundidade relativa da primeira camada de reforço “ $u/B$ ”.

### **2.4.3 Avaliação do ganho de capacidade de carga**

Algumas formas de avaliação do ganho de capacidade de carga são citadas na literatura. Sem dúvidas, as mais utilizadas atualmente são a razão de capacidade de carga, BCR (*Bearing Capacity Ratio*) e o fator de melhoramento, IF (*Improvement Factor*). Alguns autores também fazem uso da porcentagem de redução de recalque, PRS (*Percentage Reduction in Footing Settlement*). Todos estes parâmetros são adimensionais.

Latha e Somwanshi (2009) são autores que defendem o uso do IF, definido como:

$$IF = \frac{q_r}{q_0} \quad (2.16)$$

onde:

$q_r$  é a capacidade de carga do solo reforçado a um dado recalque e

$q_0$  é a capacidade de carga do solo sem reforço neste mesmo nível de recalque.

Tafreshi e Dawson (2010) adicionam que o IF pode ser utilizado também no caso de solos reforçados com geocélulas.

Lovisa *et al.* (2010) entendem o BCR como um parâmetro útil quando da avaliação da melhora da capacidade de carga de um solo. Os autores definem BCR como a razão entre as cargas observadas no caso reforçado e não-reforçado e afirmam que este pode ser calculado tanto para a carga última ( $BCR_u$ ) quanto para um nível de recalque estipulado ( $BCR_s$ ). Logo:

$$BCR_u = \frac{q_{últ(R)}}{q_{últ}} \quad (2.17)$$

onde  $q_{últ(R)}$  e  $q_{últ}$  são as capacidades últimas de suporte para o caso reforçado e não reforçado, respectivamente e:

$$BCR_s = \frac{q_r}{q_0} \quad (2.18)$$

onde  $q_r$  e  $q_0$  são a capacidade de carga do solo a um dado recalque “s” nos casos reforçado e não-reforçado, respectivamente.

Como se pode perceber, o  $BCR_s$  e o  $IF$  podem ser interpretados como parâmetros equivalentes, uma vez que ambos representam a razão da capacidade de carga no caso reforçado sobre o caso não-reforçado a um deslocamento determinado e possuem o mesmo valor. Porém, é interessante frisar que ao referir-se ao  $BCR$ , usualmente faz-se referência ao  $BCR_u$ . Este último compara as capacidades de carga a recalques diferentes, já que se trata de capacidades de carga última.

Tafreshi e Dawson (2010) defendem também o uso do PRS, fator que compara o recalque observado a uma dada carga aplicada no solo, nos casos reforçado e não-reforçado. A definição de PRS é a seguinte:

$$PRS = 100 \times \left( 1 - \frac{s_R}{s_{n-R}} \right) \quad (2.19)$$

onde  $s_R$  e  $s_{n-R}$  são, respectivamente, os recalques no caso reforçado e não-reforçado divididos pela largura da base da sapata,  $B$ .

Tafreshi e Dawson (2010) explicam que PRS é calculado arbitrando-se o recalque no caso não reforçado nos níveis 2%, 4%, 6%, 8%, 10% e 12% de  $B$  e observando o recalque equivalente à mesma capacidade de carga no caso reforçado. Os autores complementam que as avaliações são usualmente feitas a níveis altíssimos de recalque (da ordem de 40 a 50% de  $B$  – valores de recalque não aceitáveis em projeto), quando 12%  $B$  já é considerado um limite superior absoluto.



## 2.4.4 Fatores de influência no dimensionamento do reforço

### 2.4.4.1 Noções preliminares

Os solos arenosos podem ser reforçados por uma ou mais camadas de reforço, em diferentes profundidades, com diferentes comprimentos. A Figura 2.8 é apresentada a seguir de forma a ilustrar melhor as variáveis citadas a partir deste item.

O número de camadas de reforço é denominado “N” (no caso da figura, N = 4). A largura da sapata é sempre representada por “B”. A profundidade da primeira camada de reforço, ou de único reforço, é representada por “u”. A distância vertical entre as camadas de reforço é dita como “h”, sendo a soma de todas essas distâncias chamada de “ $d_r$ ” (profundidade total de reforço). Por fim, o comprimento dos reforços é chamado de “L” e sua largura (não representada no desenho), de “b”. É interessante informar que na maioria das vezes, as variáveis “u”, “h”, “L” e “b” são adimensionais expressas em porcentagem de B.

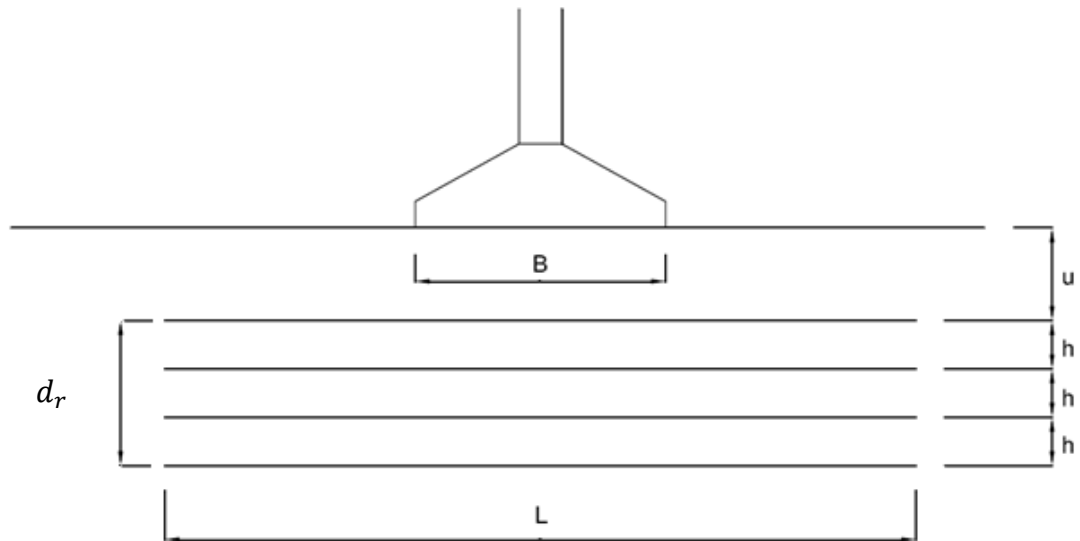


Figura 2.8 - Variáveis no reforço de solos.

#### 2.4.4.2 Profundidade da primeira camada do reforço ( $u$ )

Como mencionado anteriormente, Chen *et al.* (2008) afirmam que a profundidade da primeira camada de reforço, “ $u$ ”, influencia no modo de ruptura de sapatas assentes em areias reforçadas. Chakraborty e Kumar (2012) afirmam que quanto maior o ângulo de atrito interno do solo, menor a profundidade “ $u$ ” ótima para o posicionamento do reforço.

Khing *et al.* (1993) realizaram diversos experimentos em modelos físicos, com 6 camadas de reforço espaçadas de  $0,375 B$  cada uma, variando a profundidade de assentamento da primeira camada de reforço ( $u$ ). Seus resultados indicaram que, quando “ $u/B < 1$ ”, os recalques da sapata no momento da ruptura eram, em média, o dobro daqueles observados quando “ $u/B > 1$ ”. Os autores também constataram que para a maioria das fundações em solos reforçados, a

magnitude de “ $u/B$ ” varia entre 0,25 e 0,4 em ordem de obter os maiores aumentos na capacidade de carga da fundação.

Chen *et al.* (2008) afirmam com base em seus estudos em 3 diferentes tipos de solos reforçados que a profundidade ótima para assentar a primeira camada de reforço é de 0,33 B.

Latha e Somwanshi (2009) realizaram experimentos numéricos parametrizados em ensaios reais e obtiveram o intervalo ótimo de “ $u/B$ ” de 0,1 a 0,8. Seus resultados adicionam que posicionar o primeiro reforço numa profundidade menor do que 0,2 B e a partir de 0,6 B não traz contribuições significativas para o IF. Latha e Somwanshi (2009) concluem que seus estudos não trouxeram um valor de “ $u/B$ ” ótimo, porém indicam o uso de “ $0,1 < u/B < 0,2$ ”.

Yetimoglu *et al.* (1994) encontraram o intervalo entre 0,20 e 0,40 para “ $u/B$ ” de forma a obter o máximo desempenho do reforço e indicam a utilização de “ $u/B = 0,30$ ”. Shin e Das (2000) realizaram ensaios em areia reforçada com diversas camadas e obtiveram a máxima capacidade de carga em “ $u/B = 0,30$ ”.

Tafreshi e Dawson (2010) realizaram ensaios com reforços planares e geocélulas e constataram que abaixo da profundidade de 1 B a influência da inserção da geocélula torna-se desprezível e o solo se comporta como no caso não-reforçado. Os melhores resultados em ganho de capacidade de carga foram obtido no intervalo de “ $u/B$ ” de 0,35 a 0,40; após este intervalo, IF começa a diminuir. Os autores explicam que assentar o reforço antes de 0,35 B não garante pressão-confinante suficiente para desenvolver o cisalhamento entre a areia e o solo necessário para a devida ancoragem do reforço na zona estável. Acima de 0,40 B o reforço começa a se localizar fora da zona de ruptura da fundação, diminuindo sua eficiência.

Pode-se perceber uma convergência de resultados obtidos na literatura para o valor de “ $0,30 < u/B < 0,40$ ”. Tendo isso em vista, foi escolhido o valor de “ $u/B = 0,33$ ” para os ensaios realizados neste trabalho.

#### **2.4.4.3 Comprimento do reforço (L)**

De forma a atender os requisitos de ancoragem estipulados por Giroud (1984) para um adequado funcionamento do reforço, um comprimento mínimo de geossintético faz-se necessário. Latha e Somwanshi (2009) indicam que este comprimento mínimo é igual à soma do comprimento da zona de cisalhamento e da zona de ancoragem dos dois lados da fundação, sendo qualquer comprimento adicional sem efeito para o aumento de IF ou BCR.

Huang e Tatsuoka (1990) realizaram ensaios em areia à compacidade relativa de 83% e chegaram à conclusão que mesmo reforços curtos ( $L/B = 1$ ) podem aumentar a rigidez inicial e resistência de pico do solo. Porém, os autores enfatizam que, a este comprimento, há uma grande concentração de tensões nos planos verticais que tangem as extremidades da sapata – perpendicular às faces frontal e traseira do tanque onde foi realizado o ensaio.

Latha e Somwanshi (2009) asseveram que IF aumenta com o aumento do comprimento “L” do reforço. Por meio de uma análise numérica, os autores observaram que o comprimento ótimo do reforço para sapatas corridas varia de B a 6B e, no caso de sapatas quadradas, a largura do reforço, “b/B” ótima é do valor de 4.

Shin *et al.* (2002) chegaram a um intervalo de 6 a 8 para um valor ótimo de “L/B” para sapatas corridas, utilizando “u/B” e “h/B” iguais a 0,4. Bera *et al.* (2005) encontraram o intervalo de “5 < L/B < 7” no caso de sapatas quadradas. Sitharam e Sireesh (2004) obtiveram os valores de “L/B = 4” no caso de sapatas circulares.

Chen *et al.* (2008) afirmam que o comprimento ótimo de geogrelhas varia entre 4 e 6B, sendo o aumento de IF desprezível acima deste valor. Lee *et al.* (1999) afirmam ser o comprimento ótimo do reforço em sapatas corridas da ordem de 5 a 6B.

Yetimoglu *et al.* (1994) afirmam que o recalque necessário para haver a ruptura de um solo reforçado aumenta na mesma medida em que aumentam o número e o comprimento dos reforços. Os autores concluem com seu estudo que o valor de BCR torna-se constante após “L/B = 4,5”.

Chakraborty e Kumar (2012) asseveram que, para solos com ângulo de atrito entre 30 e 45 graus, o comprimento ótimo do reforço se aproxima de 2B.

#### **2.4.4.4 Número de camadas de reforço (N) e espaçamento vertical (h)**

Huang e Tatsuoka (1990) salientam que o aumento de BCR acompanha o aumento do número de camadas de reforço. Demiröz e Tan (2010) analisaram pela ótica do recalque, e concluíram que a magnitude dos deslocamentos para que haja a ruptura aumenta com o crescimento do número de camadas de reforço.

Khing *et al.* (1993) observaram que BCR aparenta ficar constante após 6 camadas de reforço, o que usualmente se localiza a uma profundidade total de 2,25 B em sapatas corridas, ou seja, camadas localizadas abaixo desta profundidade não contribuem para o BCR. Os autores ainda adicionam, com base na solução de acréscimo de carga de Boussinesq, que a profundidade ótima de reforço é igual àquela relativa a 25% do acréscimo de carga ( $\Delta p/q \approx 0,25$ ), independentemente de tratar se de uma sapata corrida ou quadrada.

Na figura 2.8 é possível visualizar o conceito de profundidade total de reforço,  $d_r$ , que pode ser definida como:

$$d_r = u + (N - 1).h \quad (2.20)$$

sendo  $u$  a profundidade de assentamento da primeira camada de reforço,  $N$  o número de camadas de reforço e  $h$  o espaçamento vertical entre as camadas.

Os autores concluíram que para valores de  $d_r$  acima de 2,67 B, em sapatas corridas, não há aumento do BCR devido à inclusão de reforço e sugerem o valor máximo de 2 B por questões práticas. Entretanto, apesar de não haver contribuição para BCR, o posicionamento de reforços abaixo deste valor de  $d_r$  pode ajudar a reduzir recalques diferenciais e uma conseqüente rotação da fundação.

Ainda sobre Latha e Somwanshi (2009), estes concluíram, através de ensaios em modelos físicos reduzidos, que o valor ótimo de espaçamento entre camadas de reforço seria 0,5 B e através de análises numéricas, 0,4 B.

Chen *et al.* (2008) constatam que BCR aumenta com o número de camadas de reforço, porém ressaltam que este aumenta gradativamente menos na medida em que se adicionam novas camadas. Ainda, após a profundidade de

aproximadamente 1,25 B, não há aumento de BCR com a adição de mais camadas de reforço independentemente do tipo de fundação e da profundidade de assentamento da sapata. A respeito do espaçamento entre camadas, os autores não observaram um valor ótimo para “h/B”, somente concluíram que BCR é tão maior quanto menor “h/B” e indicam o valor de 0,33 B para ser utilizado em projetos.

Tafreshi e Dawson (2010) salientam que BCR aumenta e PRS diminui com o aumento na quantidade de reforço utilizada, seja este aumento na forma de altura da geocélula, seja em número de camadas de reforços planares. Os autores alertam que as melhoras podem se tornar insignificantes a partir dos valores de “h/B = 1,5” e “N = 5 ou 6”, para o caso de reforços planares.

#### **2.4.4.5 Resistência do reforço**

Chen *et al.* (2008) dizem que, em geral, um aumento na resistência à tração do geossintético leva a um aumento da capacidade de carga do solo.

Com fim de avaliar a influência da resistência do reforço no aumento da capacidade de carga, Latha e Somwanshi (2009) realizaram séries de ensaios utilizando quatro tipos de geossintéticos com diferentes resistências: geogrelha biaxial fraca (WG), Geogrelha biaxial resistente (SG), Geogrelha uniaxial (UG) e Georrede (GN).

Foi observado que a resistência à tração do geossintético não governou sozinha a melhora na capacidade do solo. Em uma série de ensaios, a georrede apresentou um melhor BCR se comparada a geogrelha uniaxial, apesar de aquela ter uma resistência à tração menor do que esta. Este fato pode ser atribuído à

abertura da malha da georrede, que é menor do que a geogrelha uniaxial, resultando num melhor confinamento do solo e coesão entre as partículas do solo e do reforço (item 2.4.1 – Funcionamento e deslocamento do reforço).

Também foi observada uma menor rotação da fundação no caso da georrede, ao mesmo nível de tensões, devido ao fato de este geossintético ser mais flexível e permitir uma propagação de tensões mais gradual.

#### **2.4.4.6 Compacidade do solo**

É prática comum na engenharia compactar o solo acima da cota de assentamento das sapatas, criando uma zona de densidade relativa diferente do restante do terreno. Na instalação de um reforço não seria diferente, uma vez que o objetivo último é o aumento da capacidade de carga do solo, e solos com maior densidade relativa costumam apresentar maior capacidade de carga.

Ehrlich *et al.* (2012) investigaram o efeito da compactação na indução de tensões em geogrelhas e na redução de deslocamentos laterais em muros de solo reforçado. O estudo foi conduzido em dois modelos físicos em tamanho real, exatamente iguais em dimensões, quantidade e tipo de reforço (4 camadas de geogrelha de poliéster), sendo modificado apenas o esforço de compactação do solo de um para o outro (73 e 8 kPa).

No que concerne o reforço de fundações rasas, pode-se deduzir que as seguintes conclusões com respeito a muros de solos reforçados também se aplicam: (i) ao final da construção, a soma das tensões mobilizadas nos reforços do caso mais compacto foi consideravelmente maior que a soma de tensões



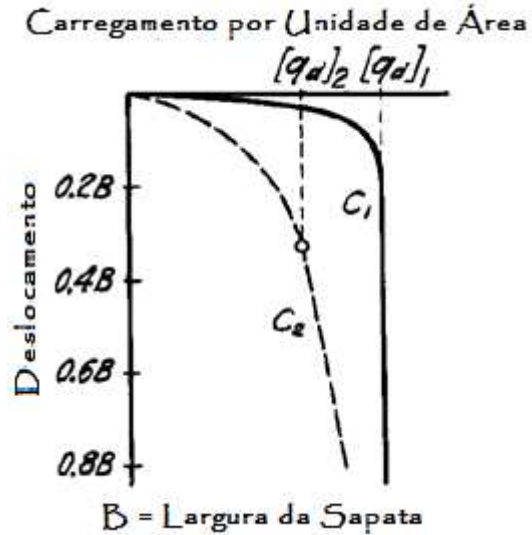
observada no caso menos compacto – contudo esta diferença diminuiu com o aumento de sobrecarga, sendo reduzida a zero quando a sobrecarga atingiu o valor de 100 kPa no caso estudado e (ii) um maior esforço de compactação leva a um aumento significativo da tensão máxima mobilizada nos reforços.

## 2.5 Critérios de Ruptura de Fundações Rasas

Quando um carregamento é aplicado numa parte superficial do solo, essa superfície sofre recalques. A relação entre o recalque e a carga por unidade de área onde aquela foi aplicada pode ser representada por uma Curva de Recalque (Figura 2.9).

De acordo com Terzaghi (1996), se um solo é compacto ou rijo, o formato dessa “Curva de Recalque” se aproxima da curva  $C_1$  e sua capacidade de carga é dada pela carga  $[q_d]_1$ . A esse tipo de ruptura, dá-se o nome de Ruptura Geral por Cisalhamento, ou ainda, Ruptura Generalizada ou Ruptura Verdadeira. Se o solo é fofo ou mole, a sua curva de recalque se parecerá mais com a curva  $C_2$  e a capacidade de carga desses solos é assumida como o ponto onde a curva se torna íngreme e reta. A esse tipo de ruptura, dá-se o nome de Ruptura Local por Cisalhamento, ou ainda, Ruptura Localizada ou Ruptura Convencional.

Vesic (1975) amplia o conceito de rupturas do solo de Terzaghi (1996) adicionando a Ruptura por Puncionamento. O autor diz que esse tipo de ruptura é caracterizado por um padrão difícil de ser visualizado, pois o solo em torno da fundação permanece relativamente inalterado, não há rotação da fundação e a fundação ganha carga mesmo com grandes deslocamentos. Neste caso, adota-se uma carga convencionada no lugar de uma carga de ruptura.



2.9 - Curva de Recalque, por Terzaghi. Fonte: Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996.

Na Figura 2.10 é possível visualizar as rupturas segundo os conceitos de Vesic (1975). O autor caracteriza a ruptura generalizada como sendo brusca. Há ganho de carga para pequenos deslocamentos até que a ruptura ocorre sem aviso, de forma repentina. Há um padrão de ruptura sob a fundação bem definido, com uma superfície de ruptura partindo de um bordo da fundação até o nível do terreno. Ocorre também a rotação e uma significativa inclinação da fundação – a não ser que a sua estrutura impeça de algum modo esse movimento. A ruptura localizada é uma situação intermediária entre a ruptura generalizada e a ruptura por puncionamento. Há um padrão de ruptura sob a fundação bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação e mesmo a grandes valores de deslocamento não ocorre a rotação da fundação.

Vesic (1975) ainda adiciona que não apenas o tipo de solo condiciona o modo de ruptura, mas que este depende também da compressibilidade do solo, da geometria da fundação e das condições de carregamento. Tendo isso em vista, o autor elaborou, a partir de modelos reduzidos, um ábaco onde é possível prever o

modo de ruptura de um solo arenoso, com base na compactidade relativa da areia e na profundidade de assentamento da fundação (Figura 2.11). Com base neste ábaco, a ruptura no modelo foco deste estudo se daria por punção.

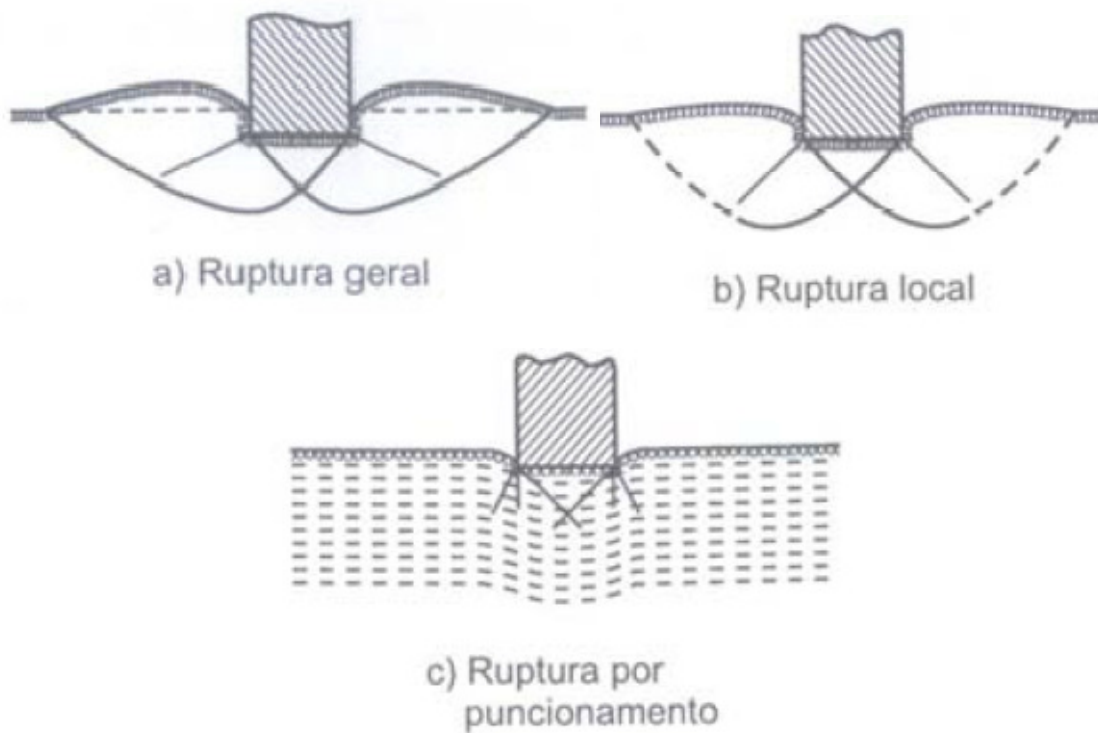


Figura 2.10 - Rupturas por Vesic (1975): a) Ruptura generalizada; b) Ruptura Localizada, c) Ruptura por punção.

Terzaghi (1996) afirma que, por vezes, quando a ruptura não ocorre de maneira generalizada, torna-se difícil a adoção de uma tensão de ruptura. Vesic (1975), nesses casos, recomenda que as provas de carga em solos compressíveis ou fofos sejam executadas até recalques da ordem de 25% da largura da fundação. O autor sugere a adoção da ruptura como 10% da largura da fundação quando o carregamento de pico não se estabiliza

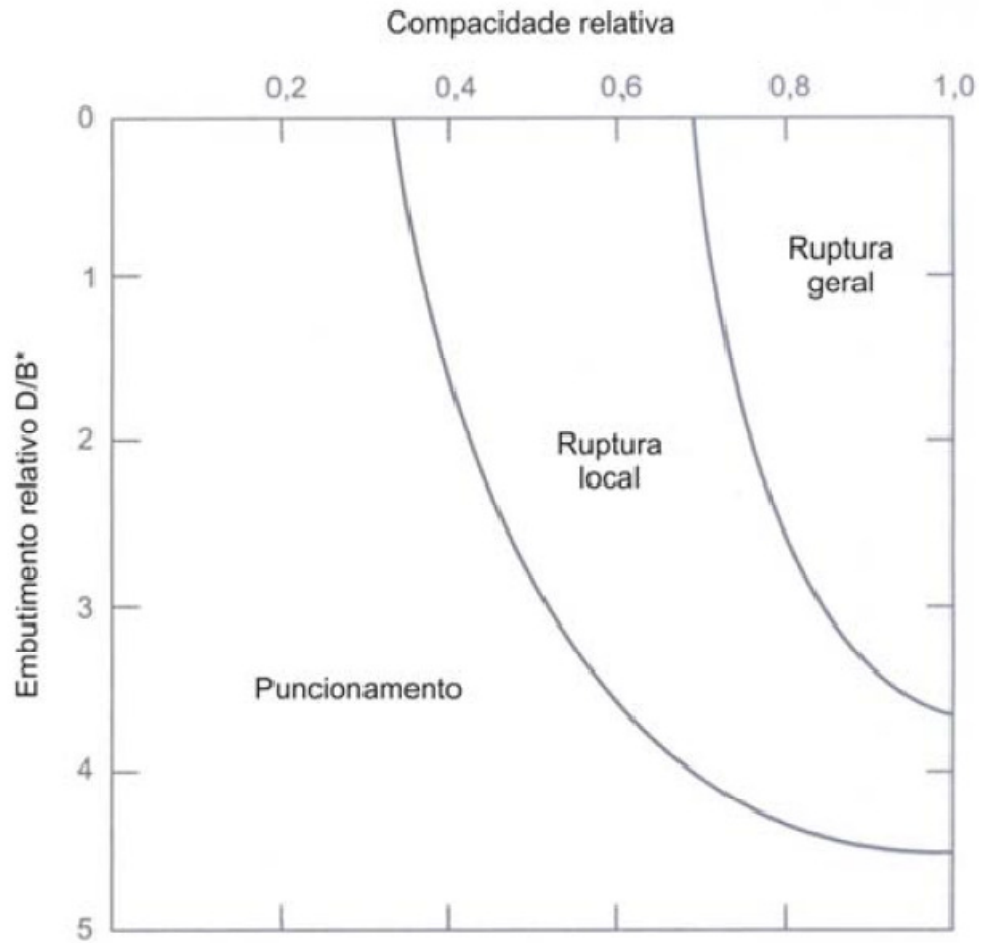


Figura 2.11 - Ábaco de Vesic (1975) que correlaciona densidade relativa da areia com tipo de ruptura.



### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1 Contribuição do Presente Estudo**

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a influência de alguns parâmetros do reforço e do solo no ganho da capacidade de carga e atenuação de recalques de sapata corrida. São eles: comprimento do reforço, compacidade da areia e posicionamento do reforço.

Esta avaliação foi feita por meio de provas de carga em um modelo em escala reduzida de uma fundação superficial no estado plano de deformações. No ensaio, o modelo é assente em areia fofa confinada num tanque de paredes rígidas e submetido a uma carga crescente até deslocamentos da ordem de 30% da largura da sapata (B).

Os ensaios foram divididos em 3 grandes grupos, de forma a facilitar a análise de dados: (I) Ensaio sobre areia fofa com compacidade homogênea, (II) Ensaio de recarregamento e (III) Ensaio sobre areia fofa com camadas superiores compactadas.

Nos dois primeiros grupos, o reforço foi introduzido durante a moldagem, por vezes em posicionamento horizontal e por vezes em posicionamento não-planar, sendo ora de comprimento igual a 3 B e ora de comprimento 5 B. No terceiro grupo, tendo os resultados prévios já analisados, optou-se por realizar ensaios somente com reforço de comprimento 3 B, porém variando o posicionamento de

horizontal para não-planar. Em todos os grupos foram realizados ensaios sem reforço, para fins de comparação.

As características da areia e dos reforços utilizados e do tanque de ensaio encontram-se no item 3.2 – Materiais e Instrumentos. Os procedimentos de moldagem e ensaio são apresentados nos itens 3.3 – A Moldagem e 3.4 – O Ensaio Propriamente Dito, respectivamente.

### **3.1.1 Comprimento do reforço (L)**

O comprimento do reforço já teve seu papel amplamente discutido no item 2.4.4.3 – Comprimento do reforço (L). Neste trabalho, foram utilizados dois reforços com características mecânicas idênticas, de largura igual à largura do tanque (200 mm) e sendo apenas diferentes em seus comprimentos totais: o primeiro com 300 mm de comprimento (Reforço 3B) e o segundo com 500 mm de comprimento (Reforço 5B).

### **3.1.2 Posicionamento do reforço**

Conforme discutido no item 2.4.1 – Funcionamento e deslocamento do reforço, o desenvolvimento dos esforços de tração no reforço planar é condicionado ao deslocamento deste, que só ocorre quando a carga é imposta à sapata e esta se desloca.

A proposta deste trabalho é posicionar o reforço inicialmente em uma conformação próxima a que ele teria depois de deslocado pela carga, habilitando-o a apresentar reações verticais desde o início da aplicação da carga. Esta proposta foi inspirada no trabalho desenvolvido por Constancio (2010), que estudou o ganho de capacidade de carga com quatro diferentes posicionamentos do reforço.

Constancio (2010) se utilizou da proposta de Schmertmann *et al.* (1978) de deslocamento de solos arenosos com o fim de estabelecer o posicionamento inicial do reforço. Naquele trabalho, Schmertmann *et al.* (1978) afirmam que a distribuição de tensões e deformações abaixo da sapata levam em conta a profundidade de assentamento e a geometria da fundação, os parâmetros de resistência e elasticidade do solo e um “Fator de Influência de Deformação –  $I_\epsilon$ ”, por eles proposto através do uso de fórmulas e ábacos. Como consequência, o diagrama de tensões possui formato de triângulo, onde a máxima tensão e, por conseguinte, deformação, se encontram exatamente abaixo do centro da sapata.

Por esta razão, em suas propostas, Constancio (2010) posicionou o reforço em formato de “V” abaixo da zona de espraiamento de tensões da sapata, sendo planar fora desta área. Na Figura 3.1, extraída de seu trabalho, a proposta que obteve desempenho mais satisfatório.

No presente trabalho, considerou-se a proposta de Chen (2007) de distribuição simplificada de deslocamentos verticais em areia (Figura 3.2) para o posicionamento inicial do reforço.



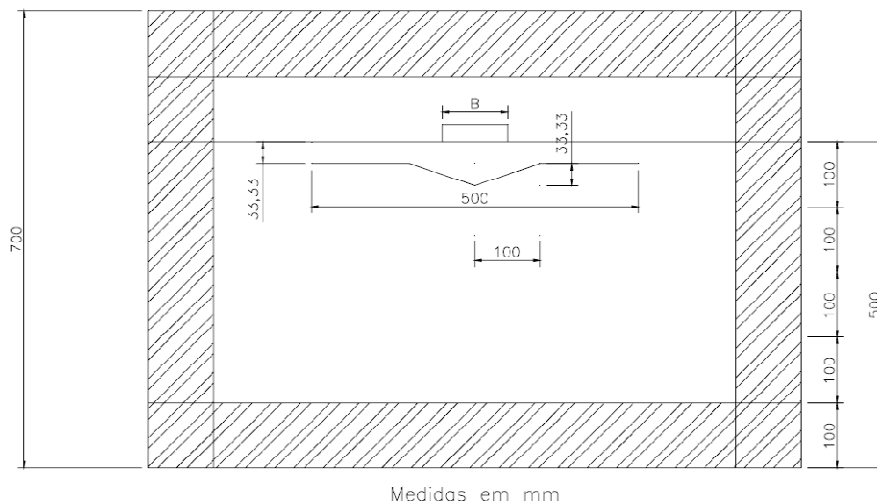


Figura 3.1 - Proposta de reforço não-planar de melhor desempenho de Constancio (2010).

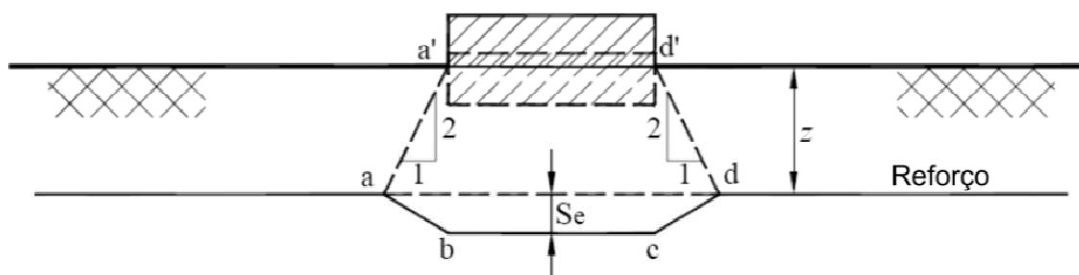
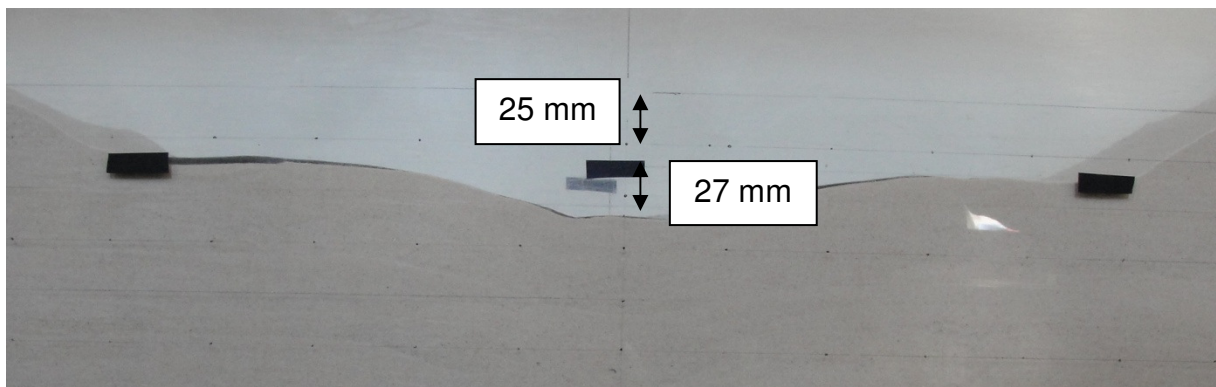


Figura 3.2 - Deslocamentos verticais de reforços em areia (Fonte: CHEN, 2007).

Nesta proposta, a área logo abaixo da sapata, delimitada por sua largura, sofre um deslocamento  $S_e$  uniforme para baixo (linha  $bc$ ). Além da área delimitada pelos pontos “a” e “d”, considera-se o deslocamento desprezível, ou seja, o reforço permanece planar e na mesma cota de início. Os pontos “a” e “d” são a interseção das semi-retas  $aa'$  e  $dd'$ , cujas inclinações são de 2:1 (vertical:horizontal) com início nas extremidades da sapata, com a horizontal à altura de  $S_e$  acima de  $b-c$ . Esta inclinação das semirretas  $aa'$  e  $dd'$  é baseada na distribuição de simplificada de tensões, conhecida como 2 pra 1.

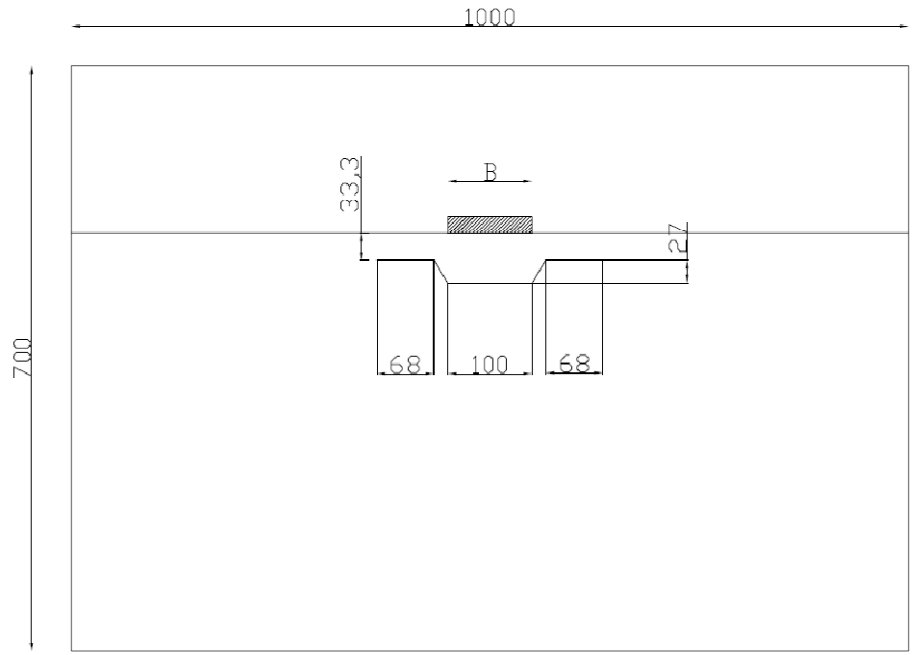
A profundidade de assentamento do reforço “z” foi adotada neste trabalho com base na literatura, em  $0,33 B$ . O comprimento das retas  $aa'$  e  $dd'$  é função apenas da geometria da sapata. O recalque  $S_e$  foi adotado com base em ensaios previamente realizados, nos quais os reforços foram exumados e fotografados ao fim da aplicação de carga e deslocamentos da ordem de  $30\% B$ . Com base nestas fotos e nas linhas-guia desenhadas no tanque, o valor de  $S_e$  foi estimado em  $27,0$  mm para  $30,0$  mm de deslocamento da sapata (Figura 3.3).



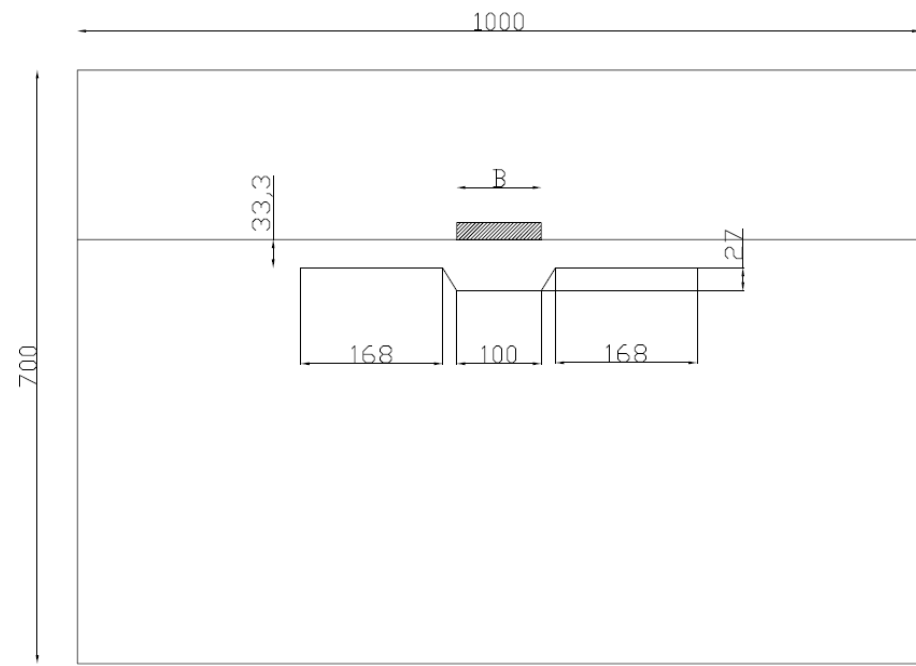
*Figura 3.3 - Detalhe do reforço exumado após ensaio.*

Foram realizados ensaios cujos comprimentos totais dos reforços são iguais a  $5B$  ( $500$  mm) e  $3B$  ( $300$  mm). Desta forma, pode ser observado não apenas o ganho da capacidade de carga de ambos os casos em relação aos casos sem reforço e com reforço planar, mas também um em relação ao outro. É importante também ressaltar que os comprimentos totais dos reforços foram mantidos os mesmos em relação aos casos horizontais, possibilitando a avaliação do ganho da capacidade de carga em virtude somente da modificação do posicionamento do reforço, não havendo modificações em suas dimensões.

As propostas para os casos não-planares estão expostas na Figura 3.4.



(a)



(b)

Figura 3.4 - Configurações iniciais do reforço com a)  $L/B = 3$ , b)  $L/B = 5$  (cotas em mm).

### **3.1.3 Compactação do solo**

Outro objetivo deste estudo é quantificar a influência do aumento da compactação relativa do solo acima do reforço na capacidade de carga da fundação, uma vez que é prática comum na engenharia compactar o solo acima da cota de assentamento do reforço. Neste grupo de ensaio foram ensaiados os casos sem reforço, com reforço 3B horizontal e reforço 3B não-planar. Mais detalhes a respeito do processo de moldagem das camadas mais compactas se encontram no item 3.3.4 – Moldagens com compactação não homogênea.

## **3.2 Materiais e Instrumentos**

### **3.2.1 Efeito escala e a escolha do reforço**

Bonvolentia (2011) assevera que estudos em modelos reduzidos são usualmente adotados na engenharia geotécnica, pois contornam os problemas inerentes aos modelos em escala real, como as dificuldades construtivas. A autora lembra que modelos em escala reduzida apresentam defeitos como condições de contorno não muito bem definidas e o efeito escala, e que este último deve sempre ser levado em consideração.

Quando da idealização do modelo, Constancio (2010) verificou a possibilidade de um possível efeito escala. Esse efeito ocorre quando os fatores de

escala – razão entre a grandeza do protótipo (campo) e a do modelo (reduzido) – não garantem uma similitude cinética, geométrica e/ou mecânica.

Verificou-se que a similitude cinética era garantida, uma vez que ambos, o protótipo e o modelo, funcionam em gravidade terrestre ( $\alpha_c = 1$ ).

$$\alpha_c = \frac{a_p}{a_m} \quad (3.1)$$

onde:

$\alpha_c$  é o fator de escala cinético,

$a_p$  é a aceleração no protótipo e

$a_m$  é a aceleração no modelo

O fator de escala geométrica é definido como a razão entre o comprimento no protótipo e no modelo:

$$N = \frac{L_p}{L_m} \quad (3.12)$$

Onde:

$N$  é o fator de escala geométrico,

$L_p$  é o comprimento no protótipo e

$L_m$  é o comprimento no modelo

Tendo ambas as definições apresentadas anteriormente, foi possível o estudo do efeito escala, resumido na seguinte Tabela 3.1 retirada de Dell'Avanzi *et al.* (2006) *apud* Constancio (2010).

Tabela 3.1 – Efeito escala segundo (DELL'AVANZI ET AL., 2006 – Fonte: CONSTANCIO, 2010).

<b>Grandeza</b>	<b>Fator de Escala (protótipo/modelo)</b>
<b>Aceleração</b>	1
<b>Comprimento</b>	$N$
<b>Área</b>	$N^2$
<b>Volume</b>	$N^3$
<b>Força</b>	$N^3$
<b>Densidade</b>	1
<b>Massa</b>	$N^3$
<b>Peso Específico</b>	1
<b>Tensão</b>	$N$
<b>Ângulo de Atrito</b>	1
<b>Porosidade</b>	1
<b>Módulo de Elasticidade</b>	$N$
<b>Intercepto Coesivo</b>	$N$

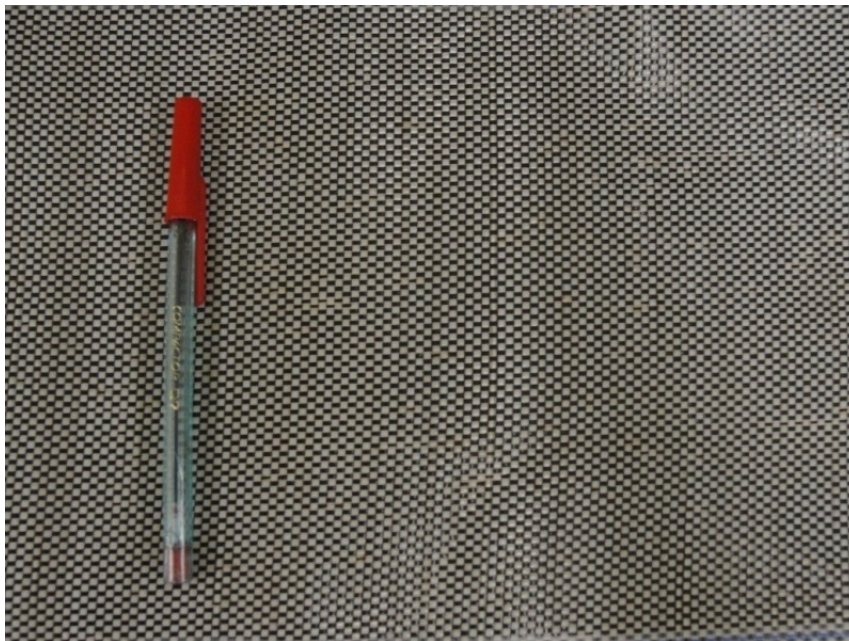
Foi observado que o fator escala não influencia na porosidade ou no ângulo de atrito do solo. Tendo isso em vista, foi escolhido um solo arenoso a fim de evitar a necessidade de escalar o intercepto coesivo.

Junto a isso, sendo o peso específico também não afetado pelo efeito escala, deduziu-se que o arranjo das partículas se mantém proporcional e se comporta de maneira similar tanto no protótipo quanto no modelo.

Na escolha do reforço, levaram-se em conta tanto suas características mecânicas quanto geométricas. Foi escolhido um geotêxtil tecido por apresentar uma espessura que não influencia no comportamento do ensaio e ter suas

características geométricas estáveis. As propriedades mecânicas foram analisadas, de forma que fosse possível a extrapolação para um caso de verdadeira grandeza. Tendo isso em vista, optou-se por um geotêxtil que apresentasse uma resistência mecânica que estivesse entre as menores do mercado.

Na Figura 3.5 é possível observar o aspecto do reforço em geotêxtil utilizado.



*Figura 3.5 - Detalhe da malha do geotêxtil utilizado em escala.*

As demais características do geotêxtil utilizado neste trabalho como reforço do modelo de fundação estão apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resumo das características do geotêxtil, reproduzida de Constancio (2010).

<b>Características</b>	<b>Valor / especificação</b>
<b>Tipo de geotêxtil</b>	Tecido
<b>Tipo de fibra</b>	Polipropileno
<b>Sigla</b>	MacTex®T 200
<b>Peso (Gramatura)</b>	140 g/cm <sup>2</sup>
<b>Extensão máxima</b>	15 %
<b>Resistência à tração</b>	24 kN/m
<b>Resistência ao estouro</b>	2,48 MPa
<b>Fluxo de água</b>	10 l/s/m <sup>2</sup>

### 3.2.2 Areia

A areia é procedente da cidade de Americana, localizada no interior do Estado de São Paulo. O tratamento inicial do material foi feito através da secagem ao ar por duas semanas, em camadas com espessura de até 2 cm, e destorroamento manual.

Todos os ensaios de caracterização foram realizados por Constancio (2010), cujos resultados estão resumidos na Tabela 3.3. A curva granulométrica do solo encontra-se na Figura 3.6.

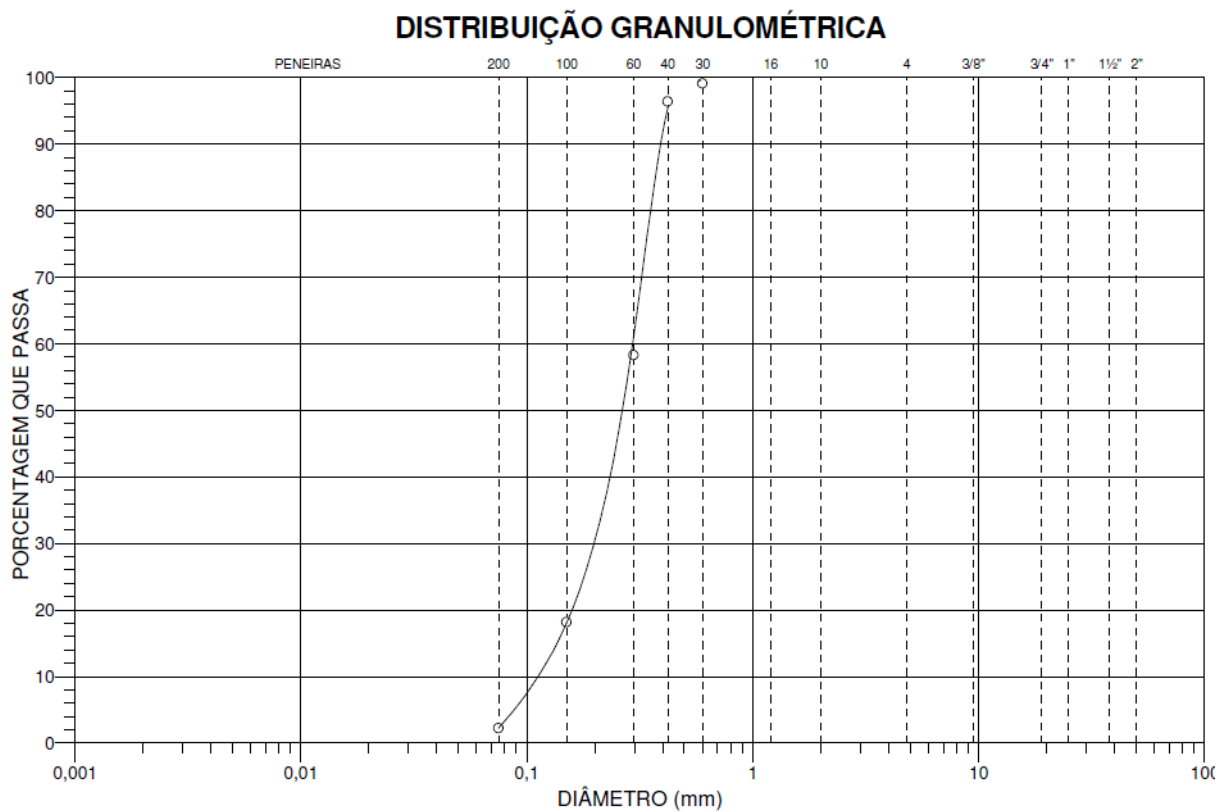


Tabela 3.3 – Caracterização da areia, reproduzida de Constancio (2010).

Ensaio	Símbolo	Norma	Resultado
<b>Preparação de amostras</b>	--	NBR 6457/86	---
<b>Granulometria</b>	--	NBR 7181/84	Curva granulométrica
<b>Teor de Umidade</b>	$w$	NBR 6457/86	< 0,2 %
<b>Ângulo de Atrito - Ensaio de Cisalhamento Direto (DR = 16,67 %)</b>	$\varphi$	ASTM D 3082-79	$\approx 30^\circ$
<b>Peso Específico dos Sólidos</b>	$\gamma_s$	NBR 6508/84	26,52 kN/m <sup>3</sup>
<b>Peso Específico Máximo</b>	$\gamma_{Máx}$	NBR 12004/90	17,69 kN/m <sup>3</sup>
<b>Peso Específico Mínimo</b>	$\gamma_{Mín}$	NBR 12051/90	14,04 kN/m <sup>3</sup>
<b>Índice de Vazios Máximo</b>	$e_{Máx}$	NBR 12004/90	0,89
<b>Índice de Vazios Mínimo</b>	$e_{Mín}$	NBR 12051/91	0,50

Através da curva granulométrica pode-se afirmar com base na NBR 6502/95 que o solo é uma areia fina a média, sem presença de argila, silte ou pedregulhos, com diâmetro dos grãos variando de 0,06 a 0,60 mm, sendo, portanto, uma areia mal graduada e seca.

Lambe e Whitman (1969) afirmam que em partículas de quartzo, as tensões de contato entre os grãos deve exceder 10,3 GPa para que haja deformações plásticas e a consequente modificação da granulometria do solo.



*Figura 3.6 - Curva granulométrica do solo.*

Segundo Oliveira Filho (1987), esse nível de tensões raramente é atingido em obras de engenharia usuais, onde as tensões máximas flutuam por volta de 700 kPa. Como nos ensaios com modelos reduzidos utilizados nesta dissertação o limite superior de tensões é estimado em 200 kPa, não se fez necessária a repetição do ensaio de granulometria, mesmo após a execução de dezenas de ensaios de carga.

O ensaio de teor de umidade foi refeito e os resultados obtidos se enquadraram dentro do esperado, ou seja, a areia apresentou teor de umidade menor que 0,2%. Desta forma, garantem-se também as demais características de compactidade e índice de vazios máximo e mínimo do solo.

Sendo o ângulo de atrito a uma densidade relativa fixada (neste caso, DR = 16,67%) e o peso específico diretamente conectados com a distribuição granulométrica, fez-se desnecessária a repetição de outros ensaios de caracterização.

Constancio (2010) determinou para a areia em condições de moldagem do ensaio as seguintes características físicas: (a) densidade relativa, DR=16,67%; (b) peso específico,  $\gamma = 14,54 \text{ kN/m}^3$ , (c) índice de vazios,  $e = 0,82$ .

### **3.2.3 Tanque**

O tanque tem dimensões internas de 964 mm de comprimento, 202 mm de largura e 682 mm de altura e dimensões externas de 1000 mm, 227 mm e 700 mm, respectivamente.

As paredes laterais, traseira e de fundo foram confeccionadas em madeira de compensado naval com espessura de 18 mm. De modo a possibilitar a visualização dos deslocamentos e superfícies de ruptura, a parede frontal foi confeccionada em chapa de acrílico translúcido polido de 7 mm de espessura. A vista superior do tanque pode se observada na Figura 3.7.

O conjunto foi parafusado e foi feito intertravamento das arestas da caixa em cantoneiras de aço, tanto no plano superior quanto inferior. Foi instalado ainda um sistema de travamento nos planos da face e de trás do tanque, a sua meia altura, de modo a restringir possíveis movimentos de flambagem da chapa acrílica ou do compensado de madeira.

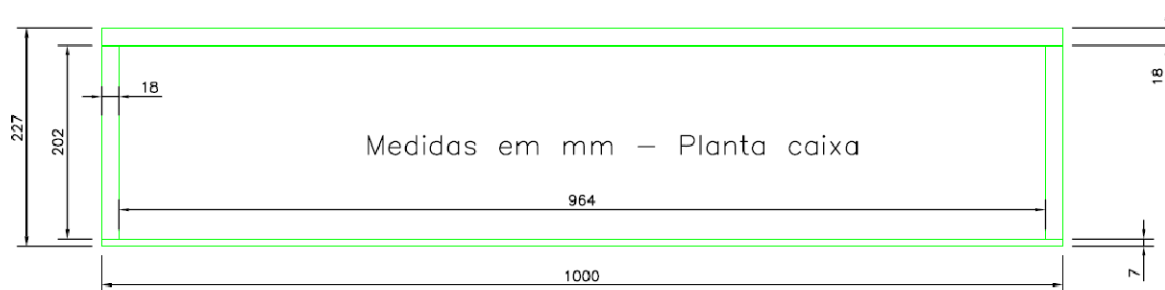


Figura 3.7 - Vista superior do tanque (cortas em mm).

O estado plano de deformações é dado quando as deformações em certa direção são nulas, ou seja, quando as deformações de um dado plano repetem-se ao longo de uma das direções. Huang e Tatsuoka (1990) afirmaram que, para garantir o estado plano de deformações no modelo, o travamento das arestas do tanque torna-se indispensável. Além disso, diversos autores afirmam que, quando a largura interna da caixa e o comprimento do modelo de sapata corrida têm a mesma dimensão, geralmente o estado plano de deformações é garantido (KHING *et al.*, 1993; DAS e KHING, 1994; DASH, 2012).

Foram feitas linhas-guia a cada 2,5 cm nas paredes frontal e traseira, de modo a delimitar as camadas. Também foi desenhada uma linha média ao longo da altura do tanque, também nas paredes frontal e traseira (Figura 3.8).

O tanque de ensaio foi idealizado e confeccionado por Constancio (2010), quando da elaboração do seu trabalho de mestrado. Mais detalhes podem ser obtidos em sua dissertação.



*Figura 3.8 - Travamento de arestas e de faces do tanque e demarcações de camadas.*

Foram realizados 3 ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de quantificar o atrito entre o solo e a face de acrílico do tanque. O primeiro ensaio foi feito com acrílico polido com lixa #2000 e uma composição de ceras naturais e silicone. O segundo ensaio foi realizado com o acrílico revestido com vaselina. O terceiro e último ensaio foi realizado com acrílico revestido com vaselina, coberta com filme plástico. Os artifícios de utilizar vaselina e vaselina com filme plástico foram mencionados por alguns autores (Huang e Tatsuoka, 1990; Dash, 2012), como sendo uma forma eficiente de se diminuir o atrito do solo com as paredes do tanque.

Todos os ensaios foram realizados à tensão normal de 25 kPa e admitindo coesão nula. Os ângulos de atrito encontrados para cada interface encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Ângulos de atrito obtidos em interface com areia.

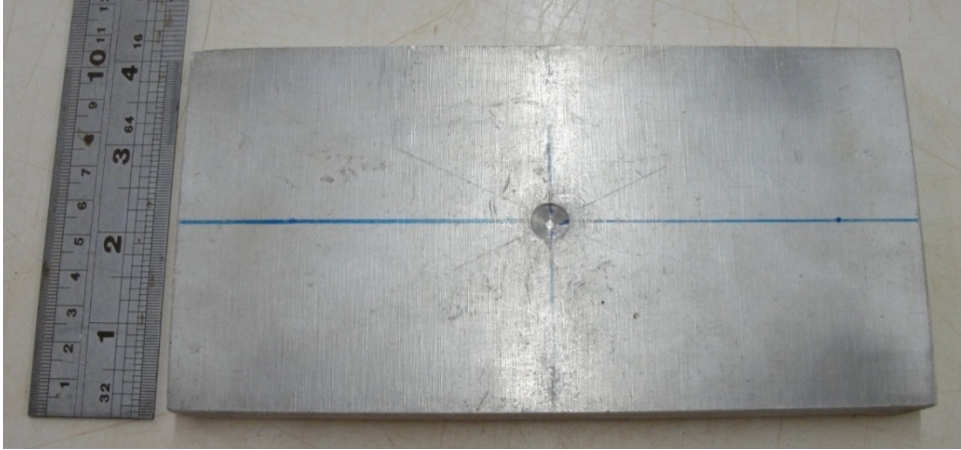
<b>Interface com a areia</b>	<b>Ângulo de atrito</b>
<b>Acrílico polido</b>	11,4 °
<b>Acrílico + vaselina</b>	18,4 °
<b>Acrílico + filme + vaselina + filme</b>	17,9 °

Tendo os resultados em vista, optou-se por trabalhar com as faces do tanque polidas. O tanque foi desmontado, limpo e suas paredes internas foram polidas de forma semelhante ao corpo de prova (lixa #2000 e uma composição de ceras naturais e silicone). Depois, montou-se o tanque novamente, nivelando-o no local de ensaio em seguida.

### **3.2.4 Sapata**

O modelo de sapata utilizado nos ensaios tem dimensões de 100 mm de largura, 200 mm de comprimento e 12,7 mm de espessura e é feito de alumínio. Essas características foram adotadas de forma a conferir a rigidez necessária para que o modelo se comportasse como fundação rígida.

A sapata possui um rebaixo na sua superfície superior (topo), localizado ao encontro das linhas médias de comprimento e largura, com o objetivo de assentar a esfera de distribuição de carga. A base da sapata foi preparada com grãos da areia utilizada nos ensaios grudados de forma a conferir a rugosidade necessária para que não haja o deslizamento da sapata durante a realização do ensaio (Figura 3.9).



(a)



(b)

Figura 3.9 - Modelo de sapata a) rebaixo, b) base rugosa.

A sapata induz uma tensão no terreno devida a seu peso próprio, que foi calculada com base no seu volume e no peso específico do alumínio ( $\gamma_{\text{alumínio}} = 27,25 \text{ kN/m}^3$ ) em 0,35 kPa. Este valor é considerado como tensão inicial no terreno quando da análise das curvas “Tensão *versus* Recalque”.

### 3.2.5 Demais instrumentos

As balanças utilizadas na moldagem do modelo têm precisão de 5 gramas (analógica) e 0,5 gramas (digital). Para a conferência e obtenção dos pesos específicos só pôde ser utilizada a balança digital, pois trata-se de processo que lida com pequenas massas e requer precisão de décimos de grama.

Os extensômetros utilizados na medição de deslocamentos e carga são digitais, com curso máximo de 50 milímetros e precisão de, respectivamente, 0,01 milímetros e 0,001 milímetros. Os extensômetros possibilitam a aquisição digital de dados, com o uso em conjunto de um aparelho próprio para tal e um computador. Foi feito um programa que realiza as leituras dos medidores em intervalos de tempo determinados pelo usuário.

São utilizadas para apoio dos extensômetros duas cantoneiras de abas iguais e duas bases magnéticas, que permitem o correto posicionamento dos instrumentos sem que haja interferência no modelo a ser ensaiado.

Foi desenvolvido por Constancio (2010) um aparelho pluviador (Figura 3.6). Tal aparato tem como objetivo garantir que a areia depositada tenha uma compacidade homogênea e constante respaldada pelo método de moldagem de corpos de prova de areia por pluviação no ar. Segundo Oliveira Filho (1987) a densidade relativa da areia depositada pelo citado método é razão da vazão do aparelho – determinada pelo tamanho dos furos do bocal – e da altura de queda dos grãos.





a)



b)

Figura 3.10 - Aparato pluviador a) Posição vertical, b) Bocal e barbante.

O pluviador é feito de peças de encanamento de PVC. A altura de queda do grão pode ser verificada por meio de um barbante amarrado ao bocal, que possui 10 cm de comprimento da boca do aparelho pluviador até seu final, em posição vertical (Figura 3.10).

### 3.2.6 Aplicação e medição de carga

O pórtico utilizado para a aplicação de carga e seus principais componentes podem ser visualizados na Figura 3.11.



*Figura 3.11 - Pórtico de aplicação de carga.*

Este pórtico conta com um painel digital onde é permitido controlar a velocidade e o tipo de movimento que se impõe à haste de aplicação de carga e possui duas células de carga disponibilizadas, uma no sentido horizontal (para medir cargas horizontais – não utilizada neste trabalho) e outra no sentido vertical (para medir cargas verticais).

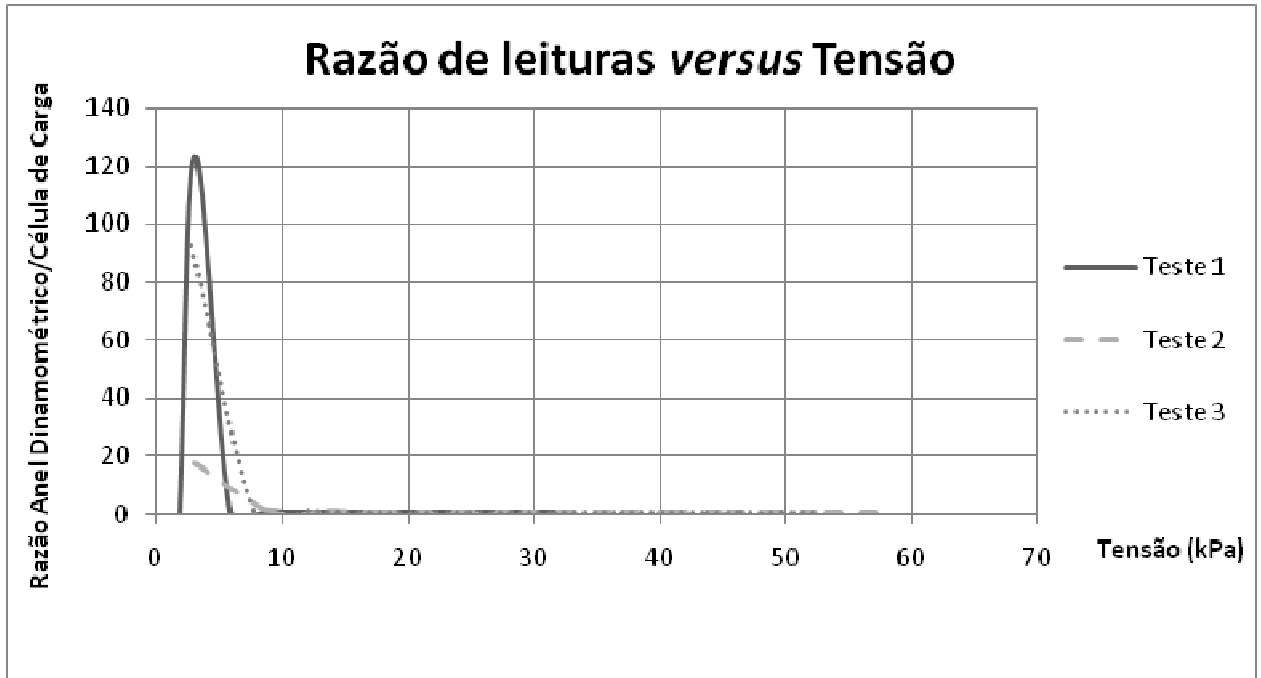
Num primeiro momento, a aplicação de carga foi feita por meio de um macaco hidráulico e a medição de carga por meio de anel dinamométrico com extensômetro digital. Isto se deu ao fato de que: (i) a prensa não estava devidamente programada para os movimentos de baixa velocidade que o ensaio

requeria e (ii) a célula de carga instalada no pórtico possui precisão incompatível com a magnitude das forças a serem medidas, ademais de estar localizada no topo da haste de aplicação de carga, sujeita à dispersão da referida carga ao longo de seu comprimento.

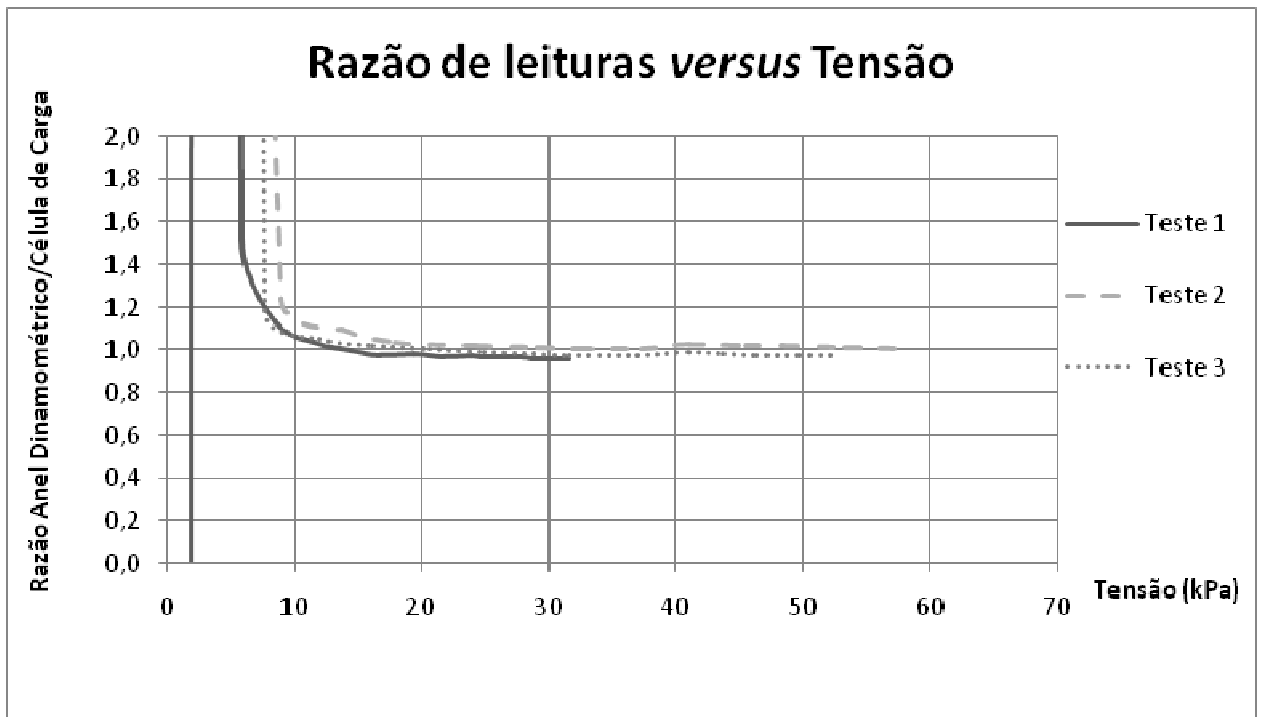
Foram feitos alguns testes objetivando correlacionar as leituras da célula de carga com as do anel dinamométrico. Percebeu-se que, apesar das leituras convergirem em tensões maiores que 10 kPa, naquelas de menor grandeza a diferença obtida entre ambas as leituras era considerável, e não apresentava um padrão (Figura 3.12).

Como os resultados foram desfavoráveis para a utilização da célula de carga, optou-se por ser utilizado somente o anel dinamométrico

Após a automatização da prensa, o macaco hidráulico foi desativado e a aplicação de carga começou a ser feita por meio do pórtico automático. Contudo, o macaco hidráulico continua sendo utilizado para fins práticos, uma vez que o encaixe do anel dinamométrico está a ele condicionado.



(a)



(b)

Figura 3.12 - Correlação entre leitura de célula de carga e anel dinamométrico a) Geral, b) Detalhe.

### 3.3 A Moldagem

#### 3.3.1 Procedimento padrão

Toda moldagem é feita no tanque anteriormente limpo e nivelado. Foram traçadas linhas horizontais tanto no acrílico quanto na parte de trás do tanque, dividindo-o em 20 camadas de 2,5 cm cada, do fundo até a cota de ensaio (50 cm). A quantidade de areia foi determinada por Constancio (2010) como sendo 7077g por camada, de modo a se atingir o peso específico natural da areia determinado em  $14,54 \text{ kN/m}^3$  e o índice de vazios em 0,82. Como o aparelho pluviador não possui capacidade para 7077g e visando reduzir o desgaste físico da moldagem, dividiu-se a massa de areia de cada camada pela metade.

A areia é pesada em balança de modo a atingir 3538,5g e inserida no aparelho pluviador com o auxílio de um funil. Deposita-se a areia no tanque de meia em meia camada, respeitando sempre a altura de queda determinada em 10 cm e objetivando manter uma superfície sem irregularidades (Figura 3.13).

Após diversas tentativas, não se obteve êxito ao tentar a reprodução da moldagem com o índice de vazios e peso específico natural proposta por Constancio (2010). Ao término das moldagens, o nível de areia no tanque não atingia a cota de ensaio, resultando num solo um pouco mais compacto que o estimado. Optou-se por calcular o peso específico obtido em cada ensaio individualmente, anotando-se a massa de areia total utilizada em cada ensaio.



*Figura 3.13 - Processo de moldagem.*

A Tabela 3.5 mostra a massa de areia utilizada em cada ensaio e a massa específica então calculada.

Tabela 3.5 – Variação na massa de areia.

<b>Ensaio</b>	<b><math>\Delta</math> Massa de areia (g)</b>	<b>Massa de areia total (g)</b>	<b>Massa Específica (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Densidade Relativa (%)</b>
<b>1</b>	não quantificado	não quantificado	não quantificado	não quantificado
<b>2</b>	não quantificado	não quantificado	não quantificado	não quantificado
<b>3</b>	não quantificado	não quantificado	não quantificado	não quantificado
<b>4</b>	6238,5	147778,5	1,518	36,04
<b>5</b>	5300	146840	1,508	33,17
<b>6</b>	4476,9	146016,9	1,500	30,63
<b>7</b>	4476,9	146016,9	1,500	30,63
<b>8</b>	4476,9	146016,9	1,500	30,63
<b>9</b>	4476,9	146016,9	1,500	30,63
<b>10</b>	5876,9	147416,9	1,514	34,94
<b>11</b>	8176,9	149716,9	1,538	41,85
<b>12</b>	4476,9	146016,9	1,500	30,63
<b>13</b>	5876,9	147416,9	1,514	34,94
<b>14</b>	4476,9	146016,9	1,500	30,63
<b>15</b>	5876,9	147416,9	1,514	34,94
<b>16</b>	100	141640	1,455	16,60
<b>17</b>	1500	143040	1,469	21,18
<b>18</b>	2380	143920	1,478	24,01
<b>19</b>	1570	145490	1,494	28,98
<b>20</b>	7891,9	149431,9	1,535	41,00
<b>21</b>	9891,9	151431,9	1,555	46,86

Tabela 3.5 – Variação na massa de areia (continuação).

<b>Ensaio</b>	<b>Δ Massa de areia (g)</b>	<b>Massa de areia total (g)</b>	<b>Massa Específica (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Densidade Relativa (%)</b>
22	2000	143540	1,474	22,79
23	4060	145600	1,495	29,33
24	3330	144870	1,488	27,03
25	5330	146870	1,508	33,26
26	3000	144540	1,485	25,99
27	2000	143540	1,474	22,79
28	2590	144130	1,480	24,68
29	4530	146070	1,500	30,79
30	2690	144230	1,481	25,00
31	4690	146230	1,502	31,29
32	2620	151237	1,553	46,30
33	2340	150957	1,550	45,48
34	1640	150257	1,543	43,44
35	1640	150257	1,543	42,61
36	1360	149977	1,540	42,76
37	1800	150417	1,545	43,91
38	1870	150487	1,546	44,11
39	350	148967	1,530	39,62

Os ensaios de número 10 e todos os ímpares entre 10 e 32 foram ensaios do Grupo II (conforme explicado anteriormente no item 1.2 – Objetivos e Métodos); os ensaios de número 32 a 39 foram ensaios do Grupo III; os demais ensaios são do Grupo I.

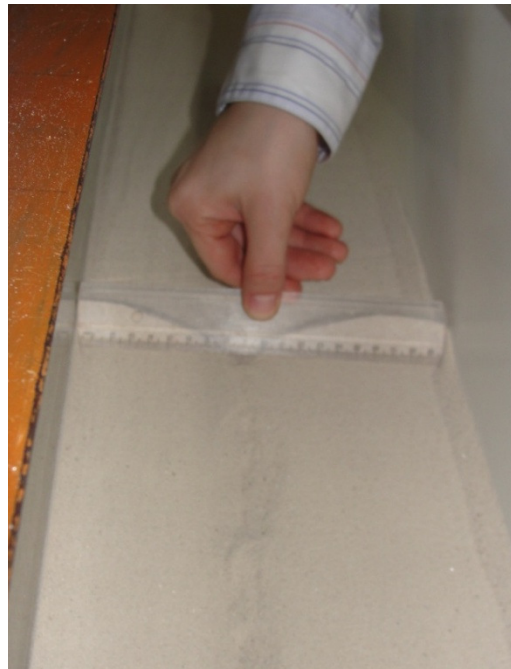


Foi calculado o peso específico médio separadamente para os 3 grupos de ensaio, somente com os ensaios válidos (Tabela 3.6):

*Tabela 3.6 – Peso específico médio dos ensaios.*

<b><math>\gamma</math> médio Grupo I (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> médio Grupo II (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> médio Grupo III (kN/m<sup>3</sup>)</b>
<b>14,92</b>	15,04	15,44

Tendo em vista que o processo de rasamento (regularização da superfície) da superfície de areia pode vir a compactá-la, foi estipulado que só se rasariam a última camada e aquelas de deposição do reforço. O processo de rasamento é feito com a ajuda de uma régua de comprimento igual à largura inteira no tanque (Figura 3.14).



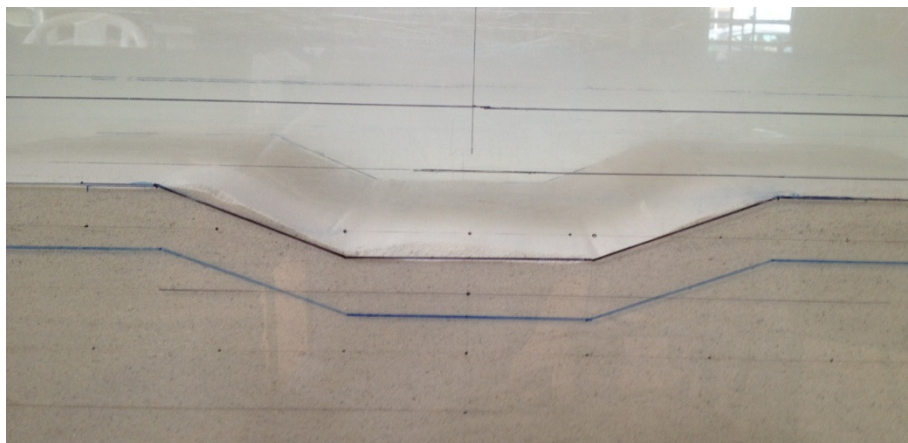
*Figura 3.14 - Rasamento da última camada.*

### 3.3.2 Moldagens com reforço

Nas moldagens com reforço horizontal, conforme já brevemente descrito no item anterior, o procedimento de moldagem pouco se altera. Basta rasar a superfície de areia na profundidade de deposição do reforço, posicionar o reforço e então continuar com a pluviação até cobri-lo totalmente. Ao chegar à cota de assentamento da sapata, rasa-se a superfície novamente.

Quando das moldagens com reforço não-planar, a geometria adotada para o reforço (item 3.1.2 – Posicionamento do reforço) é desenhada com caneta nas faces frontal e traseira do tanque, de modo a criar uma linha-guia. A pluviação é feita de forma a preencher este molde, evitando ao máximo a compactação da areia devida ao processo de definição e regularização da superfície (Figura 3.15).

Após a definição e rasagem da superfície, o reforço é então posicionado (Figura 3.16) e coberto com areia por meio da pluviação, até atingir-se a cota de assentamento da sapata, onde a superfície era rasada uma última vez.



*Figura 3.15 - Superfície pronta para receber o reforço não-planar.*



*Figura 3.16 - Reforço não-planar posicionado.*

### **3.3.3 Ensaios de recarregamento**

Nos casos dos ensaios de recarregamento, após ser atingido o critério de parada, a prensa é desligada e o aparato de ensaio é desmontado (extensômetros, modelo de sapata, esfera de distribuição de carga, etc.), deixando apenas o solo e o reforço em suas conformações finais. De forma a obter novamente uma superfície lisa e uniforme na cota de assentamento da sapata, é pluviada e rasada a quantidade de areia necessária para preencher a cavidade formada pelo processo de compactação do solo devido à imposição de carga. Os procedimentos de montagem do ensaio e execução transcorrem da maneira já explicada anteriormente.

### 3.3.4 Moldagens com camadas superiores compactadas

A compactação é feita por impacto na última camada de areia. Este procedimento é realizado com a utilização de uma placa de madeira quadrada, com aresta de 10 cm, e uma mão de gral.

A placa é posicionada na superfície de areia, que é então compactada inferindo golpes com a mão de gral na placa até que a superfície de areia atinja a cota desejada (Figura 3.17).



*Figura 3.17 - Processo de compactação da areia.*

Para possibilitar que após a compactação da areia a sapata estivesse assente na mesma cota que os ensaios anteriores (evitando ter que adaptar os instrumentos utilizados para medição dos deslocamentos), foi utilizado o artifício de se criar mais uma camada de 2,5 cm acima da cota de assentamento da sapata e compactá-la de forma a atingir a cota de assentamento anterior. A cota de

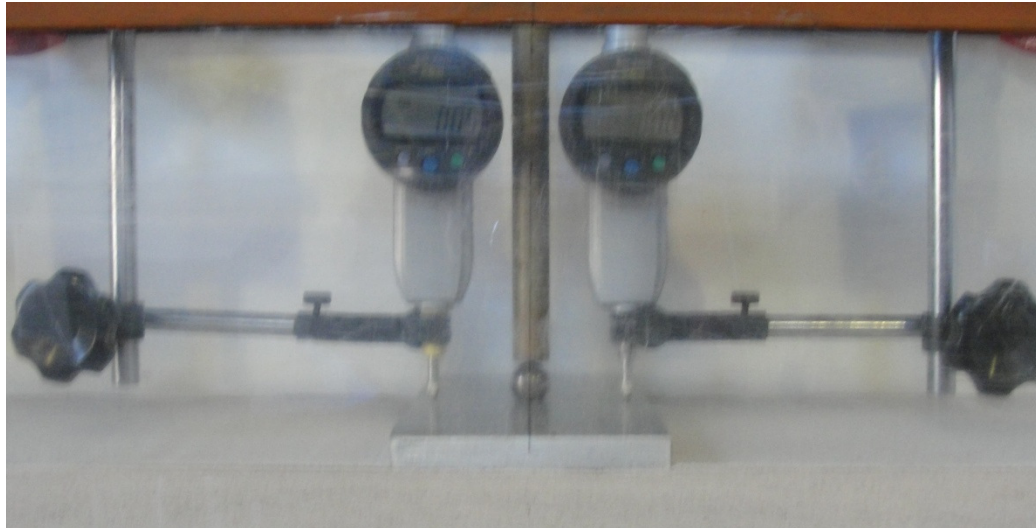
assentamento dos reforços, tanto no caso horizontal quanto não-planar, também foi modificada de forma a se localizar 2,5 cm acima dos casos com compactidade homogênea.

Deve-se notar que o método descrito para compactar as camadas superiores de areia pode vir a compactar também as camadas mais inferiores, abaixo do reforço. Porém, sabe-se que este resultado não se distancia muito do que ocorre na prática em campo, onde o controle é das condições de compactação e do solo são, inclusive, menores que os observados em laboratório.

### 3.4 O Ensaio Propriamente Dito

Após a moldagem, são colocados os instrumentos a fim de se iniciar o ensaio propriamente dito. Primeiramente, posicionam-se o modelo de sapata, alinhando a linha média de sua largura com a do tanque, e a esfera de distribuição de carga na sua cavidade. Em seguida, abaixa-se o pistão de transferência de carga, concomitantemente acertando sua posição para que coincida exatamente com a esfera de distribuição de carga. Deixa-se o pistão na iminência de toque com a esfera, porém sem ainda de fato encostá-la, evitando a transferência prematura de carga.

São postos dois extensômetros ao longo da linha média de comprimento do modelo de sapata, equidistantes do centro, com a ajuda de duas cantoneiras de abas iguais e duas bases magnéticas. Desta forma, torna-se possível o cálculo do deslocamento do centro de gravidade da fundação e a verificação de um possível movimento de rotação desta (Figura 3.18).



*Figura 3.18 - Pistão e extensômetros posicionados.*

Os extensômetros são ligados ao aparelho de aquisição de dados que, por sua vez, é conectado ao computador. A velocidade de ensaio é ajustada no painel eletrônico e iniciam-se ao mesmo tempo a aquisição de dados automática e o movimento da prensa (Figura 3.19).

A velocidade de imposição de carga utilizada é 0,225 mm/min. Este valor foi admitido tendo como base o deslocamento total e o tempo médio necessário para que as cargas se estabilizassem quando dos experimentos realizados com macaco hidráulico. Seguindo as recomendações de Constancio (2010), as cargas eram consideradas estabilizadas quando não eram observadas diferenças maiores que 0,01 mm em um intervalo de 1 minuto.



*Figura 3.19 - Aparato pronto para início de ensaio.*

O ensaio é terminado quando se atinge um deslocamento médio de 30% da largura da sapata (30 mm) ou uma carga de 2000 N. Pode-se verificar um ensaio em estágio avançado na Figura 3.20. Mais detalhes a respeito do critério de ruptura encontram-se no item a seguir.

Terminado o ensaio, desmonta-se o aparato e retira-se a areia do tanque sem maiores critérios, com a ajuda de pequenos potes e um pincel.



*Figura 3.20 - Sapata ao final do ensaio.*

### 3.5 Critério de Ruptura Adotado

De modo a englobar as recomendações de Vesic (1975) (item 2.5 – Critério de Ruptura de Fundações Rasas), o modelo reduzido de fundação nos ensaios é carregado até que seu deslocamento médio atinja o valor de 30 % de sua largura (30 mm). Outro critério de parada utilizado é o nível de carga atingido durante o ensaio. Foi estipulado um valor de 200 kg como limite superior, de forma a impedir que ocorram danos aos equipamentos de aferição de carga e ao próprio tanque, já que a face frontal é composta por uma placa de acrílico.





## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.1 Forma de Apresentação e Análise dos Resultados

Os resultados são apresentados na forma de um gráfico “Tensão (kPa) *versus* Recalque (mm)” e de uma tabela contendo as tensões relativas aos deslocamentos de 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30% da largura do modelo da sapata (10 cm). Os valores para esses deslocamentos foram obtidos através de interpolação linear entre os pontos adjacentes àquele buscado. Foram calculados também a média e o coeficiente de variação do mesmo nível de deformação para todos os ensaios de iguais características.

Em alguns casos, os ensaios foram paralisados antes de deslocamentos da ordem de 30% de B devido às altas cargas desenvolvidas durante o carregamento. Nas análises realizadas com os dados do presente estudo e o estudo prévio realizado por Constancio (2010), foram levados em contas apenas os primeiros quatro níveis de deslocamento da fundação: 5, 10, 15 e 20 % da largura do modelo.

A análise do ganho da capacidade de carga será feita também de duas formas: comparando as tensões para os mesmos níveis de deslocamento, através do cálculo do  $BCR_s$ , e comparando os deslocamentos a um mesmo nível de tensões, utilizando o  $PRS$  (item 2.4.3 – Avaliação do ganho de capacidade de carga). Neste último caso, será utilizada como carga última a carga máxima média atingida pelos ensaios de solo não reforçado de cada grupo.

## 4.2 Aceitação dos Resultados

São considerados válidos os ensaios de solo não-reforçado cuja forma da curva “carga *versus* recalque” se assemelha àquela prevista na literatura no caso de areias fofas, ou seja, a representação de uma ruptura convencional (item 2.5 – Critério de Ruptura de Fundações Superficiais). No caso de ensaios em solo reforçado, são admitidos aqueles cujas médias apresentam capacidade de carga semelhante e/ou maior do que no caso não-reforçado dentro do mesmo nível de deformações.

Os ensaios são prontamente descartados caso ocorram quaisquer erros nos procedimentos de moldagem, posicionamento/manipulação de instrumentos, ou caso ocorram imprevistos durante a moldagem/execução, como queda de energia ou paralisação dos aparelhos de imposição de carga ou de aquisição de dados, com a perda destes.

Seguindo as recomendações de Tafreshi e Dawson (2010), muitos testes foram executados ao mínimo duas vezes para a verificação da performance do equipamento, da acurácia das medidas, da repetibilidade do sistema e dos resultados e, finalmente, para verificar a consistência dos dados.

Foi constatado durante o processo que os ensaios em areia fofa sem reforço apresentam maior variabilidade. Isto possivelmente se dá devido à instabilidade inerente à areia fofa e/ou à dificuldade de obtenção da mesma densidade relativa em todas as moldagens. Quando o reforço é introduzido, essa variabilidade diminui e obtém-se um menor coeficiente de variação.

Foram realizados 39 ensaios ao todo. Um destes ensaios foi realizado apenas com o fim de testar as capacidades da prensa de imposição de carga e mais quatro outros foram realizados sem sucesso (descartados), resultando num total de 34 ensaios válidos. O primeiro foi descartado por se tratar apenas de um ensaio cujo fim era testar os equipamentos e a técnica de moldagem, não sendo os resultados dignos de confiança. O segundo e terceiro ensaios foram descartados por não terem a quantificação exata da massa de areia utilizada na moldagem. Por fim, o quarto ensaio foi descartado devido a um mau posicionamento dos extensômetros, que culminou em erros nas leituras iniciais.

Os resultados encontram-se separados por grupos no item a 4.3 – Resultados. Suas análises encontram-se no item 4.4 – Análises.

## 4.3 Resultados

### 4.3.1 Grupo I: Ensaios sobre areia fofa com compacidade homogênea

#### 4.3.1.1 *Ensaios sem reforço*

Foram realizados 5 ensaios sem a utilização de qualquer reforço no Grupo I. Dois deles foram descartados por erros de moldagem. A seguir é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso sem reforço do Grupo I (Figura 4.1).

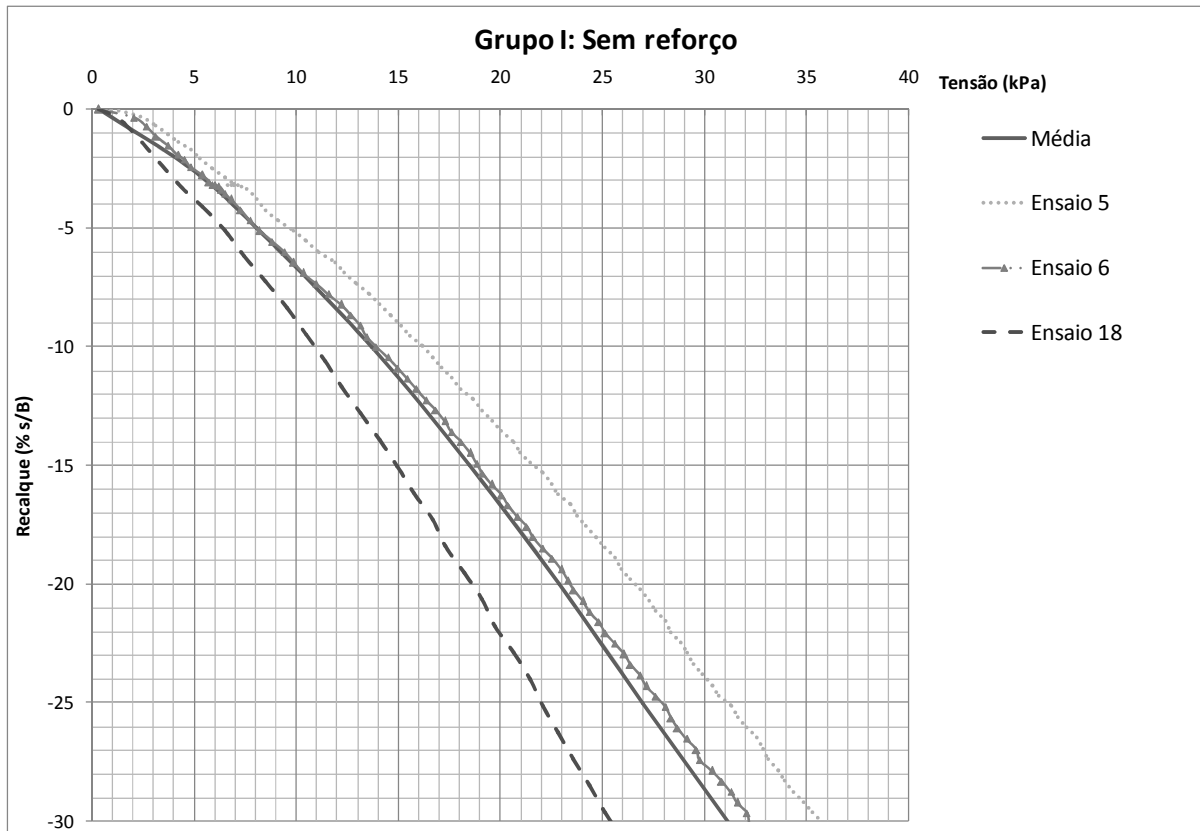


Figura 4.1 - Ensaios e média para o caso Sem reforço (Grupo I).

Na Tabela 4.1, estão apresentadas as tensões relativas aos níveis de deformação já previamente discutidos, suas médias e coeficientes de variação.

Foi constatado tanto por Constancio (2010) como no presente estudo que os ensaios em areia fofa sem reforço apresentam maior variabilidade e, portanto, maiores valores de coeficientes de variação. Isto possivelmente se dá devido à instabilidade inerente à areia fofa e/ou à dificuldade de obtenção da mesma densidade relativa em todas as moldagens. Quando o reforço é introduzido, essa variabilidade diminui.

Tabela 4.1 – Médias e coeficientes de variação para o caso Sem Reforço (Grupo I).

Grupo I		s/B				
Sem reforço	5%	10%	15%	20%	25%	30%
	Tensão (kPa)					
<b>Ensaio 5</b>	9,70	16,22	21,61	26,59	31,11	35,71
<b>Ensaio 6</b>	8,06	13,88	18,89	23,42	27,88	32,19
<b>Ensaio 18</b>	6,40	10,95	14,87	18,61	22,00	25,42
<b>Média</b>	8,05	13,69	18,46	22,87	27,00	31,11
<b>Coeficiente de Variação</b>	0,20	0,19	0,18	0,18	0,17	0,17

#### 4.3.1.2 Ensaios com reforço 3B horizontal

Foram realizados 4 ensaios com reforço 3B horizontal no Grupo I. Um deles foi descartado por erros no procedimento de moldagem. A seguir é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 3B horizontal do Grupo I (Figura 4.2).

Em seguida, na Tabela 4.2, estão apresentadas as tensões relativas aos níveis de deformação já previamente discutidos, suas médias e coeficientes de variação.

Pode-se observar que neste caso, os coeficientes de variação observados são menores do que no caso dos ensaios sem reforço, ou seja, há uma maior repetibilidade dos resultados.

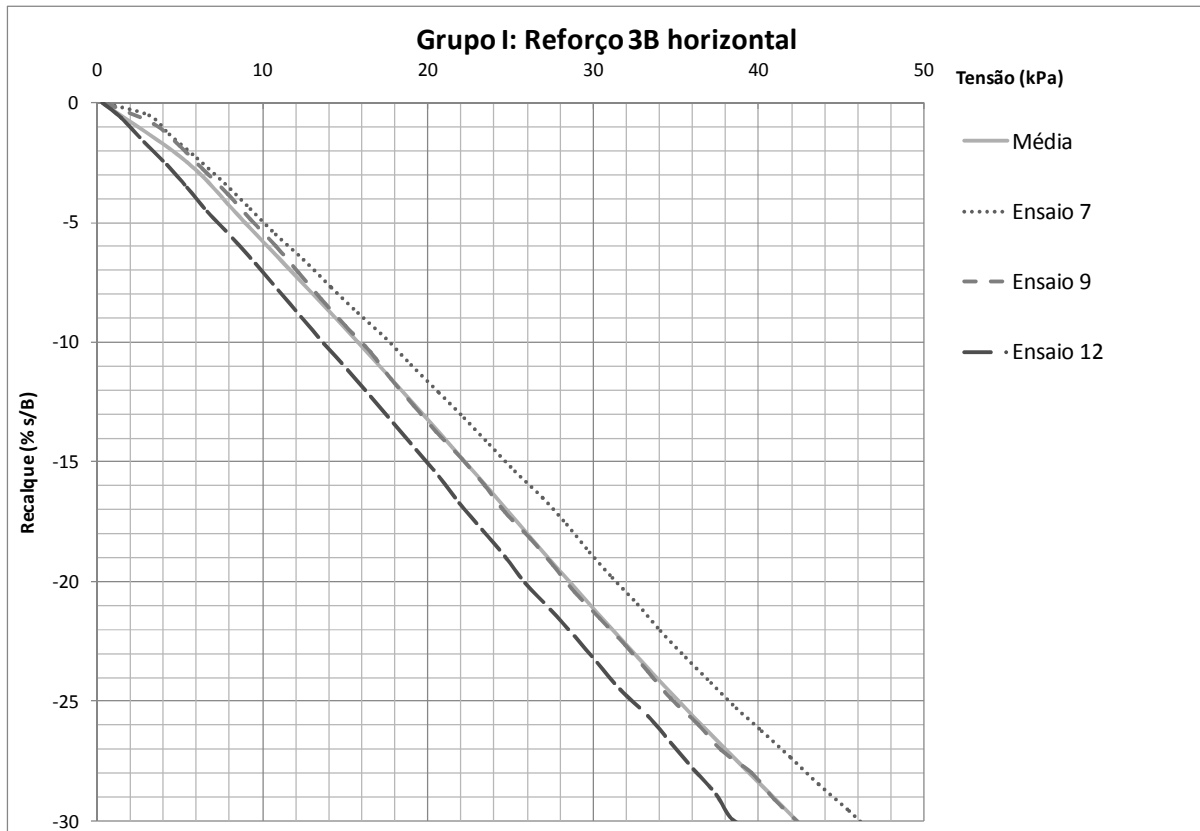


Figura 4.2 - Ensaios e média para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo I).

Tabela 4.2 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo I).

Grupo I	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
<b>Reforço 3B horizontal</b>	Tensão (kPa)					
<b>Ensaio 7</b>	10,11	17,63	24,73	31,36	38,28	46,14
<b>Ensaio 9</b>	9,45	15,94	22,23	28,39	34,91	42,33
<b>Ensaio 12</b>	7,27	13,68	19,96	25,88	32,43	38,69
<b>Média</b>	8,94	15,75	22,30	28,54	35,21	42,38
<b>Coeficiente de Variação</b>	0,17	0,13	0,11	0,10	0,08	0,09

#### **4.3.1.3 Ensaio com reforço 5B horizontal**

Foram realizados 4 ensaios com reforço 5B horizontal no Grupo I. Um deles foi descartado por erros de moldagem. A seguir é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 5B horizontal do Grupo I (Figura 4.3).

Na Tabela 4.3 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação, suas médias e coeficientes de variação.

Com base na tabela, observa-se que, desta vez, os coeficientes de variação observados foram expressivamente menores que nos casos sem reforço e com reforço 3B, corroborando com o exposto anteriormente a respeito do reforço e variabilidade de resultados.

#### **4.3.1.4 Ensaio com reforço 3B não-planar**

Foram realizados 3 ensaios com reforço 3B não-planar no Grupo I. A seguir é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 3B não-planar do Grupo I (Figura 4.4).



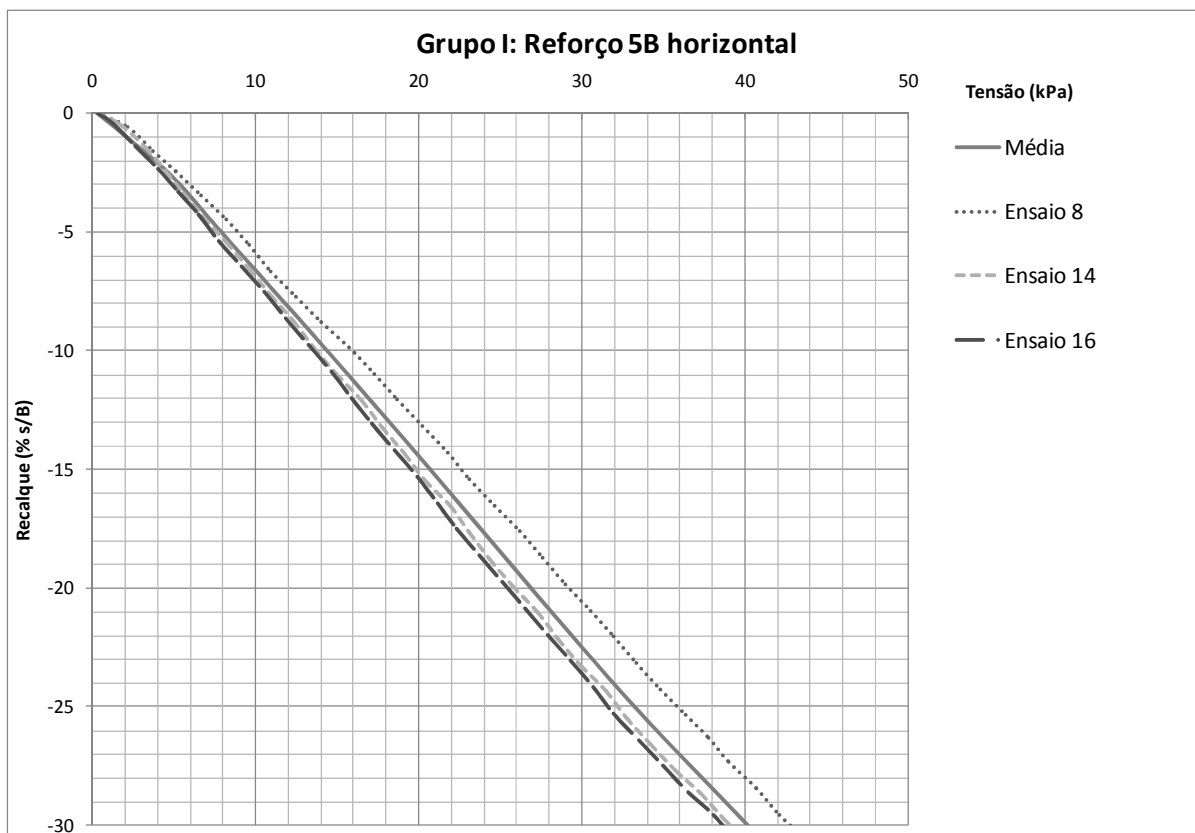


Figura 4.3 - Ensaios e média para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo I).

Tabela 4.3 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo I).

Grupo I	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Reforço 5B horizontal	Tensão (kPa)					
Ensaio 8	8,86	15,93	22,64	29,21	35,91	42,79
Ensaio 14	7,64	13,75	19,88	25,91	32,18	39,14
Ensaio 16	7,34	13,58	19,53	25,48	31,60	38,62
Média	7,95	14,42	20,68	26,87	33,23	40,18
Coeficiente de Variação	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06

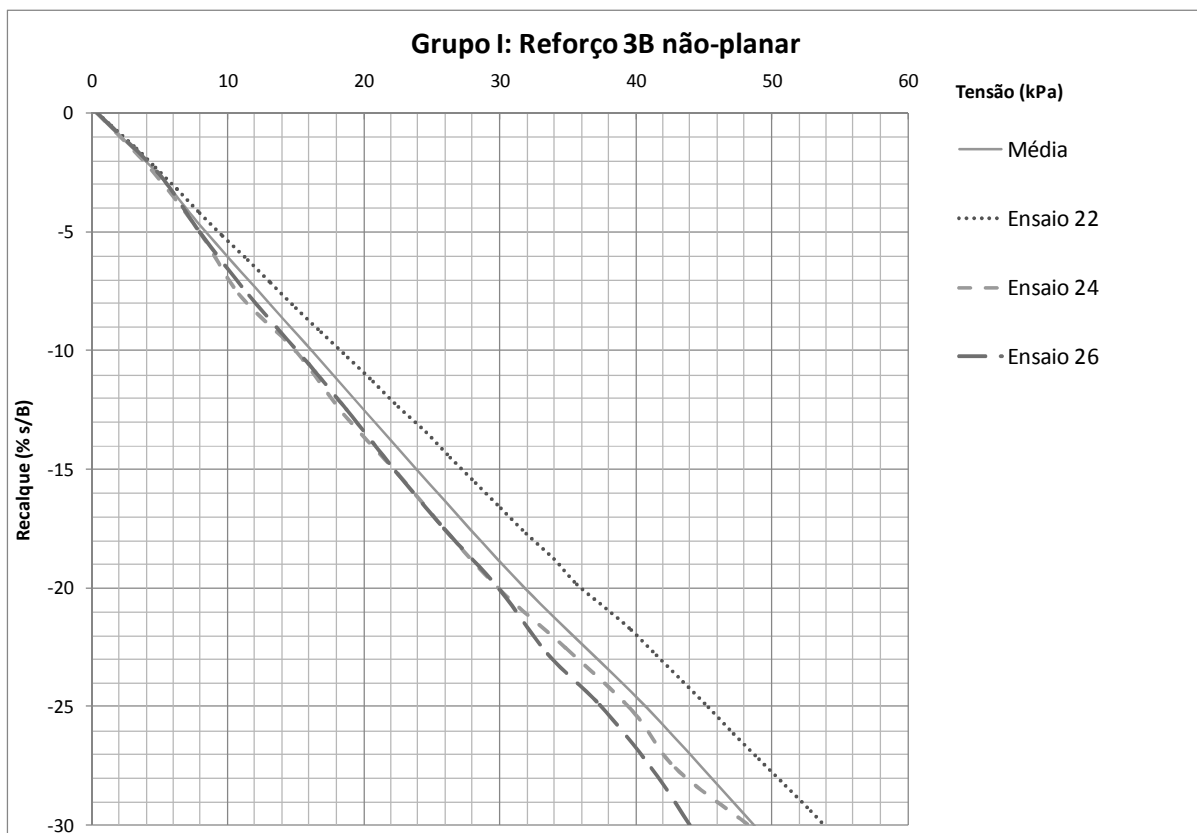


Figura 4.4 – Ensaio e média para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo I).

Na Tabela 4.4, estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação, suas médias e coeficientes de variação.

Tabela 4.4 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo I).

Grupo I	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Reforço 3B não-planar	Tensão (kPa)					
Ensaio 22	9,32	18,32	27,27	35,90	45,25	53,83
Ensaio 24	7,91	14,92	22,21	29,86	39,44	48,33
Ensaio 26	7,89	15,09	22,26	29,84	37,42	44,00
Média	8,37	16,11	23,91	31,87	40,70	48,72
Coeficiente de Variação	0,10	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10

#### **4.3.1.5 Ensaio com reforço 5B não-planar**

Foram realizados 3 ensaios com Reforço 5B não-planar no Grupo I. Na Figura 4.5 é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 5B não-planar do Grupo I.

Na Tabela 4.5 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação, suas médias e coeficientes de variação.

Neste caso, os coeficientes de variação observados foram elevados. Possivelmente isso se deu em decorrência da variabilidade do peso específico dos ensaios. No ensaio 20, a massa específica observada foi do valor de 1,54 g/cm<sup>3</sup>, enquanto nos outros este valor foi de 1,48 g/cm<sup>3</sup>.

#### **4.3.1.6 Curvas médias do Grupo I**

São apresentadas a seguir, as curvas médias referentes a todos os casos do Grupo I (Figura 4.6).

Na Tabela 4.6 estão apresentadas as tensões médias relativas aos diferentes níveis de deformação, para todos os casos do Grupo I.

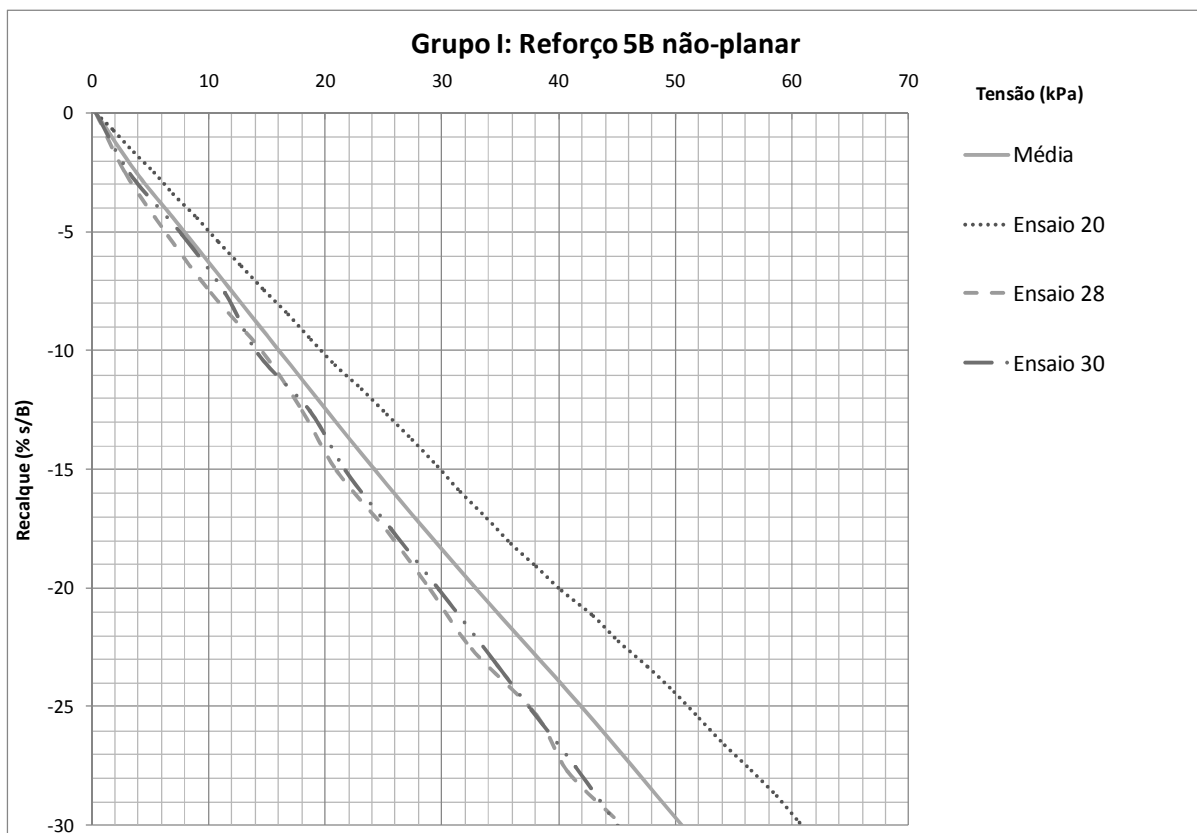


Figura 4.5 - Ensaios e média para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo I).

Tabela 4.5 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo I).

Grupo I	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
<b>Reforço 5B não-planar</b>	Tensão (kPa)					
<b>Ensaio 20</b>	10,05	19,70	29,84	40,06	51,12	61,01
<b>Ensaio 28</b>	6,30	14,54	20,92	28,94	37,38	45,52
<b>Ensaio 30</b>	7,59	14,09	21,72	29,69	37,44	45,08
<b>Média</b>	7,98	16,11	24,16	32,90	41,98	50,54
<b>Coefficiente de Variação</b>	0,24	0,19	0,20	0,19	0,19	0,18

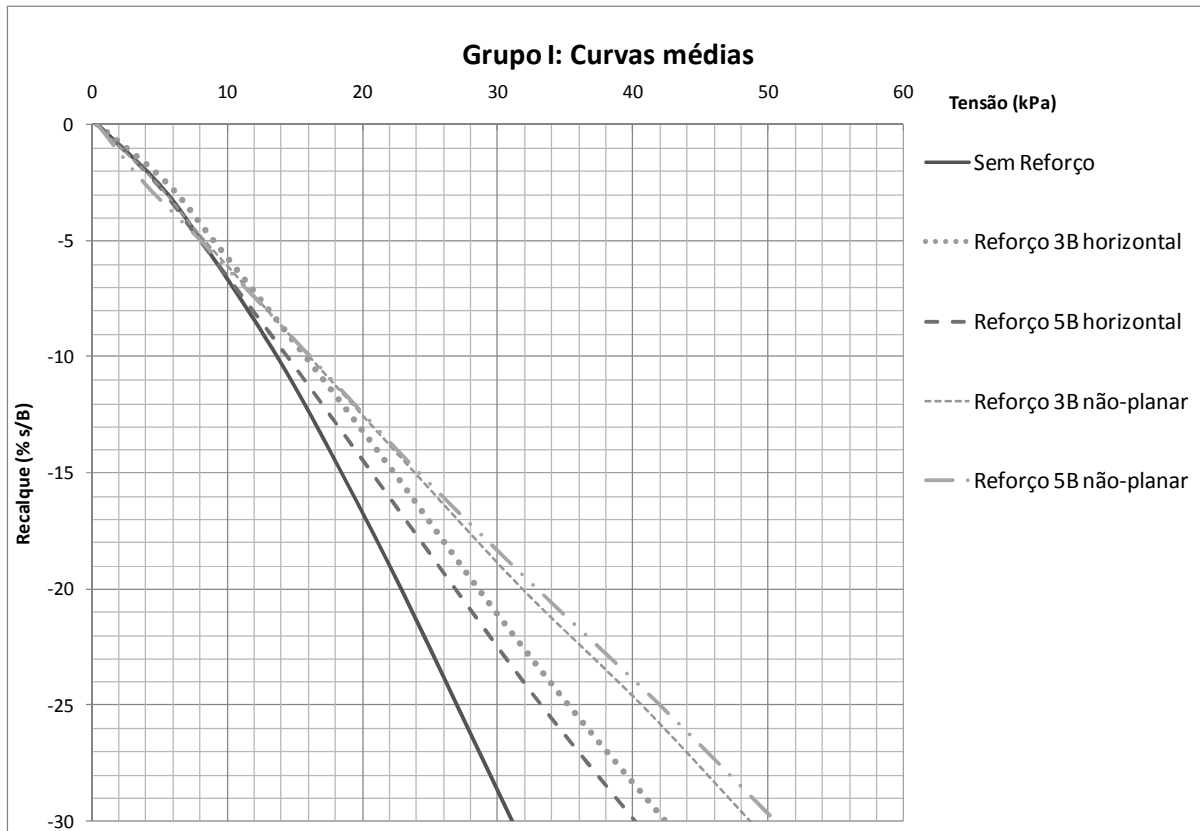


Figura 4.6 - Curvas médias de todos os casos (Grupo I).

Tabela 4.6 – Valores médios para todos os casos (Grupo I).

Grupo I						
Tipo de Ensaio	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
	Tensão (kPa)					
<b>Sem reforço</b>	8,05	13,69	18,46	22,87	27,00	31,11
<b>Reforço 3B horizontal</b>	8,94	15,75	22,30	28,54	35,21	42,38
<b>Reforço 5B horizontal</b>	7,95	14,42	20,68	26,87	33,23	40,18
<b>Reforço 3B não-planar</b>	8,37	16,11	23,91	31,87	40,70	48,72
<b>Reforço 5B não-planar</b>	7,98	16,11	24,16	32,90	41,98	50,54

## 4.3.2 Grupo II: Ensaio de recarregamento

### 4.3.2.1 Ensaio sem reforço

Foi realizado apenas um ensaio no caso sem reforço do Grupo II, pois, quando da elaboração do grupo de recarregamento de ensaios (Grupo II), todos os ensaios do caso sem reforço do Grupo I já tinham sido realizados. Realizou-se apenas um ensaio sem reforço com o objetivo de recarregá-lo e gerar dados para base de comparação deste grupo (Figura 4.7).

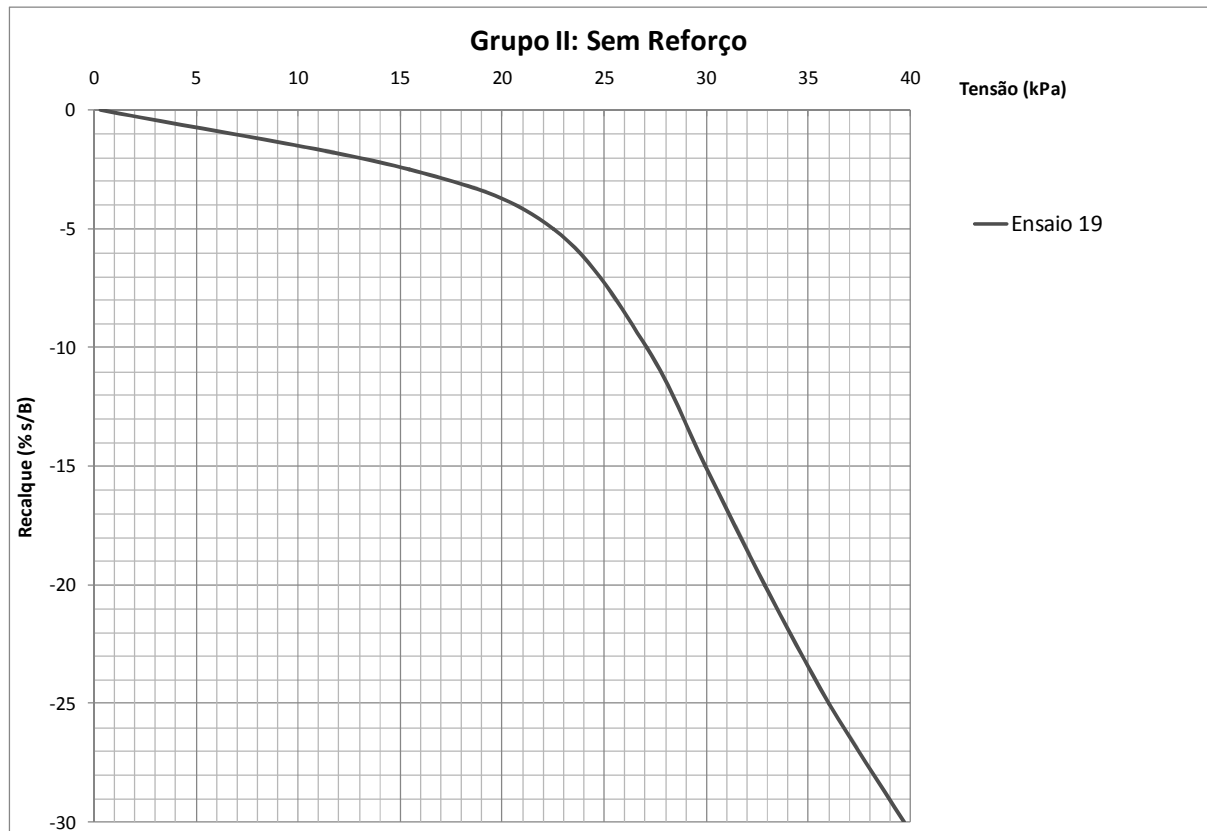


Figura 4.7 - Ensaio e média para o caso Sem reforço (Grupo II).

Na Tabela 4.7 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação do Ensaio 19.

*Tabela 4.7 – Valores de tensão para o caso Sem reforço (Grupo II).*

<b>Grupo II</b>		<b>s/B</b>				
<b>Sem reforço</b>	%	0%	5%	0%	5%	0%
	Tensão (kPa)					
<b>Ensaio 19</b>	2,54	7,07	9,96	2,86	6,03	9,66

#### **4.3.2.2 Ensaio com reforço 3B horizontal**

Foram realizados 2 ensaios com reforço 3B horizontal no Grupo II. Logo mais é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 3B horizontal do Grupo II (Figura 4.8).

Na Tabela 4.8 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação e suas médias.

#### **4.3.2.3 Ensaio com reforço 5B horizontal**

Foram realizados 2 ensaios com reforço 5B horizontal no Grupo I. A seguir é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 5B horizontal do Grupo II (Figura 4.9).

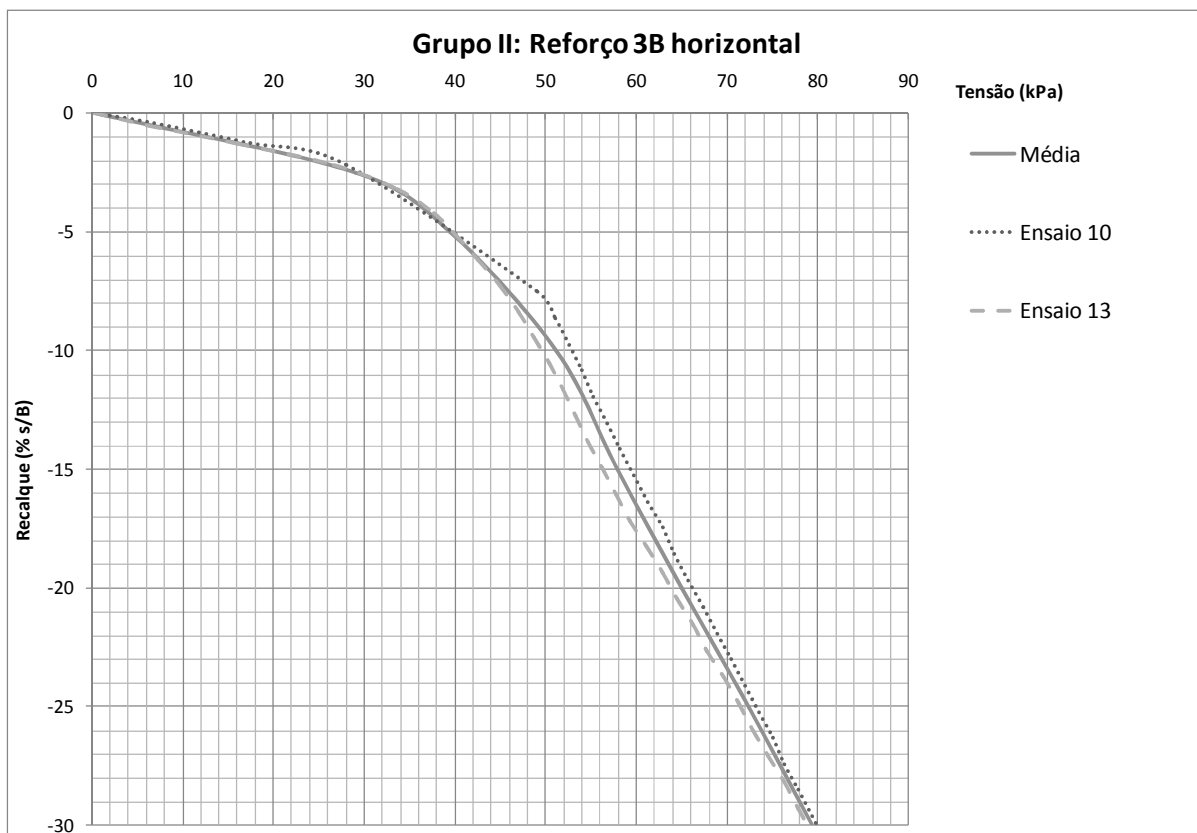


Figura 4.8 - Ensaios e média para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo II).

Na Tabela 4.9, estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação e suas médias.

Tabela 4.8 – Médias para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo II).

Grupo II	s/B					
	%	0%	5%	0%	5%	0%
Reforço 3B Horizontal	Tensão (kPa)					
Ensaio 10	9,23	2,89	9,43	6,24	3,20	9,89
Ensaio 13	9,79	9,60	6,32	3,79	1,54	8,84
Média	9,51	1,25	7,87	5,02	2,37	9,36



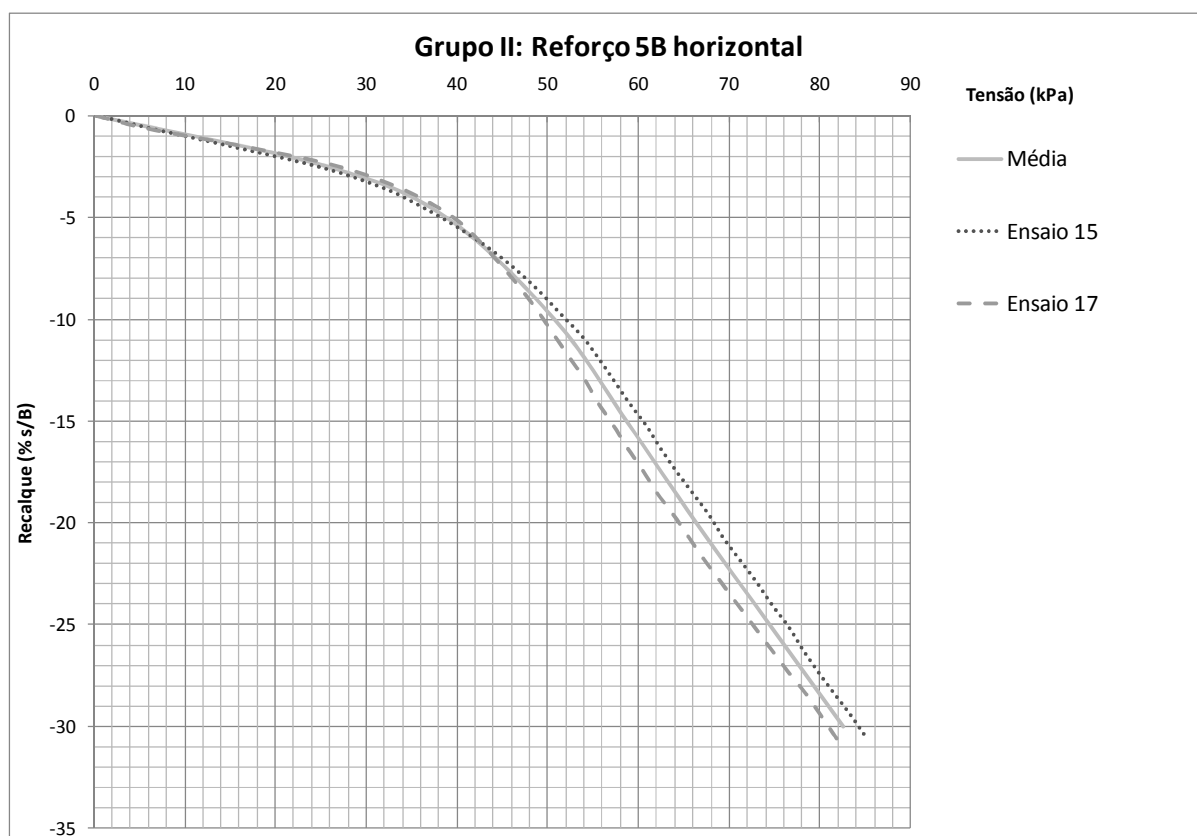


Figura 4.9 - Ensaios e média para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo II).

Tabela 4.9 – Médias para o caso Reforço 5B horizontal (Grupo II).

Grupo II	s/B					
	%	0%	5%	0%	5%	0%
Reforço 5B horizontal	Tensão (kPa)					
Ensaio 15	8,22	2,00	0,48	8,31	6,33	4,21
Ensaio 17	9,52	9,54	6,93	4,46	2,58	0,90
Média	8,87	0,77	8,70	6,38	4,46	2,56

#### 4.3.2.4 Ensaios com reforço 3B não-planar

Foram realizados 3 ensaios com reforço 3B não-planar no Grupo I. Logo mais é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Reforço 3B não-planar do Grupo II (Figura 4.10).

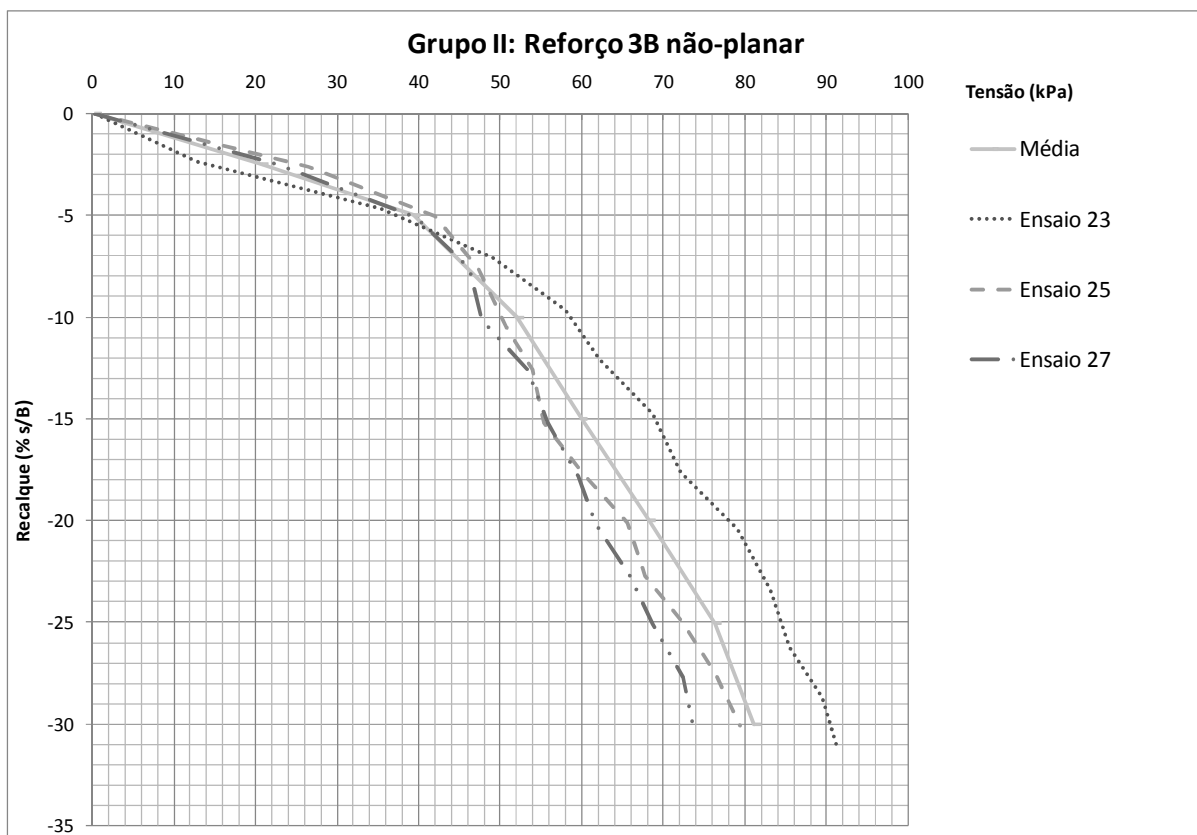


Figura 4.10 - Ensaios e média para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo II).

Na Tabela 4.10, estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação, suas médias e coeficientes de variação.

Tabela 4.10 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo II).

Grupo II		s/B					
Reforço 3B não-planar	5%	10%	15%	20%	25%	30%	
	Tensão (kPa)						
<b>Ensaio 23</b>	37,34	58,69	69,04	77,98	84,51	90,48	
<b>Ensaio 25</b>	41,70	50,20	55,23	65,28	72,36	79,30	
<b>Ensaio 27</b>	39,12	47,68	55,64	61,66	72,24	73,59	
<b>Média</b>	39,39	52,19	59,97	68,31	76,37	81,12	
<b>Coeficiente de Variação</b>	0,06	0,11	0,13	0,13	0,09	0,11	

#### 4.3.2.5 Ensaio com reforço 5B não-planar

Foram realizados 3 ensaios com Reforço 5B não-planar no Grupo II. Um destes teve seus dados perdidos, portanto, não pôde ser utilizado nas análises. Logo mais é apresentado o gráfico com as curvas referentes aos dois ensaios válidos e a curva média para o caso Reforço 5B não-planar do Grupo II (Figura 4.11).

Na Tabela 4.11 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação e suas médias.

Tabela 4.11 – Médias para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo II).

Grupo II		s/B					
Reforço 5B não-planar	5%	10%	15%	20%	25%	30%	
	Tensão (kPa)						
<b>Ensaio 29</b>	44,13	57,63	66,17	72,39	79,66	86,49	
<b>Ensaio 31</b>	41,29	54,99	60,12	67,02	72,24	80,70	
<b>Média</b>	42,71	56,31	63,15	69,71	75,95	83,59	

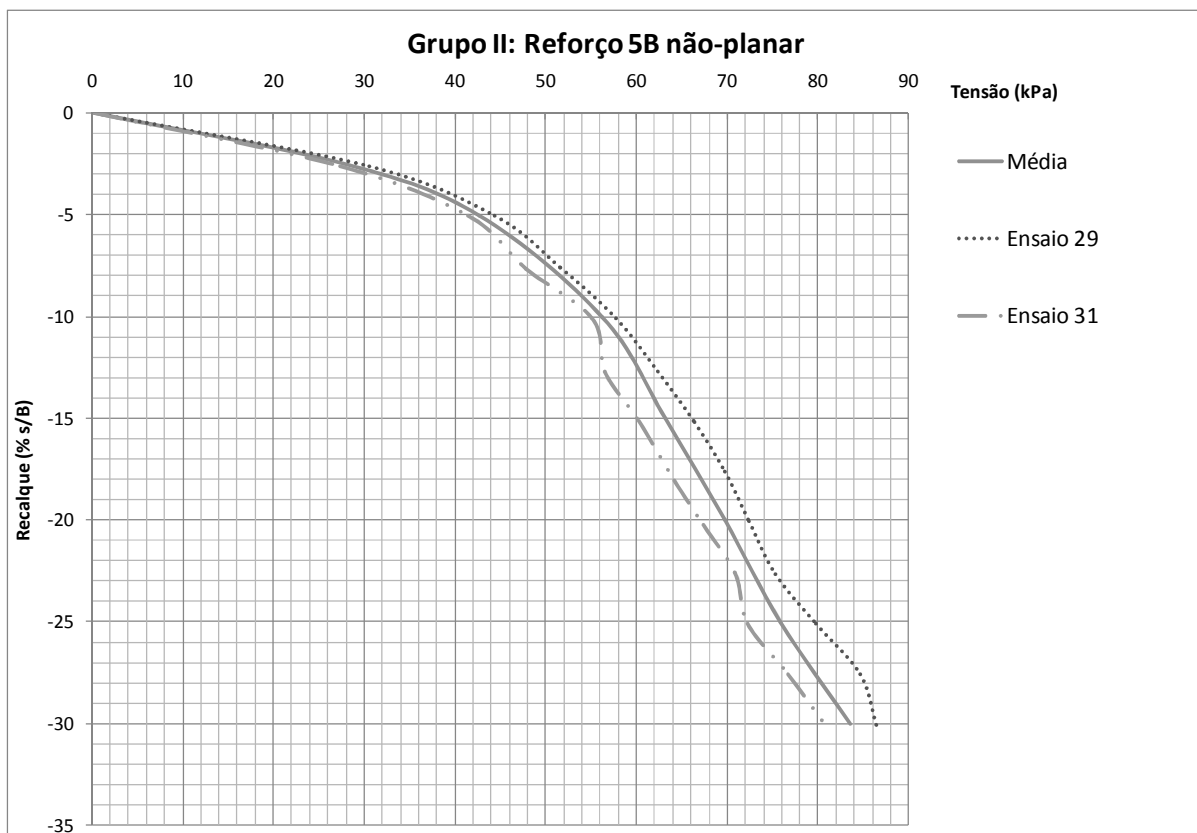


Figura 4.11 - Ensaios e média para o caso Reforço 5B não-planar (Grupo II).

#### 4.3.2.6 Curvas médias do Grupo II

São apresentadas a seguir, as curvas médias referentes a todos os casos do Grupo II (Figura 4.12). Na Tabela 4.12 estão apresentadas as tensões médias relativas aos diferentes níveis de deformação, para todos os casos do Grupo II.

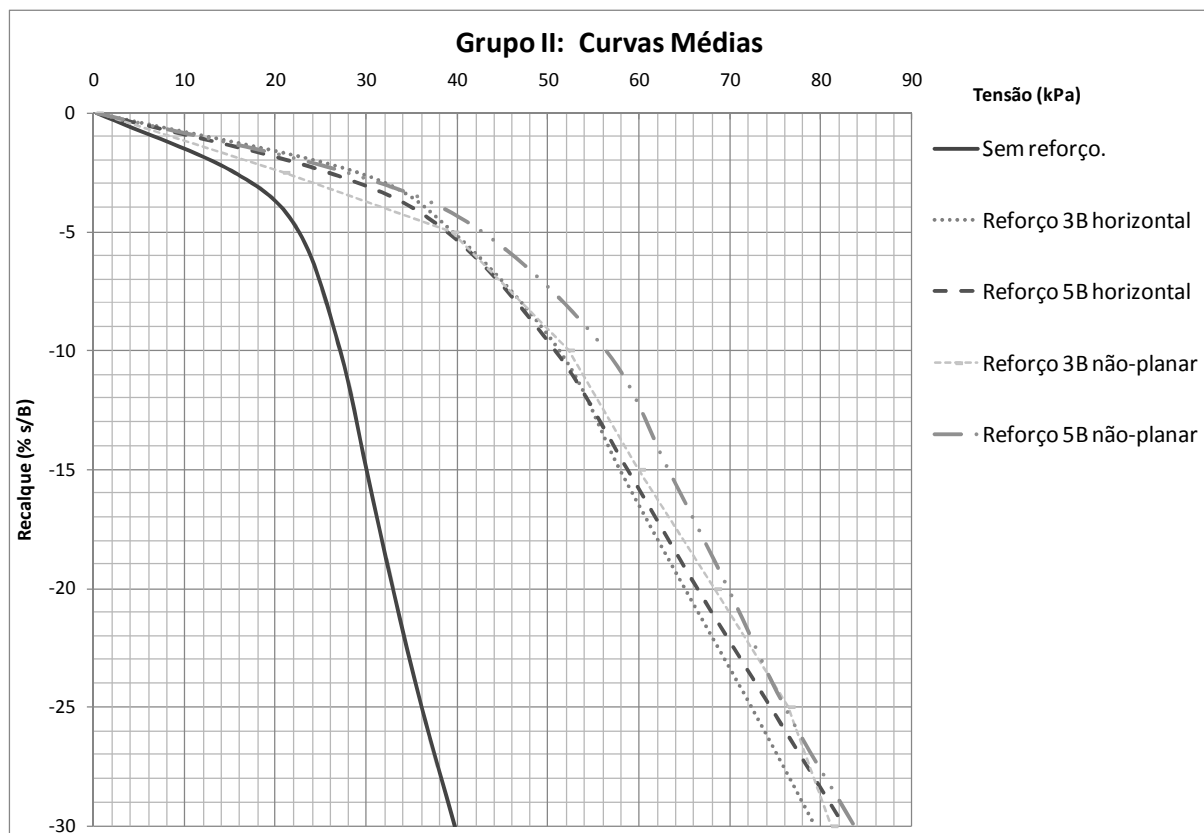


Figura 4.12 - Curvas médias de todos os casos (Grupo II).

Tabela 4.12 – Valores médios para todos os casos (Grupo II).

Grupo II						
Tipo de Ensaio	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
	Tensão (kPa)					
<b>Sem reforço</b>	22,54	27,07	29,96	32,86	36,03	39,66
<b>Reforço 3B horizontal</b>	39,51	51,25	57,87	65,02	72,37	79,36
<b>Reforço 5B horizontal</b>	38,87	50,77	58,70	66,38	74,46	82,56
<b>Reforço 3B não-planar</b>	39,39	52,19	59,97	68,31	76,37	81,12
<b>Reforço 5B não-planar</b>	42,71	56,31	63,15	69,71	75,95	83,59

### **4.3.3 Grupo III: Ensaios sobre areia fofa com camadas superiores compactadas**

#### ***4.3.3.1 Ensaios sem reforço***

Foram realizados 2 ensaios do caso sem reforço no Grupo III. Logo mais é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso sem reforço do Grupo III (Figura 4.13). Na Tabela 4.13 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação e suas médias.

O Ensaio 35 foi paralisado antes de atingir um deslocamento médio de 30% de B devido às altas cargas observadas.

#### ***4.3.3.2 Ensaios com reforço 3B horizontal***

Foram realizados 4 ensaios com reforço 3B horizontal no Grupo III. Logo mais é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Sem reforço do Grupo III (Figura 4.14). Na Tabela 4.14, estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação, suas médias e coeficientes de variação.

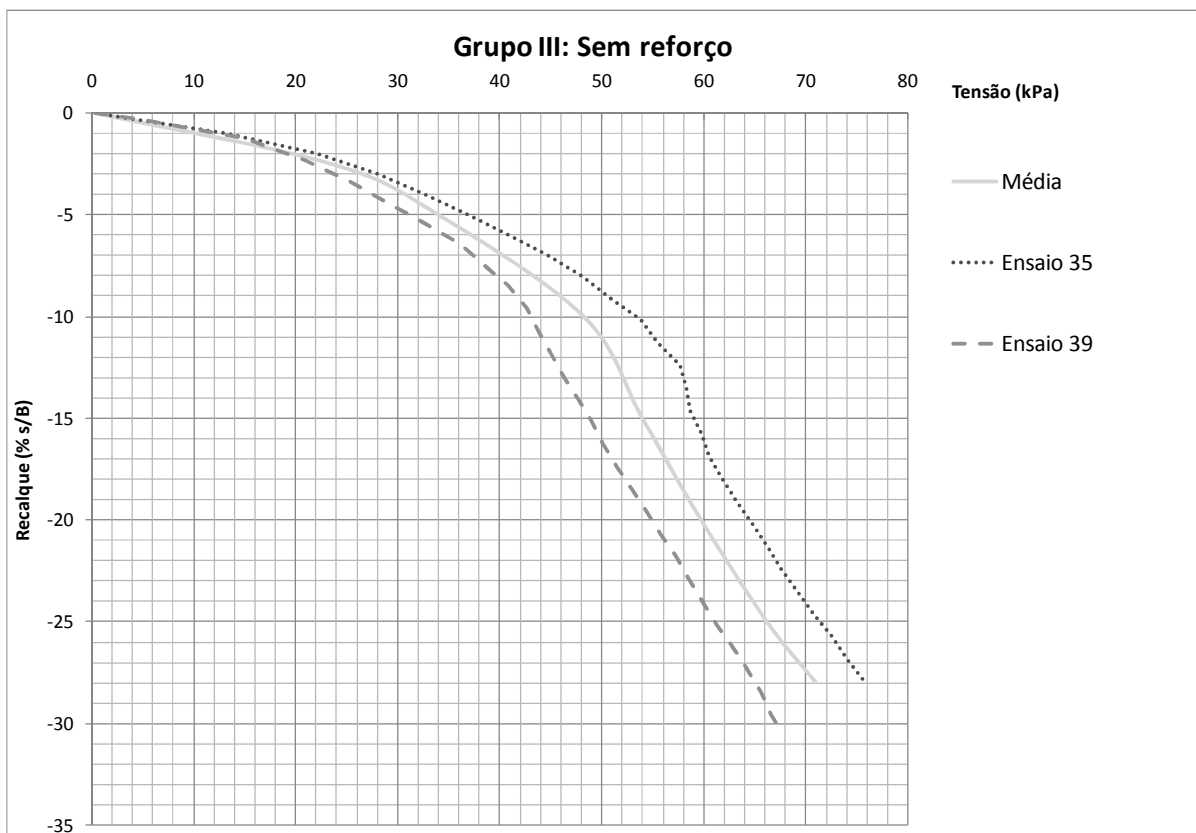


Figura 4.13 - Ensaios e média para o caso Sem reforço (Grupo III).

Tabela 4.13 – Médias para o caso Sem reforço (Grupo III).

Grupo III	s/B						
	5%	10%	15%	20%	25%	27,94%	30%
Sem reforço	Tensão (kPa)						
<b>Ensaio 35</b>	36,84	53,34	59,10	64,50	71,17	75,81	--
<b>Ensaio 39</b>	31,06	43,10	48,83	54,93	61,19	66,00	67,17
<b>Média</b>	33,95	48,22	53,96	59,72	66,18	70,90	--

Os ensaios de número 34 e 38 foram paralisados antes de atingirem um deslocamento médio de 30% de B, devido aos altos valores de carga observados. Quando da execução do Ensaio 33, foi possível visualizar o aparecimento de estrias na placa acrílica do tanque, o que reduziu a tolerância com altas cargas nos ensaios seguintes.

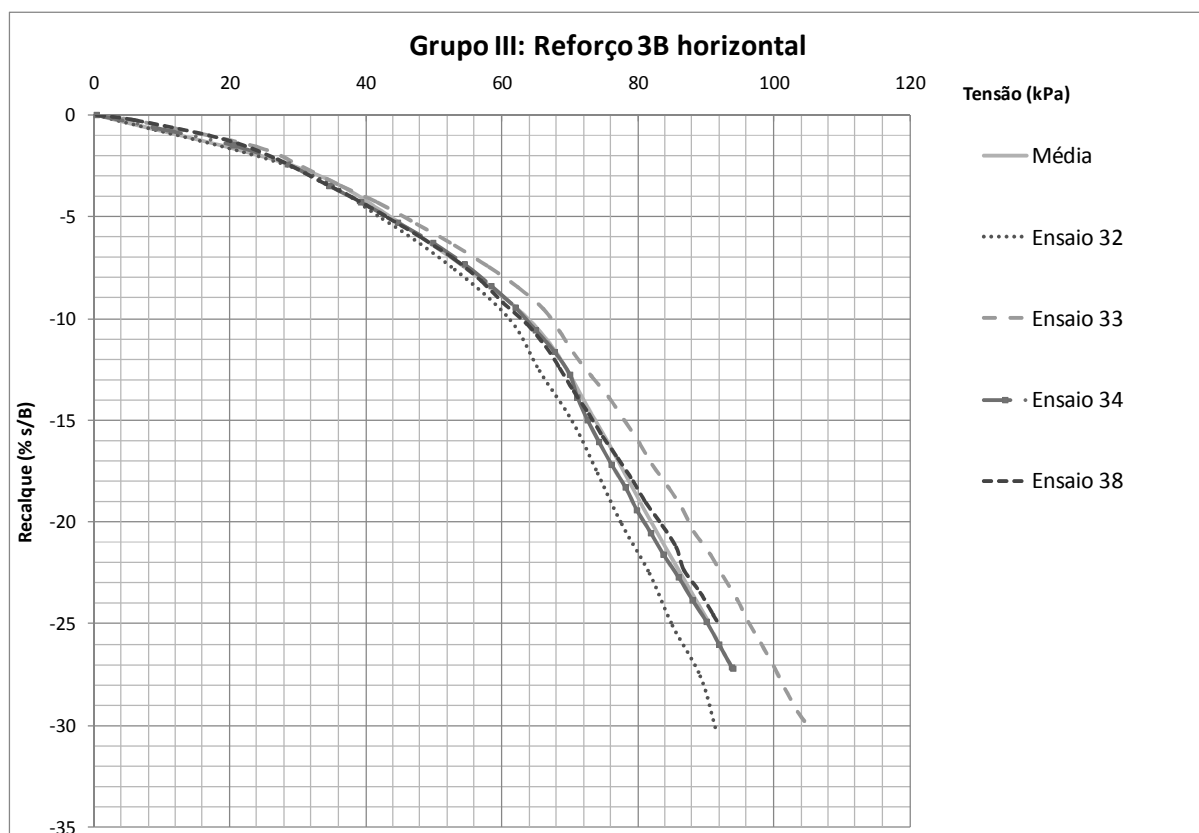


Figura 4.14 - Ensaios e média para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo II).

Tabela 4.14 – Médias e coeficientes de variação para o caso Reforço 3B horizontal (Grupo III).

Grupo III	s/B						
	5%	10%	15%	20%	24,85%	25%	30%
<b>Reforço 3B horizontal</b>	Tensão (kPa)						
<b>Ensaio 32</b>	42,04	61,04	70,33	77,39	84,76	84,97	91,28
<b>Ensaio 33</b>	45,61	67,19	78,02	87,49	96,10	96,34	104,90
<b>Ensaio 34</b>	43,28	63,45	72,62	80,91	90,01	90,28	--
<b>Ensaio 38</b>	43,16	62,73	73,36	83,19	91,51	--	--
<b>Média</b>	43,64	63,89	73,65	81,93	90,29	--	--
<b>Coeficiente de Variação</b>	0,04	0,05	0,05	0,06	0,05		



### 4.3.3.3 Ensaio com reforço 3B não-planar

Foram realizados 2 ensaios com reforço 3B não--planar no Grupo III. Logo mais é apresentado o gráfico com as curvas referentes a esses ensaios e a curva média para o caso Sem reforço do Grupo III (Figura 4.15).

O Ensaio 36 foi paralisado antes de atingir um deslocamento médio de 30% de B, devido aos altos valores de carga observados. Na Tabela 4.15 estão apresentadas as tensões relativas aos diferentes níveis de deformação e suas médias.

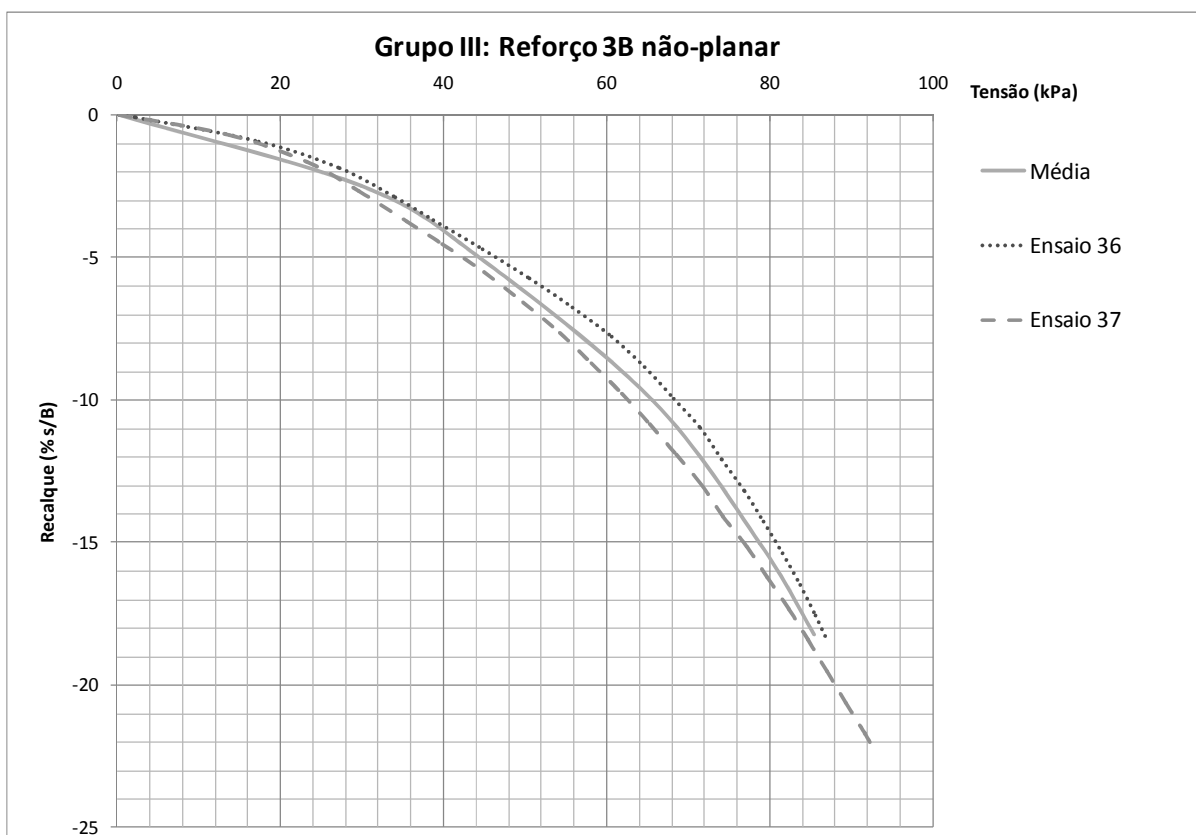


Figura 4.15 - Ensaios e média para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo III).

Tabela 4.15 – Médias para o caso Reforço 3B não-planar (Grupo III).

Grupo III Reforço 3B não-planar	s/B				
	5%	10%	15%	18,2%	20%
	Tensão (kPa)				
<b>Ensaio 36</b>	46,56	68,46	80,73	86,74	--
<b>Ensaio 37</b>	42,41	62,72	76,80	84,12	88,07
<b>Média</b>	44,49	65,59	78,76	85,43	--

#### 4.3.3.4 Curvas médias do Grupo III

São apresentadas a seguir, as curvas médias referentes a todos os casos do Grupo III (Figura 4.16). Na Tabela 4.13 estão apresentadas as tensões médias relativas aos diferentes níveis de deformação, para todos os casos do Grupo III.

## 4.4 Análises

### 4.4.1 PRS (Percentage Reduction in Footing Settlement)

De modo a quantificar a eficiência do reforço na atenuação dos deslocamentos, é feita uma análise utilizando o PRS. Esta análise permite que se comparem os deslocamentos nos casos reforçado e não-reforçado para a carga última (do caso não-reforçado) ou para níveis de deslocamento pré-estabelecidos (no caso de ruptura localizada). Neste último caso, estipulam-se níveis de deslocamento no caso não-reforçado e comparam-se com os deslocamentos

observados na mesma tensão a ele referente. O PRS é calculado através da Equação 2.19, mostrada anteriormente.

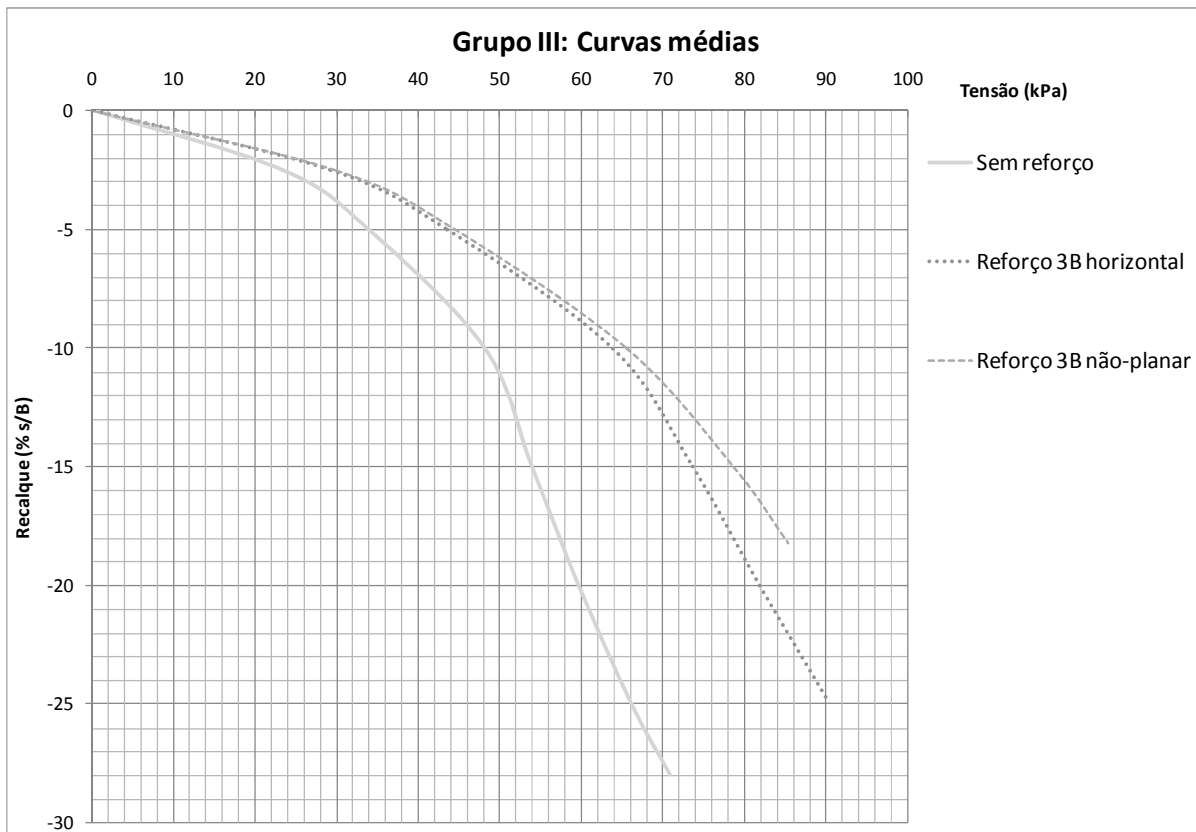


Figura 4.16 - Curvas médias de todos os casos (Grupo III).

Tabela 4.16 – Valores médios para todos os casos (Grupo III).

Grupo III						
Tipo de Ensaio	s/B					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Tensão (kPa)						
Sem reforço	33,95	48,22	53,96	59,72	66,18	--
Reforço 3B horizontal	43,64	63,89	73,65	81,93	90,53	95,49
Reforço 3B não-planar	44,49	65,59	78,76	--	--	--

Foram feitas as análises de PRS para os seguintes níveis de deslocamento: 5% 10% e 15% de B para o caso sem reforço. Estes valores foram escolhidos de forma a se assimilarem com as análises por  $BCR_s$ . O valor de 15% foi utilizado como limite superior, se aproximando das recomendações de Tafreshi e Dawson (2010), que estipularam um valor máximo de 12% para cálculo do PRS. A base de comparação utilizada foi o caso sem reforço de cada grupo. Os valores de deslocamento utilizados nos cálculos foram interpolados a partir dos dados das curvas médias de cada caso.

Os resultados para o Grupo I de ensaios encontram-se na Tabela 4.17.

*Tabela 4.17 – Valores de PRS para o Grupo I.*

Grupo I	s/B		
	5 (%)	10 (%)	15 (%)
<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>PRS (%)</b>		
<b>Reforço 3B horizontal</b>	10,35	15,18	19,58
<b>Reforço 5B horizontal</b>	-1,61	5,68	11,85
<b>Reforço 3B não-planar</b>	3,98	15,67	23,32
<b>Reforço 5B não-planar</b>	-0,91	14,91	23,62
<b>Média</b>	2,95	12,86	19,59
<b>Coefficiente de Variação</b>	1,87	0,37	0,28

Pode-se observar que, inicialmente (baixas tensões), o reforço 3B horizontal apresentou o melhor resultado em se tratando da atenuação de deslocamentos. Porém, os casos de reforço não-planar apresentam maior eficiência em tensões mais elevadas, atingindo um valor maior que 23% de atenuação total de deslocamentos. É possível também concluir que não é justificável do ponto de vista técnico/econômico a utilização de um reforço de maior comprimento (5B) em

relação a um de menor comprimento (3B) no caso de posicionamento não-planar, do ponto de vista da atenuação de deslocamentos.

Ainda, no Grupo I, o reforço 5B horizontal mostrou valor de PRS praticamente nulo para s/B igual a 5% e ainda os menores valores de PRS em geral. Não se tem ainda uma explicação satisfatória para este fato.

Em seguida, são apresentados os resultados para o Grupo II de ensaios (Tabela 4.18).

*Tabela 4.18 – Valores de PRS para o Grupo II.*

Grupo II	s/B		
	5 (%)	10 (%)	15 (%)
<b>Tipo de Ensaio</b>	PRS (%)		
<b>Reforço 3B horizontal</b>	43,33	65,88	74,80
<b>Reforço 5B horizontal</b>	42,39	65,31	74,38
<b>Reforço 3B não-planar</b>	43,15	65,77	74,72
<b>Reforço 5B não-planar</b>	47,61	68,46	76,70
<b>Média</b>	44,12	66,35	75,15
<b>Coefficiente de Variação</b>	0,05	0,02	0,01

No caso do Grupo II, pode-se observar que o valor de PRS não varia bruscamente de um caso para outro, o que significa que nem o comprimento do reforço nem uma variação de 30% de B em diante no seu posicionamento resultam em efeitos significativos na atenuação de deslocamentos. É válido ressaltar que o reforço 5B não-planar apresentou os melhores resultados em termos de atenuação de deslocamentos, contudo sem se distanciar da média.

Ao compararem-se os resultados a 15% do Grupo II com os mesmos resultados do Grupo I, percebe-se uma melhora de quase 4 vezes no PRS. Provavelmente isso se dá devido à criação de uma cunha de maior compacidade relativa abaixo da sapata após o primeiro carregamento do ensaio juntamente à indução de tensões no reforço causada pela compactação do solo acima deste. Esta indução de tensões pode desempenhar papel semelhante à de uma protensão do reforço, aumentando, assim a sua eficiência (LOVISA *et al.*, 2010).

Por fim, são apresentados os resultados para o Grupo III de ensaios (Tabela 4.19).

*Tabela 4.19 – Valores de PRS para o Grupo III.*

Grupo III	s/B		
	5 (%)	10 (%)	15 (%)
Tipo de Ensaio	PRS (%)		
Reforço 3B horizontal	22,38	38,71	49,68
Reforço 3B não-planar	23,86	41,16	51,70
Média	23,12	39,94	50,69

No caso do Grupo III, ambos os casos, reforço 3B horizontal e reforço 3B não-planar, apresentaram valores semelhantes de PRS. Este fato indica que, compactando as camadas superiores, não há ganho expressivo de eficiência ao se modificar o posicionamento do reforço de horizontal para não-planar. Pode-se atribuir este benefício da compactação à indução de tensões no reforço e conseguinte protensão deste (como explicado anteriormente).

Ao se comparar os resultados com o Grupo I, pode-se afirmar que a compactação das camadas superiores traz uma melhora de quase 10 vezes na

atenuação de deslocamentos em tensões mais baixas, 3 vezes em tensões intermediárias e 2,5 vezes em níveis de tensões mais altos, sobrepondo ao efeito da situação reforçada sem compactação. Porém, ao se compararem os resultados do Grupo III com o Grupo II, este segundo se mostrou mais satisfatório, sendo até 2 vezes superior em níveis de tensões baixos, decaindo até atingir uma melhora de 1,5 vezes nos níveis de tensões mais elevados.

Os cálculos detalhados de PRS encontram-se no anexo.

#### **4.4.2 $BCR_s$ (Bearing Capacity Ratio)**

Como areias fofas costumam apresentar ruptura local, o que torna difícil identificar a capacidade de carga última, a análise do ganho de capacidade de carga da fundação foi feita em função de recalques estipulados, ou seja, foi utilizado o  $BCR_s$  (Eq. 2.18).

Foram calculados os valores de  $BCR_s$  para os seguintes níveis de deslocamento: 5%, 10%, 15% e 20% de B. A base de comparação utilizada foi o caso sem reforço de cada grupo. Os valores de tensão utilizados nos cálculos foram os das curvas médias de cada caso.

Na Tabela 4.20 são apresentados os resultados para o Grupo I de ensaios.

Tabela 4.20 – Valores de  $BCR_s$  para o Grupo I.

Grupo I	s/B			
	5 (%)	10 (%)	15 (%)	20 (%)
<b>Tipo de Ensaio</b>	$BCR_s$			
<b>Reforço 3B horizontal</b>	1,11	1,15	1,21	1,25
<b>Reforço 5B horizontal</b>	0,99	1,05	1,12	1,17
<b>Reforço 3B não-planar</b>	1,04	1,18	1,30	1,39
<b>Reforço 5B não-planar</b>	0,99	1,18	1,31	1,44
<b>Média</b>	1,03	1,14	1,23	1,31
<b>Coefficiente de Variação</b>	0,06	0,05	0,07	0,09

Comparando-se os resultados dos casos de reforços horizontais, pode-se observar que o reforço 3B apresenta  $BCR_s$  maior que o reforço 5B. Isso ocorre possivelmente por se tratarem de valores médios, que mascaram a variabilidade dos resultados; variabilidade esta inerente aos processos experimentais. Deve-se tratar este resultado como a confirmação de que não há ganho em eficiência com o aumento do comprimento do reforço de 3B para 5B.

Comparando-se ambos os resultados de reforços não-planares, podemos observar a mesma tendência anterior: não há ganho expressivo de eficiência com o aumento do comprimento do reforço de 3B para 5B.

Ao se analisar os casos de reforço não-planar em relação ao reforço horizontal de mesmo comprimento, em ambos os casos (3B e 5B), observa-se que, a baixos deslocamentos (5% e 10%), não há ganho com a modificação do posicionamento do reforço de horizontal para não-planar. Porém, com o avançar destes deslocamentos, o posicionamento não-planar se mostra mais eficiente.



N Tabela 4.21 são apresentados os resultados para o Grupo II de ensaios.

Tabela 4.21 – Valores de  $BCR_s$  para o Grupo II.

Grupo II	s/B			
	5 (%)	10 (%)	15 (%)	20 (%)
<b>Tipo de Ensaio</b>	$BCR_s$			
<b>Reforço 3B horizontal</b>	1,75	1,89	1,93	1,98
<b>Reforço 5B horizontal</b>	1,72	1,88	1,96	2,02
<b>Reforço 3B não-planar</b>	1,75	1,93	2,00	2,08
<b>Reforço 5B não-planar</b>	1,89	2,08	2,11	2,12
<b>Média</b>	1,78	1,94	2,00	2,05
<b>Coefficiente de Variação</b>	0,04	0,05	0,04	0,03

No caso do Grupo II (ensaios de recarregamento), pode-se observar que, apesar do caso com reforço 5B não-planar ter apresentado maiores valores de  $BCR_s$ , há certa convergência destes valores para todos os casos, com coeficiente de variação máximo de 0,05. Este resultado indica que um deslocamento excedente a 30% de B – valor este adotado quando da definição do posicionamento do reforço, não traz uma maior eficiência para o conjunto e que, também nestes casos, não há ganho expressivo de eficiência com o aumento do comprimento do reforço de 3B para 5B.

Por fim, são apresentados os resultados para o Grupo III de ensaios (Tabela 4.22).

Tabela 4.22 – Valores de  $BCR_s$  para o Grupo III.

Grupo III	s/B			
	5 (%)	10 (%)	15 (%)	20 (%)
<b>Tipo de Ensaio</b>	$BCR_s$			
<b>Reforço 3B horizontal</b>	1,29	1,33	1,36	1,37
<b>Reforço 3B não-planar</b>	1,31	1,36	1,46	--
<b>Média</b>	1,30	1,34	1,41	--

Neste caso, a compactação das camadas acima do reforço parece aumentar a eficiência da mudança do posicionamento do reforço. Entretanto, o ganho de capacidade de carga não é maior do que o observado nos casos do Grupo II, possivelmente devido à criação da cunha de maior compactidade abaixo da sapata após o primeiro carregamento do ensaio juntamente à indução de tensões no reforço causada pela compactação do solo acima do reforço (protensão do reforço).

#### 4.5 Comparação com o estudo de Constancio (2010)

Constancio (2010) realizou ensaios em solos arenosos fofos sem variação da compactidade. Logo, o estudo comparativo realizado nesta seção terá como base apenas os resultados do Grupo I.

Primeiramente, foi feita uma comparação dos valores médios de tensão para o caso sem reforço de ambos os trabalhos, uma vez que estes são a base de comparação para os demais resultados (Tabela 4.23).

Tabela 4.23 – Tensões de comparação o presente trabalho e Constancio (2010).

Autor	Grupo I		s/B			
	Sem reforço	5%	10%	15%	20%	
Presente trabalho	Média	8,05	13,69	18,46	22,87	Tensão (kPa)
	Coef. de Variação	0,20	0,19	0,18	0,18	
Constancio (2010)	Média	7,44	12,86	17,89	22,05	
	Coef. de Variação	0,01	0,03	0,03	0,05	

Observa-se que, apesar dos valores de coeficiente de variação serem mais elevados no presente estudo, os valores médios de tensão em ambos os trabalhos são muito próximos, o que valida as análises posteriores.

Na tabela 4.24 é possível visualizar os valores de  $BCR_s$  encontrados para os casos não-planares do Grupo I.

Tabela 4.24 – Valores de  $BCR_s$  para casos não-planares do Grupo I.

Grupo I	s/B			
	5 (%)	10 (%)	15 (%)	20 (%)
Tipo de Ensaio	$BCR_s$			
Reforço 3B não-planar	1,04	1,18	1,30	1,39
Reforço 5B não-planar	0,99	1,18	1,31	1,44

Na Tabela 4.25 encontram-se os valores de  $BCR_s$  encontrados por Constancio (2010) em suas 4 propostas de posicionamento de reforço não-planar. Estas propostas podem ser visualizadas nas figuras em anexo.

Tabela 4.25 – Valores de  $BCR_s$  retirados de Constancio (2010).

<b>Constancio (2010)</b>				
<b>Proposta</b>	s/B			
	5 (%)	10 (%)	15 (%)	20 (%)
	$BCR_s$			
<b>1</b>	1,23	1,33	1,40	1,53
<b>2</b>	1,12	1,23	1,34	1,47
<b>3</b>	1,52	1,48	1,57	1,74
<b>4</b>	1,79	1,71	1,82	1,98

Observa-se que as propostas 1 e 2 apresentam resultados equivalentes aos estudados no presente caso. As propostas 3 e 4 do trabalho de Constancio (2010) são superiores às realizadas no presente trabalho. Tais propostas adotaram um deslocamento vertical do reforço de 33,3 mm, valor superior ao arbitrado para os ensaios deste trabalho (27,0 mm). Sugere-se um estudo mais aprofundado a respeito da influência deste valor no BCR.

É válido ressaltar que o número de ensaios realizados por Constancio (2010) foi reduzido. É interessante realizar mais ensaios a fim de se constituir um espaço amostral mais representativo e obter análises quantitativas das propostas.



## 5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo a avaliação do ganho de capacidade de carga e atenuação de deslocamentos de um modelo reduzido de sapata corrida assente em solo arenoso fofo submetido a carregamento estático vertical. Foram estudados 5 casos: sem reforço, com reforço 3B horizontal, com reforço 5B horizontal, com reforço 3B não-planar e com reforço 5B não-planar. Os ensaios foram divididos em 3 grandes grupos: ensaios em areia fofo homogênea (Grupo I), ensaios de recarregamento (Grupo II) e ensaios em areia fofo com camadas superiores compactadas (Grupo III).

Os resultados dos Grupos I e II indicam que um aumento do comprimento do reforço de 3B para 5B não traz benefícios do ponto de vista do aumento da capacidade de carga ou da atenuação de deslocamentos, em nenhum dos casos (horizontal ou não-planar). Ou seja, indica-se o uso de reforço com comprimento máximo de 3B.

Em relação ao posicionamento inicial do reforço, a pequenos deslocamentos (da ordem de 5% da largura da base da sapata) a modificação deste posicionamento de horizontal para não-planar não se justifica. Porém, a maiores deslocamentos (a partir de 10% de B) há uma melhora no ganho da capacidade de carga, em todos os casos.

Tratando-se do Grupo II, os resultados mostraram que o posicionamento inicial adotado referente a um deslocamento de 30% de B se mostrou satisfatório e que um posicionamento inicial referente a um deslocamento maior que 30% de B não traz uma maior eficiência para o conjunto, uma vez que todos os ensaios apresentaram resultados similares. Também é possível observar que a criação de

uma cunha de maior compacidade abaixo da sapata e a indução de tensões e conseguinte protensão do reforço, resultados diretos do recarregamento do ensaio e compactação do solo, melhoram a capacidade de carga em até 2 vezes (BCRs Médio = 2,05 a deslocamentos de 20% de B) e atenuam em até 75% os deslocamentos (a carga referente ao deslocamento de 15% de B).

Ao analisar os dados do Grupo III, percebe-se que o ganho de capacidade de carga é similar nos dois casos, horizontal e não-planar, até deslocamentos da ordem de 10% B. Aparentemente, a protensão do reforço causada pelo processo de compactação do solo é quase inteiramente responsável pelo ganho da capacidade de carga. Em ambos os casos, o esforço de compactação utilizado foi o mesmo, o que gerou um ganho similar na capacidade de carga. A atenuação de recalques devido a esta compactação/protensão do reforço pode chegar até a 2,6 vezes se comparada ao mesmo caso reforçado com areia homogênea (PRS médio = 40% a deslocamentos de 10% de B).

## 6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 6.1 Análise Numérica

Estão disponíveis no mercado *softwares* de elementos finitos específicos para a área de geotecnia que reproduzem com grande fidelidade as condições reais encontradas em campo (GeoStudio®, Plaxis®, etc.). No entanto, esses *softwares* necessitam de parâmetros e condições de contorno que devem ser baseados e aferidos, preferencialmente, em ensaios em verdadeira grandeza ou, quando não for possível, em ensaios em modelos de escala reduzida.

Em posse dos dados de caracterização da areia (peso específico dos sólidos, distribuição granulométrica, ângulo de atrito interno do solo, ângulo de atrito entre solo e paredes do tanque, etc.), das moldagens (índice de vazios da areia) e resultados obtidos com os ensaios do presente trabalho, é possível calibrar um modelo numérico que corresponda aos resultados obtidos experimentalmente.

A partir de então, são inúmeras as possibilidades de análises numéricas. Pode-se variar, por exemplo, o comprimento do reforço e buscar um valor ótimo a ser utilizado; o tipo e a resistência do reforço, seu posicionamento e, inclusive, o comportamento do reforço sob diferentes tipos de carregamento, como cíclico e dinâmico.



## 6.2 Posicionamento do Reforço

Nesta pesquisa, foi adotado um deslocamento ( $S_e$ ) de 27 mm em relação à profundidade de assentamento do reforço ( $u/B = 33,3$  mm). Verificou-se que deslocamentos maiores que este valor não resultam em melhora na eficiência do reforço.

Na pesquisa realizada por Constancio (2010), a proposta com melhores resultados adota deslocamento de 33,3 mm, entretanto, os trabalhos apresentam posicionamentos não-planares distintos entre si. Acredita-se ser interessante estudar a influência desse posicionamento não-planar separadamente à questão do deslocamento do reforço.

## 6.3 Comprimento do Reforço

Foi observado no presente estudo que não há melhora significativa na capacidade de carga da fundação com um aumento do comprimento do reforço de 3B para 5B. Porém, o intervalo entre 1B e 3B não foi estudado. Logo, torna-se interessante verificar experimentalmente os resultados obtidos por Chakraborty e Kumar (2012), que obtiveram numericamente um comprimento máximo do reforço de 2B para solos com ângulo de atrito interno entre 30 e 45 graus.

## 6.4 Diferentes Tipos de Solo

Outro ponto interessante a ser estudado é a influência do tipo do solo na eficiência do reforço. O estudo do aumento da capacidade de carga com o uso de reforço em solos mais bem graduados representa melhor as condições geotécnicas do Brasil.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERA, A.K.; GHOSH, A.; GHOSH, A. **Regression Model for Bearing Capacity of a Square Footing on Reinforced Pond Ash**. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, pp. 261–285, 2005.

BONOVOLenta, R. **Settlement Analysis of Shallow Foundations on Sand**. *Geotechnical Engineering*, Vol. 164, pp. 317–326, 2011.

BRYDSON, J.A. *Plastics Materials*. Londres: University of North London, 1999.

CHAKRABORTY, D.; KUMAR, J. **Bearing Capacity of Strip Foundations in Reinforced Soil**, *Internacional Journal of Geomechanics*, ASCE, doi: 10.1061, GM.1943-5622.0000275, 2012.

CHEN, Q. **An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation**. Tese de Doutorado, Louisiana State University, Baton Rouge, EUA, 344 pág., 2007.

CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M. Y.; YOON, S. **Use of Reinforced Soil Foundation (RSF) to Support Shallow Foundation**. Baton Rouge: Louisiana Transportation Research Center, 2008.

CONSTANCIO, L. A. **Capacidade de Carga de um Modelo de Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofo com Reforço de Geotêxtil**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas – Campinas, 180 pág., 2010.

DAS, B. M.; KHING, K. H. **Foundation on Layered Soil with Geogrid Reinforcement – Effect of a Void**. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, pp. 545-553, 1994.

DAS, B. M. *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. São Paulo: Thomson Learning, 2006.

DASH, S. K. **Effect of Geocell Type on Load-Carrying Mechanisms of Geocell-Reinforced Sand Foundations**. *Internacional Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol. 12, No 5, pp. 537-548, 2012.

DAY, R. W. *Soil Mechanics and Foundations*. Nova Iorque: Frederick S. Merritt and Jonathan T. Ricketts, 2001.

DELL'AVANZI, E.; BERNARDES, G. P.; GODOY, H.; JARROUGES, H. **Estudo do Comportamento de Estruturas Grampeadas Utilizando Modelos Reduzidos - Conceitos Teóricos para Garantia da Similitude Modelo - Protótipo.** In: Conferência Luso-Brasileira, 2006, Curitiba. XIII COBRAMSEG 2006. Curitiba : ABMS, 2006. apud CONSTANCIO, L. A. **Capacidade de Carga de um Modelo de Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofo com Reforço de Geotêxtil.** Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas – Campinas, 180 pág., 2010.

DEMIRÖZ, A.; TAN, O. An Experimental Study for Settlement of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand. *Scientific Research and Essays*, Vol. 5, pp. 3306-3312, 2010.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H.; SARAMAGO, R. P. **Evaluation of the Effect of Compaction on the Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil Walls.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 34, pp. 108-115, 2012.

GIROUD, J. P. **Geotextiles and Geomembranes.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 1, pp. 5-40, 2005.

GIROUD, J. P. **Quantification of Geosynthetic Behavior.** *Geosynthetics International*, Vol. 12, pp. 1-26, 2005.

HOLLAWAY, L.C.; HEAD, P.R. *Advanced Polymer Composites and Polymers in the Civil Infrastructure.* Amsterdam: Elsevier Science, 2001.

HUANG, C-C; TATSUOKA, F. **Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.9, pp. 51-82, 1990.

KHING, K. H.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; COOK, E. E.; YEN, S. C. **The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp. 351-361, 1993.

LATHA, G. M.; SOMWANSHI, A. **Bearing Capacity of Square Footings on Geosynthetic Reinforced Sand.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp. 281–294, 2009.

LEE, K.M.; MANJUNATH, V.R.; DEWAIKAR, D.M. **Numerical and Model Studies of Strip Footing Supported by a Reinforced Granular Fill-Soft Soil System.** *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 793–806, 1999.

LOVISA, J; SHUKLA, S. K.; SIVAKUGAN, N. **Behaviour of Prestressed Geotextile-Reinforced Sand Bed Supporting a Loaded Circular Footing.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 23–32, 2010.

MADHAVI LATHA, G; MURTHY, V. S. **Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand.** *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, pp. 23–32, 2007.

OLIVEIRA FILHO, W. L. **Considerações Sobre Ensaio Triaxiais em Areias**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro, 266 pág., 1987.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos: Tipos e Evolução nos Últimos Anos**. 1º Simpósio Brasileiro Sobre Geossintéticos, São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 1. pp 1-20, 1992.

PINTO, A. **A Moderna Tecnologia de Cutter Soil Mixing (CSM)**. Revista Fundações e Obras Geotécnicas (SPG), Vol. 7, pp. 46-54, 2005.

SCHMERTMANN, J.H., HARTMAN, J.P.; BROWN, P.R. **Improved strain influence factordiagrams**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No.GT8, pp. 1131-1135, 1978.

SITHARAM, T.G.; SIREESH, S. **Model Studies of Embedded Circular Footing on Geogrid-Reinforced Sand Beds**. Ground Improvement, Vol. 8, pp. 69–75, 2004.

SHIN, E. C.; DAS, B.M.; LEE, S. E.; ATALAR, C. **Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand**. Geotechnical and Geological Engineering, Vol.20, pp. 169-180, 2002.

SHIN, E.C; DAS, M.B. **Experimental Study of Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand**. Geosynthetics Int., Vol. 7, pp. 59-71, 2000.

SILVA, L. F. M. da. **Métodos de Análise de Sistemas de Contenção de Solos Reforçados com Geotêxteis**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro, 234 pág., 1991.

SOARES, W. C. **Estacas de Compactação para Melhoria de Solo**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP – São Carlos, 133 pág., 2002.

TAFRESHI, S. N. M.; DAWSON, A. R. Comparison of Bearing Capacity of a Strip Footing on Sand with Geocell and with Planar Forms of Geotextile Reinforcement. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, pp.72–84, 2010.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1996.

YETIMOGLU, T.; WU, J. T. H.; SAGLAMER, A. **Bearing capacity of rectangular footings on Geogrid-reinforced sand**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No. 12, pp. 2083-2099, 1994.



## ANEXOS

Cálculo de PRS para nível de deslocamento 5% de B.

<b>Grupo</b>	<b>Tensão Referência (kPa)</b>	<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>PRS</b>
<b>1</b>	8,05	Sem reforço	5,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	4,48	10,35
		Reforço 5B horizontal	5,08	-1,61
		Reforço 3B não-planar	4,80	3,98
		Reforço 5B não-planar	5,05	-0,91
<b>2</b>	22,54	Sem reforço	5,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	2,83	43,33
		Reforço 5B horizontal	2,88	42,39
		Reforço 3B não-planar	2,84	43,15
		Reforço 5B não-planar	2,62	47,61
<b>3</b>	33,95	Sem reforço	5,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	3,88	22,38
		Reforço 3B não-planar	3,81	23,86



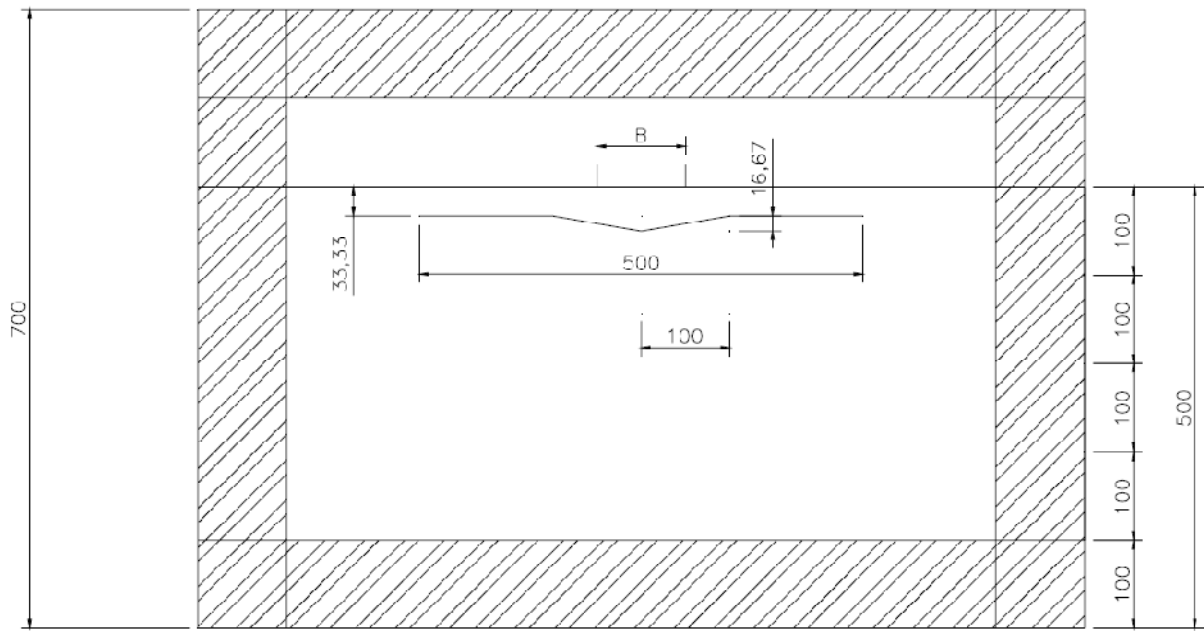
Cálculo de PRS para nível de deslocamento 10% de B.

<b>Grupo</b>	<b>Tensão Referência (kPa)</b>	<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>PRS</b>
<b>1</b>	13,69	Sem reforço	10,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	8,48	15,18
		Reforço 5B horizontal	9,43	5,68
		Reforço 3B não-planar	8,43	15,67
		Reforço 5B não-planar	8,51	14,91
<b>2</b>	27,07	Sem reforço	10,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	3,41	65,88
		Reforço 5B horizontal	3,47	65,31
		Reforço 3B não-planar	3,42	65,77
		Reforço 5B não-planar	3,15	68,46
<b>3</b>	48,22	Sem reforço	10,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	1,97	80,32
		Reforço 3B não-planar	3,41	65,92

Cálculo de PRS para nível de deslocamento 15% de B.

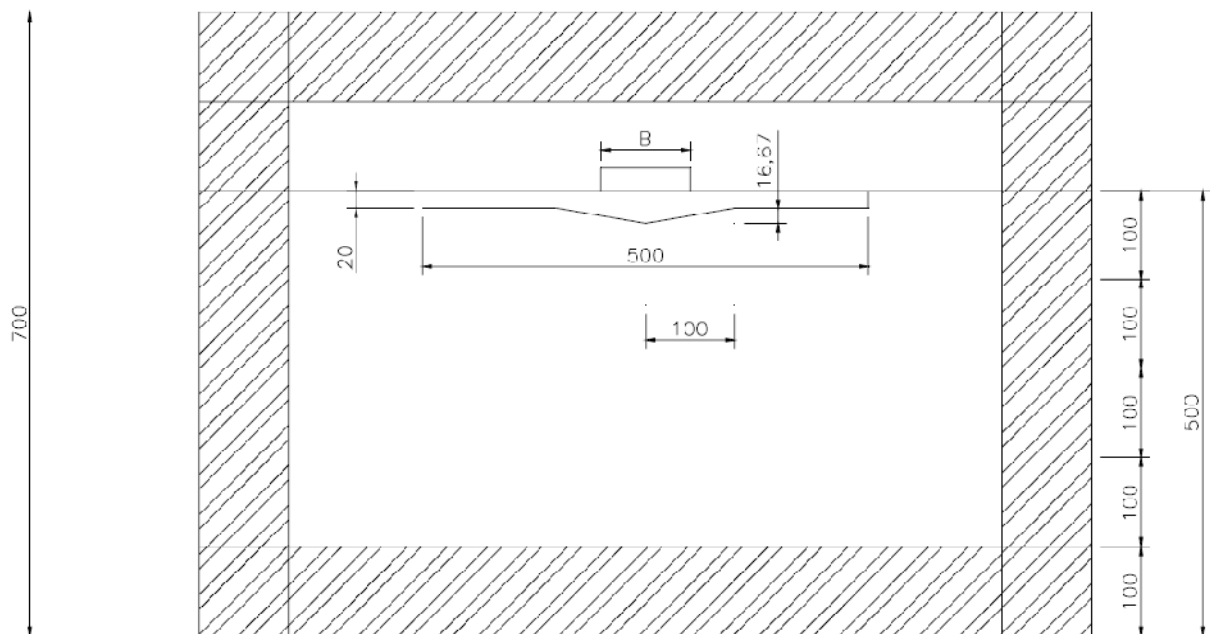
<b>Grupo</b>	<b>Tensão Referência (kPa)</b>	<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>PRS</b>
<b>1</b>	18,46	Sem reforço	15,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	12,06	19,58
		Reforço 5B horizontal	13,22	11,85
		Reforço 3B não-planar	11,50	23,32
		Reforço 5B não-planar	11,46	23,62
<b>2</b>	29,96	Sem reforço	15,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	3,78	74,80
		Reforço 5B horizontal	3,84	74,38
		Reforço 3B não-planar	3,79	74,72
		Reforço 5B não-planar	3,49	76,70
<b>3</b>	53,96	Sem reforço	15,00	0,00
		Reforço 3B horizontal	4,91	67,25
		Reforço 3B não-planar	5,59	62,74

Primeira proposta de posicionamento de reforço de Constancio (2010).



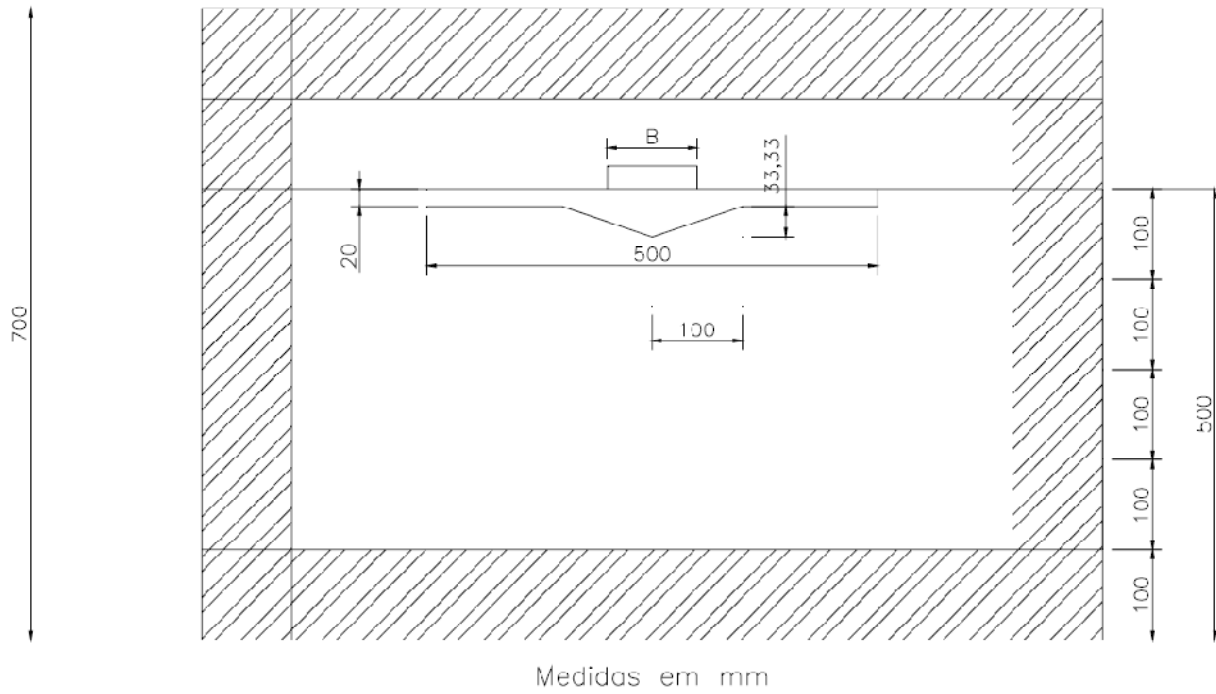
Medidas em mm

Segunda proposta de posicionamento de reforço de Constancio (2010).



Medidas em mm

Terceira proposta de posicionamento de reforço de Constancio (2010).



Quarta proposta de posicionamento de reforço de Constancio (2010).

