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

# CAPACIDADE DE CARGA DE UM MODELO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO COM REFORÇO DE GEOTÊXTIL.

Lucas Amarante Constancio

Campinas 2010

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

# CAPACIDADE DE CARGA DE UM MODELO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO COM REFORÇO DE GEOTÊXTIL.

### Lucas Amarante Constancio Orientador: Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

Campinas 2010

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

C765c Constancio, Lucas Amarante Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil / Lucas Amarante Constancio. --Campinas, SP: [s.n.], 2010. Orientador: Pérsio Leister de Almeida Barros. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. 1. Geotexteis. 2. Solos arenosos. 3. Capacidade de carga. 4. Solo. I. Barros, Pérsio Leister de Almeida. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Bearing capacity of a superficial foundation model in soft sand reinforced with geotextiles
Palavras-chave em Inglês: Geotextiles, Sandy soils, Load capacity, Soil Área de concentração: Geotecnia
Titulação: Mestre em Engenharia Civil
Banca examinadora: Mauricio Abramento, David de Carvalho
Data da defesa: 23/06/2010
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

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

# CAPACIDADE DE CARGA DE UM MODELO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO COM REFORÇO DE GEOTÊXTIL.

### Lucas Amarante Constancio

Dissertação de mestrado aprovada pela banca examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros Presidente e Orientador / Universidade Estadual de Campinas

Prof. Dr. Mauricio Abramento Universidade São Judas Tadeu

Prof. Dr. David de Carvalho

Universidade Estadual de Carvalho

Campinas, 23 de junho de 2010

À minha família.

#### AGRADECIMENTOS

Arq. Mariela Uzan – Por todo apoio e compreensão

Engenheiros Jaime Duran e Alexandre Texeira da empresa Maccaferri do Brasil Ltda. – Pelo apoio e ajuda com os geotêxteis

Eng. Mateus Amarante Constancio – Por todo apoio prestado durante todas as etapas do trabalho

Eng. Oscar Bergreen Neto da empresa OBER S/A – Pela ajuda com os geotêxteis e pela amizade

Engenheiros Sílvio Luís Palma e Carlos Vinicius Benjamim da empresa OBER S/A (Divisão de Engenharia) – Pela ajuda com os geotêxteis e contribuição com a revisão bibliográfica

Equipe da Helix Engenharia e Geotecnia Ltda. – Destacando a grande ajuda prestada pelo Sr Nelson Carlos Tiburcio e pelo estagiário Felipe Cocco durante a confecção do modelo reduzido e auxílio nos ensaios

Funcionários do Departamento de Geotecnia e Transportes (DGT), Cipriano, Cleide, Edson, Meyer (*in memoriam*), Reinaldo e Vagner – Por toda ajuda durante a etapa experimental do trabalho e pela amizade

vii

Funcionários do Departamento de Estruturas (Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção), especialmente aos senhores Ademir, Marçal e Luciano – Por toda ajuda durante a fase experimental do trabalho e pela amizade

Funcionárias da secretaria de pós-graduação, especialmente à Paulerman (Paula) Maria da Conceição Mendes – Por toda atenção dedicada

Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira – Pelo incentivo e orientações durante as disciplinas do programa de mestrado

Prof. Dr. David de Carvalho – Pelas orientações para melhoria do trabalho

Prof. Eng. Douglas Constancio – Por todo apoio prestado, suporte, incentivo e confiança depositada

Prof. Newton de Oliveira Pinto Júnior – Pela gentileza da disponibilização de toda infra-estrutura do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção, para execução dos ensaios do modelo reduzido

Prof.<sup>a</sup> Dra Mirian Gonçalves Miguel – Pelo incentivo e orientações durante as disciplinas do programa de mestrado

Prof. Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque – Pelas orientações para melhoria do trabalho

Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros – Além da orientação, pela confiança, por todo conhecimento transmitido, pela gentileza da disponibilização de toda infraestrutura do Laboratório de Geotecnia e Transportes, pelo apoio incondicional e pela grande amizade

Prof. Dr. Renato Pavanello – Pelo auxílio com o princípio da modelagem numérica

viii

Revisores (Mateus Amarante Constancio / Teresinha Rodrigues Amarante Constancio / Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros) – Pela correção ortográfica e gramatical da dissertação

Prof. Ms. Rogério Amarante – Colaboração no desenvolvimento da dissertação, apoio e grande incentivo ao trabalho

Sr Ari (Laboratório de Engenharia Mecânica da FEM – Faculdade de Engenharia Mecânica - Unicamp); Equipe da America Fer Ltda.; Equipe da Moreno Perfilados e Ferros Ltda.; Equipe da Takano e Takano e Equipe da JR Junior Metalúrgica – Pela ajuda na confecção, usinagem, montagem e concretização das peças utilizadas no modelo reduzido

#### RESUMO

CONSTANCIO, L. A. **CAPACIDADE DE CARGA DE UM MODELO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SOLO ARENOSO FOFO COM REFORÇO DE GEOTÊXTIL.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2010. Dissertação de Mestrado.

Este trabalho visa avaliar o ganho de capacidade de carga de uma fundação superficial em areia fofa, através da inclusão de reforço de material geossintético. Para tanto, propõe-se observar o aumento da capacidade de carga do solo, com uma única camada de reforço em geotêxtil tecido, para uma fundação superficial do tipo sapata corrida. Através de um modelo reduzido que atende os critérios para atingir o estado plano de deformação, avalia-se a capacidade de carga do solo sem reforço, com reforço planar horizontal e faz-se uma nova proposta de disposição geométrica de tal elemento, buscando maior ganho de capacidade de carga e atenuação de deformações. O modelo reduzido é ensaiado no interior de um tangue que permite o acompanhamento das deformações através de sua face translúcida, além da aquisição dos dados de carga aplicada e recalque da fundação. Com a aquisição dos dados, é possível estabelecer comparações entre as diferentes situações analisadas, através da análise dos gráficos de carga-recalque. O trabalho mostra que é possível obter-se um ganho na capacidade de carga com inclusão do reforço e também que é possível chegar a capacidades de carga ainda maiores, apenas readequando a geometria do posicionamento do reforço com uma angulação do geotêxtil. Por fim, este trabalho contribui para a compreensão dos fatores envolvidos na complexa interação entre solo e reforço para fundações apoiadas sobre solos reforçados, campo este, que ainda precisa de refinamento, pesquisa, novas abordagens e contribuições.

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

xi

#### ABSTRACT

CONSTANCIO, L. A. **BEARING CAPACITY OF A SUPERFICIAL FOUNDATION MODEL IN SOFT SAND REINFORCED WITH GEOTEXTILES.** Campinas, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Design, State University of Campinas, 2010. Master Dissertation.

This study aims to evaluate the gain in bearing capacity of a shallow foundation on a soft sand, through the inclusion of geosynthetic reinforcement. For this, the bearing capacity of a soft sandy soil carrying a shallow strip footing, without any reinforcement, and with a single layer of reinforcement of a woven geotextile is observed. Through the use of a reduced model, which satisfy the criteria for reaching a plane strain state, the bearing capacity of the unreinforced soil, the soil reinforced with planar horizontal and the soil reinforced with a new proposed geometric arrangement seeking greater gain of bearing capacity and the attenuation on deformation are evaluated. The reduced model is placed in a tank which allows the monitoring of deformations through its translucent face, and acquisition of applied load and foundation settlement data. After the acquisition of data it is possible to make comparisons between the different situations analyzed by examining the plots of load versus settlement. The results show that it is possible to obtain a gain in capacity with the inclusion of reinforcement and that it is possible to reach even higher bearing capacity just adjusting the geometry of the reinforcement placement, providing an inclination to the geotextile sheet. Finally, this work adds to the understanding of the different factors affecting the complex iteration mechanisms involved in foundations over reinforced soils, a field that still needs refinement and research, new approaches and contributions.

KEYWORDS: Geotextiles, Foundation Bearing Capacity, Reinforced Soils, Reduced Scale Model, Soft Sand.

# SUMÁRIO

	р.
RESUMO	xi
ABSTRACT	xiii
LISTA DE FIGURAS	xix
LISTA DE TABELAS	xxiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xxv
LISTA DE SÍMBOLOS	xxvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	3
1.2. Estrutura do Trabalho	3
2. REFORÇO DE SOLOS COM ENFOQUE AOS GEOTÊXTEIS	5
2.1. Geossintéticos	5
2.1.1. Geotêxteis	6
2.1.2. Geogrelhas	7
2.1.3. Propriedades, ensaios, normas e aplicabilidades	8
2.1.3.1. Propriedades e ensaios	8
2.1.3.2. Normas e Aplicabilidades	10
2.1.4. Função Reforço – Propriedades relevantes	11
2.1.4.1. Resistência, deformação, rigidez à tração	12
2.1.4.2. Comportamento em fluência sob tração	13
2.1.4.3. Resistência aos esforços de instalação	13
2.1.4.4. Resistência à degradação ambiental	13
2.1.4.5. Interação mecânica com o solo envolvente	14
2.1.4.6. Fatores de redução	14

2.2.	.2. Elementos de reforços aplicados em fundações					
2.3.	.3. Capacidade de carga de fundações rasas convencionais					
2	.3.1.	For	mulação teórica de Terzaghi (1943)	21		
2	.3.2.	Εqι	lação geral da capacidade de carga	23		
2	.3.3.	For	mulação de Vesic (1975)			
2	.3.4.	Cor	relações para parâmetros de resistência e peso específico	30		
	2.3.4	4.1.	Coesão	30		
	2.3.4	4.2.	Ângulo de atrito	30		
	2.3.4	4.3.	Peso específico	32		
2.4.	Ca	pacio	lade de carga de fundações rasas com reforços	33		
2	.4.1.	Bin	quet e Lee (1975b)	33		
	2.4.	1.1.	Hipóteses do método	35		
	2.4.	1.2.	Formulação matemática	38		
	a	)	Determinação da tensão no reforço	38		
	b	)	Determinação da resistência à ruptura do reforço	42		
	C)	)	Determinação da resistência ao arrancamento do reforço	42		
	d	)	Exemplo de aplicação	45		
2	.4.2.	Dix	it e Mandal (1993)	47		
	2.4.2	2.1.	Apresentação do problema	48		
	2.4.2	2.2.	Formulação Matemática do problema	51		
	2.4.2	2.3.	Aplicação do cálculo variacional	56		
	2.4.2	2.4.	Solução do sistema de equações	63		
	2.4.2	2.5.	Exemplo de aplicação	64		
2	.4.3.	Red	comendações para reforços com geossintéticos (DGGT, 1997)	67		
	2.4.3	3.1.	Exemplo de aplicação	73		
2	.4.4.	Sha	arma <i>et al</i> . (2009)	76		
	2.4.4	4.1.	Mecanismos de reforço das fundações em solo reforçado	76		
	2.4.4	4.2.	Modelagem analítica de reforço de fundações	77		
	a	)	Ruptura similar a fundações em sistema de dois solos	78		
	b	)	Ruptura dentro da zona reforçada	84		
	c)	)	Avaliação da tensão no reforço	90		

		d)	Procedimento para o projeto de fundação em solo reforçado	95
		e)	Exemplo de aplicação	97
2	.5.	His	tórico da capacidade de carga de fundações superficiais	102
	2.5	5.1.	Sem reforços	102
	2.5	5.2.	Com reforços	104
	2.5	5.3.	Com reforços e relação direta com temática do trabalho	105
3.	MA	ATEF	RIAIS E MÉTODOS - CRIAÇÃO DOS MODELOS	109
3	.1.	Tra	balho experimental	109
	3.′	1.1.	Tanque	110
	3.′	1.2.	Modelo da fundação	114
	3.′	1.3.	Areia	116
	3.′	1.4.	Sistema de carregamento	119
	3.′	1.5.	Geotêxtil	121
	3.′	1.6.	Considerações construtivas e processo de ensaio	122
	3.′	1.7.	O efeito escala no modelo	132
	3.′	1.8.	Critérios de ruptura adotados no modelo	135
	3.′	1.9.	Marcadores de deformação	138
3	.2.	Ens	saios sem reforço, com reforço planar e não planar	139
4.	AF	PRES	SENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	145
4	.1.	Res	sultados sem reforço	145
4	.2.	Res	sultados com reforço	147
4	.3.	Res	sultados da primeira proposta	150
4	.4.	Res	sultados da segunda proposta	152
4	.5.	Res	sultados da terceira proposta	154
4	.6.	Res	sultados da quarta proposta	156
4	.7.	Sup	perposição de todos os casos e discussão geral	158
4	.8.	Des	slocamentos sem reforço, com reforço planar e não planar	160
4	.9.	Cor	nparação dos padrões de deslocamentos	163
5.	СС	DNCI	LUSÕES	165
6.	SL	JGES	STÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	167
6	.1.	Mo	delos numéricos para a pesquisa de regiões críticas	167

6.2.	Novas propostas geométricas para o posicionamento dos reforços	168
6.3.	Quantificação dos fatores intervenientes nas novas propostas	169
REFEF	RÊNCIAS	171

## **LISTA DE FIGURAS**

	р.
Figura 1 Modos de ruptura (VESIC, 1975)	26
Figura 2 Modos de ruptura em areias (VESIC, 1975)	27
Figura 3 Ângulo de atrito interno (MELLO, 1971)	31
Figura 4 Tipos de ruptura (BINQUET e LEE, 1975b)	34
Figura 5 Distribuição de tensões abaixo da sapata (BINQUET e LEE, 1975b)	36
Figura 6 Plano de ruptura adotado (BINQUET e LEE, 1975b)	36
Figura 7 Dimensões dos componentes da teoria de solos reforçados (BINQUI	ET e
LEE, 1975b)	37
Figura 8 Componentes de equilíbrio dos esforços no solo reforçado (BINQUET e	LEE,
1975b)	38
Figura 9 Posicionamento de $ au_{xymax}$ (BINQUET e LEE, 1975b)	40
Figura 10 Ábaco para determinação de J, I e M (BINQUET e LEE, 1975b)	41
Figura 11 Ábaco para determinação de $L_0$ e $X_0$ (BINQUET e LEE, 1975b)	44
Figura 12 Esquema de cálculo (GARBER e BAKER, 1977)	47
Figura 13 Superfície de ruptura crítica (GARBER e BAKER, 1977)	48
Figura 14 Diagrama de forças para fundação em solo reforçado (DIXIT e MANI	DAL,
1993)	50
Figura 15 Configuração dos reforços de fundações com geossintéticos (DGGT, 1	997)
	68
Figura 16 Seção esquemática ilustrando os esforços e a geometria do mét	todo,
segundo EBGEO (DGGT, 1997)	70

Figura 17 Modos de ruptura em fundações reforçadas (Fonte: SHARMA <i>et al.</i> , 2009)
Figura 18 Ruptura de fundação em sistema de duas camadas de solos (Fonte: CHEN, 2007)
Figura 19 Ruptura de fundação em sistema de duas camadas de solos com reforços
horizontais (CHEN, 2007)79
Figura 20 Coeficiente de empuxo na punção sob carregamento vertical (Fonte: CHEN,
2007, apud MEYERHOF; HANNA, 1978)
Figura 21 Variação de $c_a$ sob carregamento vertical (Fonte: CHEN, 2007, apud
MEYERHOF; HANNA, 1978)
Figura 22 Ruptura na zona reforçada (Fonte: CHEN, 2007) 84
Figura 23 Ruptura na zona reforçada com reforço horizontal (Fonte: CHEN, 2007) 84
Figura 24 Forças passivas na cunha de solo abc (Fonte: SHARMA et al., 2009) 85
Figura 25 Diagrama de corpo livre da cunha de solo bcdg (Fonte: SHARMA et al.,
2009)
Figura 26 Diagrama de corpo livre da cuha de solo abc (Fonte: CHEN, 2007)
Figura 27 Variação do parâmetro $x_{TR}$ com o ângulo de atrito do solo $\phi$ (Fonte: CHEN,
2007)
Figura 28 Distribuição simplificada de recalques verticais em areia (Fonte: CHEN,
2007)
Figura 29 Diagrama de distribuição do fator de influência de deformação (Fonte:
CHEN, 2007 apud SCHMERTMANN et al., 1978)
Figura 30 Distribuição de deformação simplificada ao longo do reforço (Fonte: CHEN,
2007)
Figura 31 Disposições construtivas do tanque de ensaio 112
Figura 32 Disposições gerais do tanque de ensaio 113
Figura 33 Sapata de fundação 114
Figura 34 Rebaixo, esfera de metal e base da fundação 115
Figura 35 Distribuição granulométrica da areia 116
Figura 36 Areia utilizada no modelo 118
Figura 37 Sistema de aplicação de carga (visão geral) 119

Figura 38 Sistema de aplicação de carga	120
Figura 39 Geotêxtil	122
Figura 40 Parâmetros geométricos do esquema de reforço (u, I, B)	123
Figura 41 Planta do esquema de reforço	123
Figura 42 Esquema geral	124
Figura 43 Aparato aplicador	125
Figura 44 Pesagem do material	126
Figura 45 Introdução da areia no aparato	127
Figura 46 Aparato aplicador tampado e conferência da altura de queda	127
Figura 47 Confecção e regularização das camadas	128
Figura 48 Aplicação do reforço	130
Figura 49 Montagem da etapa final	131
Figura 50 Marcadores de deformação	138
Figura 51 Configuração tradicional de posição do reforço	140
Figura 52 1ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 16,67 mr	n e
profundidade do reforço 33,33 mm)	141
Figura 53 2ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 16,67 mr	n e
profundidade do reforço 20,00 mm)	141
Figura 54 3ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 33,33 mr	n e
profundidade do reforço 20,00 mm)	142
Figura 55 4ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 33,33 mr	n e
profundidade do reforço 33,33 mm)	142
Figura 56 Curva carga x recalque para o caso sem reforço	146
Figura 57 Curva carga x recalque para o caso com reforço planar horizontal	148
Figura 58 Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com refo	orço
planar horizontal)	149
Figura 59 Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 1ª Proposta	150
Figura 60 Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com refo	orço
planar horizontal x reforço angular – 1ª Proposta)	151
Figura 61 Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 2ª Proposta	152

Figura 62 Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com reforço
planar horizontal x reforço angular – 1ª e 2ª Propostas)
Figura 63 Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 3ª Proposta . 154
Figura 64 Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com reforço
planar horizontal x reforço angular – 1ª , 2ª e 3ª Propostas)
Figura 65 Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 4ª Proposta . 156
Figura 66 Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com reforço
planar horizontal x reforço angular – 1ª , 2ª, 3ª e 4ª Propostas)
Figura 67 Curva carga x recalque com a superposição de todos os casos pesquisados
Figura 68 Progressão das deformações para o caso sem reforço
Figura 69 Progressão das deformações para o caso com reforço
Figura 70 Progressão das deformações para o caso com reforço angulado 162
Figura 71 Comparação do padrão de deformações a 10% (s/B): caso sem reforço,
com reforço e com reforço angulado 163
Figura 72 Comparação do padrão de deformações a 20% (s/B): caso sem reforço,
com reforço e com reforço angulado 163
Figura 73 Comparação do padrão de deformações a 30% (s/B): caso sem reforço,
com reforço e com reforço angulado 164
Figura 74 Reforço envelopando o solo 168
Figura 75 Reforço com sistema híbrido 169

### LISTA DE TABELAS

	р.
Tabela 1 Quadro geral de ensaios	9
Tabela 2 Quadro geral de aplicabilidades	10
Tabela 3 Normas brasileiras	10
Tabela 4 Fatores de forma (DE BEER, 1967, <i>apud</i> VESIC, 1975)	24
Tabela 5 Fatores de capacidade de carga de acordo com as equações 2.5, 2.6 e	2.7
	24
Tabela 6 Peso específico de solos argilosos (GODOY, 1972)	32
Tabela 7 Peso específico de solos arenosos (GODOY, 1972)	32
Tabela 8 Tabela para determinação parâmetros necessários ao cálculo da resistêr	ncia
de arrancamento	75
Tabela 9 Recomendação de parâmetros para layouts de reforço	96
Tabela 10 Cálculo do recalque para primeira camada de reforço	97
Tabela 11 Cálculo do recalque para segunda camada de reforço	98
Tabela 12 Capacidade de carga de fundações superficiais	102
Tabela 13 Capacidade de carga de fundações superficiais com reforços	104
Tabela 14 Capacidade de carga de fundações superficiais com reforços geotêx	teis
em solo arenoso	105
Tabela 15 Propriedades da areia	118
Tabela 16 Características do reforço	121
Tabela 17 Fatores de escala	133
Tabela 18 Classificação granulométrica do solo	134
Tabela 19 Médias e desvios padrão do caso sem reforço	145
Tabela 20 Médias das tensões encontradas para o caso sem reforço <sub>xxiii</sub>	146

Tabela 21 Médias e desvios padrão do caso com reforço planar horizontal       147
Tabela 22 Médias das tensões encontradas para o caso com reforço planar horizontal
Tabela 23 BCR's para o caso com reforço planar horizontal       149
Tabela 24 Tensões encontradas para o caso com reforço angular – 1ª Proposta 151
Tabela 25 BCR's para o caso com reforço angular - 1ª Proposta
Tabela 26 Tensões encontradas para o caso com reforço angular – 2ª Proposta 153
Tabela 27 BCR's para o caso com reforço angular - 2ª Proposta       153
Tabela 28 Tensões encontradas para o caso com reforço angular – 3ª Proposta 155
Tabela 29 BCR's para o caso com reforço angular - 3ª Proposta       155
Tabela 30 Tensões encontradas para o caso com reforço angular – 4ª Proposta 157
Tabela 31 BCR's para o caso com reforço angular - 4ª Proposta

### LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
- BCR Bearing Capacity Ratio (Taxa de Capacidade de Carga)
- BS British Standards Institution
- DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V (German Geotechnical Society)
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V
- **EBGEO** *Empfehlungen für Bewehrungen Aus Geokunststoffen* (Recomendações para reforço com geossintéticos)
- **NBR** Norma Brasileira
- PET Poliéster
- PEAD Polietileno de alta densidade
- PP Polipropileno
- **SPT** Standard penetration test

# LISTA DE SÍMBOLOS

- B Largura da fundação
- B' Largura de atuação da carga após espraiamento
- c Coesão do solo argiloso
- **c**<sub>a</sub> Coesão do solo granular
- c<sub>u</sub> Coesão não drenada

**d** – Espessura da camada de solo reforçado (base da fundação à última camada de reforço)

- **D** Embutimento da sapata no solo
- **D**<sub>r</sub> Densidade relativa
- $\mathbf{d}_{\mathbf{c}}, \mathbf{d}_{\mathbf{q}}, \mathbf{d}_{\gamma}$  Fatores de profundidade
- E<sub>s</sub> Módulo de elasticidade do solo
- FR Fator de redução global

 $\mathbf{f}_{a}$ ,  $\mathbf{f}_{cr}$ ,  $\mathbf{f}_{mr}$ ,  $\mathbf{f}_{m}$  - Fator de redução parcial para degradação ambiental (química e biológica), para fluência em tração (= $T_{max}/T_{ref}$ ), danos mecânicos de instalação e incertezas estatísticas na determinação da resistência do geossintético, respectivamente

- G Módulo cisalhante do solo
- h Espaçamento entre camadas de reforço
- H Espessura da camada de solo
- ic, iq, i  $_{\gamma}$  Fatores de inclinação

**I**<sub>r</sub>, **I**<sub>rc</sub>, **I**<sub>rr</sub> - Índice de rigidez, índice de rigidez crítico e índice de rigidez reduzido do solo, respectivamente

- J Rigidez do reforço à tração
- $\mathbf{k}_{\mathbf{A}}$  Coeficiente de empuxo ativo do solo
- $\mathbf{k}_{\mathbf{P}}$  Coeficiente de empuxo passivo do solo
- $\mathbf{k}_0$  Coeficiente de empuxo em repouso do solo
- L Comprimento da fundação
- I Comprimento do reforço
- N Número de camadas do reforço
- $\textbf{N}_{\textbf{c}},\,\textbf{N}_{\textbf{q}},\,\textbf{N}_{\,\gamma}\,$  Fatores de capacidade de carga
- **p** Carga aplicada na superfície
- P<sub>p</sub> Força passiva
- $\mathbf{P}_{u}$  Capacidade de carga
- q Sobrecarga
- **q**<sub>A</sub> Carga admissível no solo
- q<sub>R</sub> Capacidade de carga do solo reforçado
- quit Capacidade de carga última do solo
- Ry Resistência à ruptura ou escoamento do reforço
- s Recalque
- $\boldsymbol{S_{c}},\,\boldsymbol{S_{q}},\,\boldsymbol{S}_{\,\boldsymbol{\gamma}}$  Fatores de forma
- su Resistência ao cisalhamento não drenado
- **T**,  $T_{max}$ ,  $T_{req}$  Tensão no geossintético, Resistência a tração máxima e Tração requerida, respectivamente
- T<sub>f</sub> Resistência ao arrancamento da camada de reforço
- u Distância entre a base da fundação e a primeira camada de reforço
- z Profundidade da camada de reforço em relação à fundação
- $\beta$  Ângulo de espraiamento de tensões
- $\delta\,$  Ângulo de inclinação da força passiva
- $\phi$  Ângulo de atrito interno do solo
- $\gamma$  Peso específico do solo
- $\gamma_s$  Peso específico dos sólidos
- $\sigma$  Tensão

v - Coeficiente de Poisson

### 1. INTRODUÇÃO

São características comuns dos solos as descontinuidades, grandes variações granulométricas, baixa resistência à tração/cisalhamento, grande variação de permeabilidade, elevadas deformabilidades e altos graus de erodibilidade. Devido às respectivas características, as obras de engenharia sempre procuram por áreas mais nobres, por solos homogêneos, mais resistentes, sem a presença de água, pouco deformáveis e pouco erodíveis, mesmo que isso represente um aumento de custo. Entretanto, o crescimento urbano associado ao porte das obras da engenharia moderna, restrições ambientais, prazos exíguos e demais fatores determinantes, acabam restringindo a escolha de um local adequado para a implantação do empreendimento em estudo.

Com o fator de escolha prejudicado e o agravante de que os melhores locais já abrigam construções, as áreas mais nobres passam a ser supervalorizadas. Desse modo o engenheiro necessita aprender a lidar com as situações adversas e passar a utilizar ferramentas geotécnicas para conseguir se adequar aos esforços solicitantes da obra, fazendo o uso de travamentos, inclusões e reforços dependendo das condições do maciço em estudo.

Para os solos com baixa capacidade de suporte, como o caso da areia fofa objeto desse estudo, os geossintéticos vêm desempenhando um papel fundamental, resultando em soluções mais rápidas, leves, esbeltas, confiáveis e econômicas. A fim de aumentar a capacidade de carga em fundações diretas, os geossintéticos são introduzidos no solo em uma ou mais camadas do solo da fundação.

Vertematti (2004) ressalta que o uso de geossintéticos como reforço de fundações diretas não é pratica comum no Brasil, nem no âmbito internacional. Estudos (modelos numéricos, modelos reduzidos, modelos em centrífugas e modelos de verdadeira grandeza) vêm mostrando um ganho significativo de desempenho em

relação às fundações diretas convencionais, mas a implementação em obras geotécnicas ainda encontra resistência no meio técnico, provavelmente pela falta de experiência prática e de casos históricos.

Segundo Vertematti (2004) e Fabrin (1999), há mais de quatro décadas os benefícios dos efeitos usando um reforço planar para aumentar a capacidade de carga de uma areia vem sendo estudado por vários pesquisadores.

Embora já estudada desde a década de 1980, as fundações apoiadas em solos com geossintéticos necessita de mais pesquisas teóricas e experimentais, tendo em vista que as metodologias de cálculo disponíveis são conservadoras e pouco realistas. O tema, portanto, trata-se de um assunto que ainda deverá ser objeto de estudos mais aprofundados em função de todas as variáveis envolvidas no processo.

Contudo ainda é um desafio ao meio técnico geotécnico e uma fonte pouco explorada de pesquisa em função de sua ampla área conceitual e teórica, além de todas as condições de contorno possíveis para investigação de resposta de comportamento.

Dessa forma, o intuito desse trabalho é apresentar e confrontar os resultados obtidos para um conjunto de situações de contorno bem definidas (solo arenoso fofo, carregamento vertical, estado plano de deformação, fundação superficial, reforço em geotêxtil tecido) e também pesquisar uma disposição geométrica de posicionamento de reforço que apresente uma reposta mais eficiente que o posicionamento horizontal planar.

#### 1.1. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal, avaliar o ganho de capacidade de carga de uma fundação superficial em solo reforçado, através de modelos em escala reduzida com confrontamento dos dados obtidos.

Para tanto avaliou-se o modelo sem reforço, com reforço planar horizontal numa disposição otimizada de ganho de capacidade de carga e também estudou-se a viabilidade de uma nova disposição geométrica para o posicionamento do geotêxtil (diferente da planar horizontal), buscando-se maior ganho de capacidade de carga e diminuição dos recalques.

#### 1.2. Estrutura do Trabalho

Este trabalho está estruturado em 5 capítulos descritos a seguir:

O **primeiro capítulo** apresenta uma introdução e os objetivos do trabalho, além da descrição de todos os tópicos abordados.

O **segundo capítulo** apresenta uma revisão bibliográfica sobre os conceitos necessários para a compreensão de todos os aspectos envolvidos na temática do trabalho.

No **terceiro capítulo** é apresentado o desenvolvimento de um modelo em escala reduzida de uma fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço em geotêxtil. Neste capítulo são apresentadas todas as considerações do modelo, além de uma nova proposta de posicionamento do geotêxtil (não convencional).

No **quarto capítulo** são apresentados todos os resultados encontrados com as devidas análises e considerações.

No **quinto capítulo** são apresentadas as conclusões sobre a pesquisa. Finalmente, no **sexto capítulo** são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

### 2. REFORÇO DE SOLOS COM ENFOQUE AOS GEOTÊXTEIS

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre os conceitos necessários para a compreensão de todos os aspectos envolvidos na temática do trabalho.

#### 2.1. Geossintéticos

Geossintéticos são produtos industrializados poliméricos, cujas propriedades contribuem para melhoria de obras geotécnicas, nas quais desempenham funções de: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, controle de fluxo (impermeabilização) e controle de erosão superficial (NBR 12553:2003).

Pela definição acima, conclui-se que são produtos versáteis, e que abrangem muitas das necessidades da engenharia geotécnica. Os principais tipos de geossintéticos são os geotêxteis, as geogrelhas, as geomembranas, os geocompostos e as geocélulas, cada tipo com suas características e propriedades específicas. Apesar das inúmeras aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos, este trabalho se concentrará nos produtos voltados para o reforço, que são os geotêxteis e as geogrelhas, com ênfase aos geotêxteis tecidos.

Os geossintéticos usados em reforço estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção, seja durante a vida útil da obra. Nessa função, a principal propriedade característica requerida é a resistência à tração.

2.1.1. Geotêxteis

Segundo Vertematti (2004), os geotêxteis são produtos têxteis bidimensionais permeáveis e flexíveis, compostos de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem várias aplicações numa obra geotécnica, como separação, proteção, filtração, drenagem, controle de erosão, reforço e impermeabilização quando impregnado com material asfáltico.

Os geotêxteis sintéticos são produzidos em geral com poliéster (PET) ou polipropileno (PP) e classificam-se em tecidos e não-tecidos, em função do arranjo estrutural de suas fibras.

O geotêxtil não-tecido é um material composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos. De acordo com esses processos são classificados em: agulhados, termoligados ou resinados. Os geotêxteis agulhados têm as fibras interligadas mecanicamente por meio de agulhagem. Os termoligados, por fusão parcial das fibras obtidas por aquecimento. Já os resinados têm as fibras unidas por produtos químicos.

O geotêxtil tecido é um material oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal). Os geotêxteis tricotados têm suas fibras interligadas por tricotamento dos fios e são utilizados basicamente para reforço.

Os geotêxteis podem ser reforçados através da introdução de elementos como costuras, fios de aço, fios sintéticos, entre outros, com a finalidade de melhorar suas propriedades mecânicas.

#### 2.1.2. Geogrelhas

Geogrelhas são estruturas planas em forma de grelha, com a existência de grandes aberturas que promovem o entrelaçamento do solo. Foram desenvolvidas exclusivamente para reforço.

Os polímeros geralmente empregados na produção de geogrelhas são o polipropileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP). Caracterizam-se pela baixa deformabilidade e elevada resistência à tração, sendo unidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas.

A geogrelha extrudada é obtida através de processo de extrusão e posterior estiramento, podendo ser unidirecionais ou bidirecionais.

A geogrelha soldada é composta por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor e soldados nas juntas. Atualmente existem também geogrelhas soldadas a laser, com elementos extrudados.

A geogrelha tecida é composta por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, tricotados ou intertecidos nas juntas e recobertos por um revestimento.

2.1.3. Propriedades, ensaios, normas e aplicabilidades

A escolha dos geossintéticos para atender às solicitações da obra deve se basear em propriedades de engenharia que traduzam as condições técnicas a que serão submetidos em serviço. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios de campo ou, mais comumente, de laboratório, os quais, para serem realistas, precisam reproduzir os aspectos importantes da interação do geossintético com o meio em que será inserido. Além disso, esses materiais devem apresentar vida útil compatível com as das obras onde são empregados (BUENO, 2003).

Os ensaios utilizados para identificar as matérias primas empregadas na confecção dos geossintéticos e os ensaios de caracterização e de desempenho podem ser agrupados conforme a Tabela 1.

#### 2.1.3.1. Propriedades e ensaios

Esses ensaios podem ser divididos em quatro categorias: ensaios para determinação das propriedades físicas, ensaios para determinação das propriedades mecânicas, ensaios para determinação das propriedades hidráulicas e os ensaios de desempenho.

A Tabela 1 sintetiza as principais propriedades e tipos de ensaio executados com os geotêxteis e produtos correlatos, bem como as respectivas normas técnicas que orientam as rotinas de laboratório.

Ensaios realizados em geotêxteis e produtos correlatos					
Propriedades	Norma	Observações			
Físicas					
Massa por unidade de área	NBR 12586, ISO 9864, ASTM D 3776	Procedimentos similares são utilizados em todas as normas			
Espessura Nominal NBR 12569, ISO 9863, ASTM D 964 Procedimentos similares são utili todas as normas		Procedimentos similares são utilizados em todas as normas			
Porosidade	-	Determinação analítica			
Mecânicas					
Compressibilidade	-	Tensões usuais de 10 a 200 kPa			
Resistência a tração:					
- Faixa Larga	NBR 12824	Dimensões dos CPs (CxL), mm:			
	ASTM D 4595	100 x 200 ou 100 x 500			
	ISO 10319	100 x 200			
- Faixa restrita ou grab	ASTM D 4632	100 x 200 área de tração 25 x 25			
- Elementos de geogrelha	GG1* e GG4*	Ensaio em um elemento da geogrelha			
- Multidirecional	ASTM D 5716	Diâmetro recomendável 500 mm			
Resistência a puncionamento:					
- Estático (CBR)	NBR 13359	Pistão com diâmetro de 50 mm			
	ISO 12236				
- Dinâmico (queda do cone)	NBR 14971	Cone de 500 g, altura de queda de 500 mm			
	ISO 13433, EM 918				
Resistência a propagação de rasgo ASTM D 4533		-			
Resistência a estouro	ASTM D 3786	-			
Fluência	**PNBR 02.153.19-015	1.000 horas de duração			
ISO 13431					
	ASTM D 5262	10.000 horas de duração			
Hidráulicas					
Permissividade	ISO 11058	-			
Transmissividade	ISO 12958	-			
Filtração:					
- Abertura de filtração	** PNBR 02.153.19-021; ISO 12956;	Peneiramento úmido de solo bem graduado.			
	AFNOR G 38 087;	Peneiramento a seco com esferas de vidro.			
- Abertura aparente	ASTM D 4751				
Desempenho					
Resistência a tração confinada	-	Não há norma específica ainda.			
		Interesse maior para geotêxteis não-tecidos.			
Fluência confinada - Não há norma específica		Não há norma específica ainda.			
Resistência de interface:	Resistência de interface: ISO 13427 e Não há norma específica ainda.				
- arrancamento; cisalhamento direto; plano inclinado	ASTM D 5321	Procedimentos de mecânica dos solos.			
Resistência a abrasão	ISO 13427	-			
Filtração de longa duração	ASTM D 5101	-			
Danos de instalação	Janos de instalação ISO 10722, ASTM D 5818 -				
* Normas internas da Geosynthetic Research Institute (GRI), Philadelphia, EUA.					
** Projetos de normas brasileiras.					

Tabela 1. - Quadro geral de ensaios

Fonte: (VERTEMATTI, 2004).

# 2.1.3.2. Normas e Aplicabilidades

A Tabela 2 mostra o emprego de vários geossintéticos para atender as suas respectivas funções nos projetos, como pode-se observar, os geotêxteis são os mais versáteis dessa família, os demais atendem a funções mais específicas, já a Tabela 3 mostra que grande parte das propriedades de interesse nos geossintéticos já possui normalização brasileira que norteiam a forma de condução dos estudos.

Funções dos vários geossintéticos nos projetos de engenharia								
Geossintético Separação Proteção Filtração Drenagem Erosão Reforço Impermeabilização								
Geotêxtil	Х	х	Х	Х	Х	Х	X <sup>(*)</sup>	
Geogrelha	х	-	-	-	-	Х	-	
Geomembrana	Х	-	-	-	-	-	X	
Georrede	-	х	-	Х	-	-	-	
Geocomposto Argiloso	-	-	-	-	-	-	х	
Geocélula	-	х	-	-	Х	Х	-	
Geotubo	-	-	-	Х	-	-	-	
Geofibras	-	-	-	-	-	Х	-	
* Quando impregnado com material asfáltico								

Tabela 2. - Quadro geral de aplicabilidades

Fonte: (VERTEMATTI, 2004).

Normas e projetos de normas brasileiras de geossintéticos						
Número	Nome	Тіро	Ano			
NBR 12553	Geossintéticos	Terminologia	2003			
NBR 12568	Geossintéticos – Determinação da Massa por Unidade de Área	Ensaio	2003			
NBR 12569	Geotêxteis – Determinação da espessura	Ensaio	1992			
NBR 12592	Geossintéticos – Identificação para fornecimento	Procedimento	2003			
NBR 12593	Amostragem e preparação de corpos de prova de geotêxteis	Procedimento	1992			
NBR 12824	Geotêxteis – Determinação da resistência à tração não-confinada – Ensaio de tração de faixa larga	Ensaio	1993			
NBR13134	Geotêxteis – Determinação da resistência à tração não-confinada de emendas – Ensaio de tração de faixa larga	Ensaio	1994			
NBR 13359	Geotêxteis – Determinação da resistência ao puncionamento estático – Ensaio com pistão CBR	Ensaios	1995			
NBR 14971	Geotêxteis e produtos correlatos – Ensaio de perfuração dinâmica (queda de cone)	Ensaio	2003			
PN 02.153.19-025	Geossintéticos – Determinação da espessura nominal de geomembranas termoplásticas	Ensaio	2002			

Tabela 3 Normas brasilei	ras
--------------------------	-----

PN 02.153.19-012	Geotêxteis – Instalação em trincheiras drenantes	Procedimento	2003
PN 02.153.19.015	Geossintéticos – Determinação do comportamento em deformação e na ruptura por fluência sob tração não-confinada.	Ensaio	1999
PN 02.153.19-019	Instalação de geomembranas termoplásticas	Procedimento	2000
PN 02.153.19-021	Geotêxteis e produtos correlatos – Determinação da abertura de filtração característica	Ensaio	2001
PN 02.153.19-023	Verificação da conformidade de especificação de geossintéticos	Procedimento	2003

Fonte: (VERTEMATTI, 2004).

### 2.1.4. Função Reforço – Propriedades relevantes

Segundo Vertematti (2004), a função reforço utiliza a resistência à tração de um geossintético para reforçar ou restringir deformações em estruturas geotécnicas ou granulares.

Mesmo nas obras em que a função principal do geossintético é o reforço, existem variações nos tipos de solicitações quanto à intensidade, ao tempo de duração, ao mecanismo de interação, aos níveis de deformação, entre outros parâmetros, exigindo estudos diferenciados e específicos para cada aplicação. As propriedades do geossintético que podem intervir variam também em função de seu tipo, de sua matériaprima e das condições de contorno. Assim, a correta especificação de um geossintético para reforço começa pelo estudo de suas propriedades relevantes.

Vertematti (2004) afirma que o perfeito desempenho da função de reforço de um geossintético não depende apenas de um correto dimensionamento dos esforços solicitantes de projeto, mas também de sua correta especificação, através de valores adequados de suas propriedades relevantes.

Podem-se resumir como relevantes, para o desempenho da função reforço, as seguintes propriedades:

- resistência a tração;
- elongação sob tração;

- taxa de deformação;
- módulo de rigidez à tração;
- comportamento em fluência;
- resistência aos esforços de instalação;
- resistência à degradação ambiental;
- interação mecânica com o solo envolvente;
- fatores de redução.

### 2.1.4.1. Resistência, deformação, rigidez à tração

Segundo Vertematti (2004), dependendo do polímero usado, do processo e da qualidade da fabricação, assim como do tipo de geossintético, suas características podem sofrer significativas variações, proporcionando uma ampla gama de produtos disponíveis e adequados a cada tipo e porte de obra.

O ensaio de tração em faixa larga (NBR 12824:1993) possibilita obter os valores de resistência à tração, da elongação na ruptura e do módulo de rigidez à tração. Como esses valores são obtidos em ensaios rápidos de laboratório, evidentemente não representam as condições de obra, servindo apenas para controle de qualidade e caracterização dos produtos.

Os valores de resistência e rigidez à tração desempenhada pelo geossintético na obra são funções da taxa de deformação imposta aos corpos de prova (velocidade de tracionamento nos ensaios) e da temperatura ambiente.
### 2.1.4.2. Comportamento em fluência sob tração

Fluência é a deformação lenta e constante que o geossintético sofre quando tracionado, devido ao arranjo molecular de sua matéria-prima. Assim, o grau de fluência depende do polímero constituinte do geossintético, da temperatura ambiente e também do valor de carga de tração aplicada.

Observando-se os tempos obtidos para ocorrer a ruptura, em função dos respectivos percentuais de resistência a tração máxima, será obtida a curva de referência que permite prever a resistência a tração de referência do geossintético a cada momento ao longo da vida útil da obra.

#### 2.1.4.3. Resistência aos esforços de instalação

Quanto mais resistente o geossintético e menores forem os esforços de instalação, melhores serão suas características remanescentes.

### 2.1.4.4. Resistência à degradação ambiental

De um modo geral, amostras exumadas de obras com mais de 20 anos de vida mostram que os geossintéticos apresentam degradação ambiental desprezível, sendo a expectativa de vida, em alguns casos, de centenas de anos. No entanto, quando existem elementos agressivos ou combinações capazes de desencadear a perda gradual de suas características mecânicas, os geossintéticos podem ser fornecidos com características extremamente resistentes aos ataques químicos e microbiológicos (VERTEMATTI, 2004).

## 2.1.4.5. Interação mecânica com o solo envolvente

Quanto maior a interação mecânica do geossintético com o solo, maior será sua eficiência como elemento de reforço, pois maior será a ancoragem e a mobilização da sua resistência à tração (VERTEMATTI, 2004).

Existem basicamente dois tipos de comportamento que se destacam nos geossintéticos para reforços de solos: os contínuos e os descontínuos.

No caso de geossintéticos contínuos, a interação com o solo adjacente se dá através das parcelas de adesão e atrito. Nos descontínuos, a aderência conta também com a resistência passiva dos membros transversais, uma vez que o solo transpassa as malhas do geossintético.

### 2.1.4.6. Fatores de redução

O conceito de Fator de Redução assume que ocorre uma significativa redução nas propriedades dos geossintéticos, advinda das condições de transporte, manuseio, armazenagem, instalação e solicitações durante a vida útil da obra.

Os valores são assumidos analisando cada tipo de solicitação de forma isolada através dos Fatores de Redução Parciais:

$$FR = f_{cr} \cdot f_{mr} \cdot f_{a} \cdot f_{m}$$
(2.1)

onde:

- FR é o fator de redução global
- f<sub>cr</sub> o fator de redução parcial para fluência em tração (=T<sub>max</sub>/T<sub>ref</sub>);
- f<sub>mr</sub> o fator de redução parcial para danos mecânicos de instalação;
- f<sub>a</sub> o fator de redução parcial para degradação ambiental (química e biológica); e
- f<sub>m</sub> é o fator de redução parcial para incertezas estatísticas na determinação da resistência do geossintético.

Os fatores de redução indicam a relação entre as propriedades características e as propriedades funcionais do geossintético nas condições específicas de projeto. As propriedades características são aquelas determinadas a partir dos ensaios rápidos estabelecidos em norma, e revelam as condições inerentes aos produtos, independentemente das condições de utilização.

As propriedades funcionais são aquelas determinadas pelos ensaios de comportamento, nos quais são consideradas as solicitações impostas pela obra: condições de instalação; modo, tempo e intensidade das solicitações; condições ambientes e interação com o meio.

Na prática, busca-se determinar qual o menor  $T_{max}$  (resistência à tração máxima) que atende a equação:

$$T_{max} \ge \mathrm{FR} \cdot \mathrm{T}_{\mathrm{req}}$$
 (2.2)

onde  $T_{req}$  é a tração requerida.

2.2. Elementos de reforços aplicados em fundações

O intuito deste item é apresentar um panorama geral da evolução na pesquisa do comportamento das fundações reforçadas, apontando relevantes contribuições alcançadas pelos pesquisadores da área.

Segundo Fabrin (1999), os precursores na pesquisa da melhoria da capacidade de carga do solo pelo uso de reforço foram Binquet e Lee (1975a, 1975b), seguidos por Akinmusuru e Akinbolade (1981). Em ambos os trabalhos, os autores analisaram a influência de diferentes variáveis, tais como: número de camadas de reforço, espaçamento entre elas e rigidez do solo. Notaram um aumento da capacidade última do solo reforçado de duas a quatro vezes a capacidade do solo sem reforço.

Binquet e Lee (1975a, 1975b) fizeram vários estudos com modelos reduzidos reforçando um tipo de solo com tiras metálicas, e introduziram o conceito da taxa de capacidade de carga, o BCR ("Bearing Capacity Ratio"), definido pela equação:

$$BCR = \frac{q_R}{q_{ult}}$$
(2.3)

onde  $q_R$  e  $q_{ult}$  são as capacidades de carga do solo reforçado e não reforçado, respectivamente.

Vertematti (2004) aponta que os geossintéticos como reforços de fundações têm um paralelo bastante próximo com os reforços geossintéticos de rodovias, tal como proposto por Giroud e Noiray (1981). No referido estudo avalia-se a redução das espessuras dos lastros de vias não-pavimentadas decorrente da instalação de geossintéticos em sua base. Os estudos são baseados em ensaios e avaliações teóricas e mostram reduções que variam de 20 a 60% de tais espessuras.

É extenso o número de trabalhos que analisam a melhoria da capacidade de carga devido à inclusão de material geossintético. Dentre os primeiros autores a pesquisarem a inclusão de geotêxteis no solo destacam-se Brown e Poulos (1981), seguidos por Schlosser *et al.* (1983) e Guido *et al.* (1985).

Muitos destes autores estudaram a influência do número de camadas e a distância ideal para a colocação da primeira camada de reforço, mantendo os demais parâmetros fixos. Através dos dados obtidos pode-se verificar que para pequenas deformações a posição da primeira camada de reforço não exerce influência na capacidade de carga do solo. Já para maiores deformações, quanto mais distante da fundação estiver a primeira camada de reforço, menor será sua eficácia.

As pesquisas buscam avaliar como se comportam as influências dos parâmetros intrínsecos do modelo na melhoria do BCR (*Bearing Capacity Ratio*), tais como distância da primeira camada de reforço, embutimento da fundação, distância entre as camadas de reforço, tipo de solo do modelo, comprimento e número de camadas de reforço, tipos de reforços empregados, entre demais outros parâmetros.

Os ensaios em modelos reduzidos de Fragaszy e Lawton (1984) foram realizados buscando uma melhor compreensão dos efeitos da densidade relativa do solo arenoso empregado no estudo e do comprimento do reforço no processo de melhoria da capacidade de carga. Os resultados mostraram que a compactação eleva o atrito na interface solo-reforço melhorando a capacidade de suporte do solo.

Também concluíram que um aumento no comprimento total do geossintético resulta no crescimento da capacidade de carga do solo, até que se atinja um valor limite no comprimento total, em torno de 6 a 7 vezes a largura da sapata. Salientando que tais resultados se referem a modelos reduzidos, e analisam um dado tipo de solo, e que em condições reais é preciso considerar todos os parâmetros envolvidos na obra, como o atrito na interface solo-reforço, a tensão normal atuando no plano do reforço, o ângulo de atrito do solo, entre outros fatores.

Das (1989) estudou o ganho de capacidade de carga para modelos reduzidos de sapatas corridas e quadradas, apoiadas em uma camada de areia sobre uma camada de argila mole, aplicando um geotêxtil na interface entre as duas camadas. Tal modelo revelou que, para sapatas corridas (estado plano de deformações), o reforço apresenta melhor comportamento. Os resultados encontrados por Das (1989) revelaram um comprimento de ancoragem ideal em torno de 4 vezes a largura da sapata.

Esses resultados foram posteriormente confirmados por Khing *et al.* (1994), que realizaram ensaios com arranjo semelhante ao anteriormente citado, mas usando geogrelhas. Khing *et al.* (1994) em seus estudos mostraram ganhos de 20 a 25% na capacidade de carga, para uma camada única de reforço.

Manjunath e Dewaikar (1996), também com ensaios similares a Khing *et al.* (1994), mostraram ganhos de capacidade crescentes em função da inclinação da carga aplicada. Para cargas verticais, o ganho é de 30%, passando a 52% com cargas com inclinação de 15°.

Omar *et al.* (1993), apresentaram estudos em modelos reduzidos de sapatas apoiadas em areias puras, nos quais avaliam diversos parâmetros geométricos, como comprimento de ancoragem, relação entre os lados da sapata, quantidade de camadas de reforço, espessura da camada reforçada, distância da primeira camada e espaçamento entre as camadas de reforço. Os resultados apresentaram aumento do suporte em até 4 vezes, e importantes conclusões sobre as características dos parâmetros geométricos em função da geometria da fundação.

Shin *et al.* (1993) realizaram ensaios similares aos de Omar (1993), mas usando solo argiloso e avaliando apenas a situação de sapata corrida. Os resultados indicaram que a profundidade ideal da primeira camada de reforço é de 0,4B, independentemente do comprimento de ancoragem, sendo o valor ideal deste último situado entre 4,5 a 5B. Também concluíram, que a introdução de elementos de reforço a uma profundidade superior a 1,8B, não gera influência na melhoria da capacidade de carga.

Nataraj *et al.* (1996) apresentaram resultados de simulações numéricas. Em suas análises variaram as dimensões da sapata, as quantidades e dimensões dos reforços. Os resultados mostraram ganho na capacidade de carga da ordem de 25% a 70%, além de indicarem ganhos maiores para fundações menores.

Dawson e Lee (1988) realizaram ensaios em modelos de verdadeira grandeza (15,00 x 0,75 m) em local com solo argiloso mole. Os autores ensaiaram uma fundação reforçada e outra não reforçada para efeito de comparação. No ensaio sem reforço o solo local foi compactado em camadas, a fim de reproduzir a solução de fundação uma fundação tradicional em solo compactado.

As fundações foram submetidas a um carregamento inicial de 33 kPa, mantidas por cerca de 36 meses. Posteriormente foram submetidas a um carregamento de 66 kPa em sua parte central por cerca de 14 meses.

Os resultados mostraram uma redução do recalque diferencial ao longo da largura da fundação de 4,5 cm para 2,0 cm. Foi verificado também que o reforço contribui principalmente para a redução das deformações para carregamentos de longa duração.

Na comparação do modelo de verdadeira grandeza com os modelos reduzidos encontrados na literatura, os autores concluíram que existe coerência dos resultados. Exceto para as deformações do solo, que em campo foram de cerca de 60% menores que as deformações dos modelos reduzidos.

Pospisil e Zednik (2002) apresentam resultados de ensaios em modelos reduzidos, indicando ganhos de capacidade de carga da ordem de 30 a 40% para solos reforçados com apenas uma camada de geossintético. Esses autores também concluem que a influência do reforço está relacionada à sua distância da fundação: a partir de certa profundidade, a influência passa a ser desprezível.

Shin *et al.* (2002) apresentam estudo de modelo reduzido, avaliando o aumento do módulo cisalhante do solo (G), em função da quantidade de camadas de reforço. Eles concluem que existe uma clara relação de ganho de módulo (ou seja, redução de recalques) com a quantidade de camadas de reforço, e que estudos adicionais são necessários.

Em função da ampla área de pesquisa dos solos reforçados, é possível encontrar ainda grande quantidade de estudos relevantes. De maneira geral, todos os estudos citados indicam ganhos do ponto de vista da deformabilidade, bem como do ponto de vista da capacidade de carga, mas segundo Fabrin e Queiroz (1999), que apresentam resultados de comparações entre modelos numéricos e reduzidos, existe a recomendação de que o comportamento dos solos reforçados precisa ser mais estudado.

Um método de dimensionamento eficiente e realista poderá ser concebido somente quando houver um amadurecimento teórico e prático, a fim de gerar uma experiência que possibilite compreender todas as variáveis e suas interdependências que interferem direta e indiretamente no processo.

### 2.3. Capacidade de carga de fundações rasas convencionais

Esta parte do trabalho não tem o intuito de cobrir toda temática de capacidade de carga das fundações rasas, mas sim apontar os elementos fundamentais a compreensão da proposta deste estudo.

O solo deve ser capaz de suportar as cargas colocadas sobre ele, sem que haja ruptura e os recalques devem ser toleráveis para a estrutura. Deste modo, num projeto de fundações, é de extrema importância a correta quantificação dos esforços que o solo suporta e os recalques que ele apresentará. A capacidade de carga de um solo pode ser determinada por três enfoques distintos: capacidade de carga na ruptura (valor de capacidade de carga para qual o terreno se rompe por cisalhamento), capacidade de carga máxima (valor de capacidade de carga para o qual o solo suportará, sem risco de ruptura, um dado carregamento não considerando eventuais recalques que possam ocorrer) e capacidade de carga admissível (leva em consideração os recalques).

Os métodos tradicionais de cálculo que se baseiam na capacidade de carga na ruptura, ou seja, a carga para a qual o terreno rompe por cisalhamento.

# 2.3.1. Formulação teórica de Terzaghi (1943)

O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga de fundações rasas e profundas foi Terzaghi (1925). Posteriormente Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional utilizando-se dos resultados obtidos por Prandlt (1920) na aplicação da Teoria da Plasticidade aos metais e Reissner (1924). Terzaghi (1943) define dois modos de ruptura do maciço de solo, se o solo é compacto ou rijo tem-se a ruptura geral (brusca), em outro extremo se o solo é fofo ou mole tem-se a ruptura local (não evidencia uma ruptura nítida).

Para desenvolver uma teoria de capacidade de carga, Terzaghi (1943) considera as seguintes hipóteses básicas:

a sapata é corrida, isto é, o comprimento L é bem maior maior<sup>1</sup> do que a largura
 B, o que constitui um problema bidimensional;

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> **MAIOR:** Para efeitos práticos, os autores consideram sapata corrida quando L/B>5 ou, às vezes, L/B>10.

- a profundidade de assentamento é inferior à largura da sapata (D≤B),<sup>2</sup> situada acima da cota de apoio da sapata. Essa simplificação implica que a camada de solo superior à base da sapata pode ser substituída por uma sobrecarga de valor igual ao peso específico efetivo do solo multiplicado por sua espessura;
- o maciço de solo de solo sobre a base da sapata é compacto ou rijo, isto é, trata-se de um caso de ruptura geral.

Como o problema passa a ser o de uma faixa (sapata corrida) de largura definida, carregada uniformemente, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito, Terzaghi (1943) montou o estado de equilíbrio plástico dessa situação, na iminência da ruptura, realizando o equilíbrio de esforços gerados.

Através desse equacionamento Terzaghi (1943) chega a um valor aproximado da capacidade de carga do sistema sapata solo que é dado pela equação:

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$$
(2.4)

onde:  $q_{ult}$  é a capacidade de carga do sistema, c é a coesão do solo,  $N_c - N_q - N_{\gamma}$  são os fatores de capacidade de carga, q é a sobrecarga e B é a largura da base da sapata.

Como o intuito desse trabalho é avaliar uma situação bem específica (solo arenoso fofo), faz-se necessário dispor de uma metodologia mais abrangente que será mais bem detalhada com a apresentação da equação geral da capacidade de carga.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> (D≤B): Trata-se de restrição para tornar razoável a hipótese admitida; não confundir com definição de fundação superficial.

## 2.3.2. Equação geral da capacidade de carga

Após o desenvolvimento da equação da capacidade de carga de Terzaghi, vários pesquisadores trabalharam na área e aprimoram a solução (MEYERHOF, 1951 e 1963; LUNDGREN e MORTENSEN, 1953; BALLA, 1962). Diferentes soluções mostram que os fatores de capacidade de carga  $N_c$  e  $N_q$  não apresentam grande variação. Entretanto para um determinado valor de  $\phi$ , os valores de  $N_{\gamma}$  obtidos por vários pesquisadores diferem de modo expressivo. Tal diferença é causada pela consideração de várias formas de cunha do solo abaixo da sapata

Reissner (1924) expressou que:

$$N_{q} = e^{\pi tg\phi} tg^{2} \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$
 (2.5)

Prandtl (1921) demonstrou que:

$$N_c = \left(N_q - 1\right) cotg \ \phi \tag{2.6}$$

Meyerhof (1963) expressou que:

$$N_{\gamma} = (N_{q} - 1)tg(1, 4\phi)$$
(2.7)

Utilizando-se dos fatores de capacidade de carga na equação (2.8), tem-se a equação geral da capacidade de carga,

$$q_{ult} = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$
(2.8)

onde  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_{\gamma}$  são os fatores de forma da fundação e podem ser obtidos na Tabela 4.

Tabela 4 Fatores de forma (DE BEER, 1967, apud VESIC, 1975)				
Sapata	$S_{c}$	$S_q$	$S_{\gamma}$	
Corrida	1,00	1,00	1,00	
Retangular	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) tg\phi$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	
Circular ou quadrada	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + tg\phi$	0,60	

Та	Tabela 5 Fatores de capacidade de carga de acordo com as equações 2.5, 2.6 e 2.7						
	$\phi$ (°)	$N_{c}$	$N_{q}$	$N_q \qquad N_\gamma \qquad \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$		tgø	
	0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00	
	1	5,38	1,09	0,00	0,20	0,02	
	2	5,63	1,20	0,01	0,21	0,03	
	3	5,90	1,31	0,02	0,22	0,05	
	4	6,19	1,43	0,04	0,23	0,07	
	5	6,49	1,57	0,07	0,24	0,09	
	6	6,81	1,72	0,11	0,25	0,11	
	7	7,16	1,88	0,15	0,26	0,12	
	8	7,53	2,06	0,21	0,27	0,14	
	9	7,92	2,25	0,28	0,28	0,16	
	10	8,34	2,47	0,37	0,30	0,18	
	11	8,80	2,71	0,47	0,31	0,19	
	12	9,28	2,97	0,60	0,32	0,21	
	13	9,81	3,26	0,74	0,33	0,23	
	14	10,37	3,59	0,92	0,35	0,25	
	15	10,98	3,94	1,13	0,36	0,27	
	16	11,63	4,34	1,37	0,37	0,29	
	17	12,34	4,77	1,66	0,39	0,31	
	18	13,10	5,26	2,00	0,40	0,32	
	19	13,93	5,80	2,40	0,42	0,34	
	20	14,83	6,40	2,87	0,43	0,36	
	21	15,81	7,07	3,42	0,45	0,38	
	22	16,88	7,82	4,07	0,46	0,40	
	23	18,05	8,66	4,82	0,48	0,42	
	24	19,32	9,60	5,72	0,50	0,45	
	25	20,72	10,66	6,77	0,51	0,47	
	26	22,25	11,85	8,00	0,53	0,49	
	27	23,94	13,20	9,46	0,55	0,51	
	28	25,80	14,72	11,19	0,57	0,53	

29	27,86	16,44	13,24	0,59	0,55
30	30,14	18,40	15,67	0,61	0,58
31	32,67	20,63	18,56	0,63	0,60
32	35,49	23,18	22,02	0,65	0,62
33	38,64	26,09	26,17	0,68	0,65
34	42,16	29,44	31,15	0,70	0,67
35	46,12	33,30	37,15	0,72	0,70
36	50,59	37,75	44,43	0,75	0,73
37	55,63	42,92	53,27	0,77	0,75
38	61,35	48,93	64,07	0,80	0,78
39	67,87	55,96	77,33	0,82	0,81
40	75,31	64,20	93,69	0,85	0,84
41	83,86	73,90	113,99	0,88	0,87
42	93,71	85,37	139,32	0,91	0,90
43	105,11	99,01	171,14	0,94	0,93
44	118,37	115,31	211,41	0,97	0,97
45	133,87	134,87	262,74	1,01	1,00
46	152,10	158,50	328,73	1,04	1,04
47	173,64	187,21	414,33	1,08	1,07
48	199,26	222,30	526,45	1,12	1,11
49	229,92	265,50	674,92	1,15	1,15
50	266,88	319,06	873,86	1,20	1,19

Vesic é um dos principais autores sobre o tema capacidade de carga de fundações. Dos seus muitos trabalhos publicados, Vesic (1975) merece destaque.

Vesic (1975) considera três modos de ruptura do maciço de solo de um elemento isolado de fundação: ruptura geral, ruptura local e ruptura por puncionamento, ilustrados pela Figura 1.



Figura 1. - Modos de ruptura (VESIC, 1975)

A ruptura geral é caracterizada pela existência de uma superfície de deslizamento contínua que vai da borda da base do elemento estrutural de fundação até a superfície do terreno (Figura 1a). A ruptura é repentina e a carga bem definida. Observa-se a formação de considerável protuberância na superfície e a ruptura é acompanhada por tombamento da fundação.

A ruptura por puncionamento, ao contrário, não é fácil de ser observada (Figura 1c). Com a aplicação da carga, o elemento estrutural de fundação tende a afundar significativamente, em decorrência da compressão do solo subjacente. O solo externo a área carregada praticamente não é afetado e não há movimento do solo na superfície. O equilíbrio da fundação no sentido vertical e horizontal é mantido.

Finalmente, a ruptura local é claramente definida apenas sob a base do elemento estrutural de fundação (Figura 1b). Apresenta algumas características dos outros dois modos de ruptura, constituindo-se num caso intermediário.

Para sapatas, ocorre ruptura geral em solos pouco compressíveis (areias compactas e argilas rijas) e ruptura por puncionamento em solos muito compressíveis (areias fofas e argilas moles). Mas, além da compressibilidade do solo, o modo de ruptura também depende da profundidade. Assim, para tubulões e estacas pode ocorrer ruptura por puncionamento mesmo em areia compacta, dependendo da profundidade.

A Figura 2 estabelece as condições de ocorrência dos modos de ruptura, em areias, em função da compacidade relativa e do embutimento relativo D/B\*, onde D é o embutimento da fundação, com:

$$\mathbf{B}^* = 2BL/(B+L) \tag{2.9}$$



Figura 2. - Modos de ruptura em areias (VESIC, 1975)

Observa-se que, a partir de D/B\* = 4,5, sempre ocorrerá ruptura por puncionamento, independente da compacidade da areia.

Para o caso de ruptura diferente da geral, que ocorre em solos fofos ou moles, a sapata penetra significativamente no terreno antes do estado de equilíbrio plástico ser atingido ao longo de toda a superfície de ruptura e a correspondente curva tensão recalque não exibe uma ruptura bem definida.

Para o caso de sapata corrida em tais solos, Terzaghi (1943) propõe a utilização de valores reduzidos ( $\phi$  e c) dos parâmetros de resistência do solo, de modo que o valor passa a valer 2/3 de seu valor original. Com o ângulo de atrito minorado a 2/3 de seu valor original, os fatores de carga conseqüentemente também são minorados e podem também ser obtidos na Tabela 5, com sua respectiva minoração.

### 2.3.3. Formulação de Vesic (1975)

Para reduzir a capacidade de carga no caso de solos compressíveis, em que a ruptura não é do tipo geral, Vesic (1975) apresenta uma solução analítica, em contraposição à proposta de Terzaghi (1943).

Primeiramente, Vesic (1975) define um Índice de Rigidez do solo ( $I_r$ ), em função de parâmetros de resistência e compressibilidade, bem como um Índice de Rigidez Crítico ( $I_{rc}$ ), em função do ângulo de atrito do solo e da geometria da sapata. Sempre que ocorrer  $I_r < I_{rc}$ , a capacidade de carga deve ser reduzida. Para isso, são calculados três fatores de compressibilidade, definidos pelo autor, e introduzidos nas parcelas da equação geral de capacidade de carga. Detalhes dessa metodologia podem ser consultados em Vesic (1975).

Entretanto, se eventualmente forem utilizadas fundações por sapatas em solos compressíveis (ruptura local ou por puncionamento), para efeitos práticos de determinação da tensão admissível em geral não haverá necessidade de cálculos mais aprimorados de capacidade de carga, pois prevalecerá o critério de recalque.

Para as condições de contorno específicas desse trabalho (solo arenoso fofo, carregamento vertical, estado plano de tensões, carregamento sem excentricidades e sem embutimento da fundação). Pode-se realizar uma série de simplificações na formulação geral apresentada por Vesic (1975). Dessa forma:

$$q_{ult} = 0.5B\bar{\gamma}N_{\gamma}\xi_{\gamma s}\xi_{\gamma d}\xi_{\gamma r}$$
(2.10)

onde  $N_{\gamma}$  e  $N_{q}$  são dados por:

$$N_{q} = e^{\pi t g \phi} t g^{2} \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_{\gamma} \approx 2(N_{q} + 1) \tan \phi$$
(2.11)

Para os demais parâmetros necessários ao cálculo, o conjunto de equações dado pela equação 2.12 precisa ser alimentado. Maiores detalhes podem ser encontrados na metodologia proposta por Vesic (1975).

$$\begin{aligned} \xi_{\gamma r} &= e^{\left[(-4.4+0.6\,B/L)\tan\phi\right] + \left[(3.07\sin\bar{\phi})(\log 2I_{rr})/(1+\sin\bar{\phi})\right]} \\ \xi_{\gamma s} &= \xi_{\gamma d} = 1 \\ I_{rr} &= I_r / (1+I_r\Delta) \\ I_r &= G/(\bar{q}\tan\phi) \\ G &= E/2(1+\nu) \end{aligned}$$
(2.12)  
$$\Delta &\approx 0.005[(45^\circ - \phi)/20^\circ] \bar{q} / p_a \\ I_{rc} &= 0.5 e^{(3.30-0.45B/L)\cot(45-\phi/2)} \end{aligned}$$

onde  $\xi_{rs}$ ;  $\xi_{rd}$ ;  $\xi_{rr}$  são respectivamente os fatores de correção de forma, embutimento e rigidez; B a largura da sapata; L o comprimento da sapata;  $\phi$  o ângulo de atrito do solo;  $I_r$  o índice de rigidez do solo;  $I_{rr}$  o índice de rigidez reduzido do solo;  $\Delta$  a média da deformação volumétrica;  $\overline{q}$  a média da tensão efetiva em B/2 abaixo da fundação; G o módulo de cisalhamento do solo;  $\nu$  o coeficiente de Poisson;  $p_a$  a pressão atmosférica e  $I_{rc}$  o índice de rigidez crítico do solo.

#### 2.3.4. Correlações para parâmetros de resistência e peso específico

As fórmulas de capacidade de cargas de fundações normalmente necessitam de parâmetros de resistência e peso específico para que seja possível sua aplicação. Tais parâmetros podem ser obtidos por ensaios de laboratório, ou de forma mais rotineira, através de correlações.

# 2.3.4.1. Coesão

Para a estimativa do valor da coesão não drenada (c<sub>u</sub>), quando não se dispõem de resultados de laboratório, Teixeira e Godoy (1996) sugerem a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT (*Standard penetration test*):

$$\mathbf{c}_{\mathrm{u}} = 10N \quad (KPa) \tag{2.13}$$

## 2.3.4.2. Ângulo de atrito

Para a adoção do ângulo de atrito interno da areia, pode-se utilizar a Figura 3 (Mello, 1971), que mostra correlações estatísticas entre os pares de valores ( $\sigma_v$ , N) e os prováveis valores de  $\Phi$ .  $\sigma_v$  é a tensão efetiva na cota de obtenção de N.



Figura 3. - Ângulo de atrito interno (MELLO, 1971)

Ainda para a estimativa de Φ, Godoy (1983) menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência a penetração (N) do SPT:

$$\phi = 28^{\circ} + 0.4 \,\mathrm{N} \tag{2.14}$$

Enquanto Teixeira (1996) utiliza:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^{\circ} \tag{2.15}$$

## 2.3.4.3. Peso específico

Se não existirem ensaios de laboratórios, pode-se adotar o peso específico do solo a partir dos valores aproximados das Tabelas 6 e 7 (GODOY, 1972), em função da consistência da argila e compacidade da areia, respectivamente. Os estados de consistência de solos finos e compacidade de solos grossos, por sua vez são dados em função do índice de resistência a penetração (N) do SPT.

N (Golpes)	Consistência	Peso Específico	
		(kN/m³)	
≤ 2	Muito mole	13	
3-5	Mole	15	
6-10	Média	17	
11-19	Rija	19	
≥ 20	Dura	21	

Tabela 6. - Peso específico de solos argilosos (GODOY, 1972)

Tabela 7 Peso específico de solos arenosos (C	GODOY, 1972)
---	--------------

N (Golpes)	Compacidade	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
3-8	Pouco compacta	10		
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Rija	19	20	21
≥ 40	Dura	10		

#### 2.4. Capacidade de carga de fundações rasas com reforços

Esta parte do trabalho tem o intuito de apontar os elementos fundamentais à compreensão da proposta deste estudo, cuja temática versa sobre capacidade de carga de fundações rasas com reforços.

Existem muitos métodos para o cálculo da capacidade de carga de fundações rasas com reforços, buscou-se analisar detalhadamente quatro desses métodos.

### 2.4.1. Binquet e Lee (1975b)

O método de Binquet e Lee (1975b) foi desenvolvido com base nos estudos realizados em modelo reduzido para o caso de reforço de tiras metálicas. Segundo Binquet e Lee (1975b), três mecanismos de ruptura distintos podem ser observados nos solos reforçados com geossintéticos em função do número de camadas de reforço e da distância da primeira camada em relação à fundação (Ver Figura 4).

Ruptura acima do reforço: Ocorre quando a relação u/B>0,67 (u é a distância entre a fundação e a primeira camada de reforço). Os reforços são longos o suficiente para formar uma zona rígida que não é ultrapassada pelo plano de ruptura;

Ruptura por arrancamento do reforço: Ocorre quando a relação u/B<0,67. O número de camadas é menor que 3, ou quando os reforços são muito curtos para mobilizar a resistência ao arrancamento necessária;

Ruptura por rompimento do reforço: Ocorre quando a relação u/B<0,67. O número de camadas é maior que 3.

Nota-se que o espaçamento nas camadas de reforço dos estudos de Binquet e Lee (1975b) foi de h/B = 0.3.



Figura 4. - Tipos de ruptura (BINQUET e LEE, 1975b)

#### 2.4.1.1. Hipóteses do método

Os autores, na concepção do método de cálculo, admitiram as seguintes hipóteses:

 a capacidade de carga depende da camada de reforço de menor rigidez, pois, se uma camada romper ou apresentar deformações excessivas, os esforços suportados por ela serão transmitidos à camada diretamente inferior, gerando um processo de rupturas sucessivas, admitindo-se então, o seguinte critério de dimensionamento:

$$T_D \le \left(\frac{\mathbf{R}_y}{\mathbf{FS}_y}, \frac{T_f}{\mathbf{FS}_f}\right)$$
(2.16)

sendo  $R_y$  a resistência à ruptura ou escoamento de reforço,  $T_f$  a resistência ao arrancamento da camada de reforço,  $FS_y$  e  $FS_f$  são fatores parciais de segurança referentes a resistência à ruptura e arrancamento respectivamente;

 assumem que à medida que o carregamento aumenta, o solo abaixo da fundação recalca, enquanto que o solo lateral expande, formando um plano de ruptura definido, conforme ilustra a Figura 6;



Figura 5. - Distribuição de tensões abaixo da sapata (BINQUET e LEE, 1975b).



Figura 6. - Plano de ruptura adotado (BINQUET e LEE, 1975b).



Figura 7. - Dimensões dos componentes da teoria de solos reforçados (BINQUET e LEE, 1975b).

- a distribuição de tensões no solo não sofre alteração devido a colocação do reforço;
- arbitram que a tensão em cada camada de reforço varia inversamente com o número de camadas, ou seja:

$$T(z, N) = \frac{T(z, N=1)}{N}$$
 (2.17)

onde z é a profundidade da camada;

 admitem que os esforços são determinados para o mesmo nível de recalque tanto no caso reforçado como no não reforçado.

### 2.4.1.2. Formulação matemática

A fim de atender o critério de dimensionamento, onde a solicitação no reforço deve ser menor que a resistência à tração na ruptura ou escoamento, e também menor que a resistência ao arrancamento, os autores desenvolveram duas formulações, uma para determinar a resistência à tração e outra para determinar a resistência ao arrancamento necessárias para a estabilidade da estrutura.

## a) Determinação da tensão no reforço

A determinação da tensão no reforço é feita através do equilíbrio de esforços do elemento de solo ABCD, definido na Figura 8, e expresso como:

$$F_{VAD}(q_0, z) - F_{VBC}(q_0, z) - S(q_0, z) = 0$$
(2.18)



Figura 8. - Componentes de equilíbrio dos esforços no solo reforçado (BINQUET e LEE, 1975b).

Para o caso de apenas uma camada de reforço o equilíbrio de esforços é expresso por:

$$F_{VAD}(q,z) - F_{VBC}(q,z) - S(q,z) - T_{D}(z,N=1) = 0$$
(2.19)

Admitindo que os recalques sejam os mesmos para o caso não reforçado e reforçado, leva a seguinte igualdade:

$$F_{VBC}(q_0, z) = F_{VBC}(q, z)$$
 (2.20)

Sendo q maior que  $q_0$ , devido aos esforços resistidos pelo reforço no nível BC, combinando as equações (2.18) e (2.19) tem-se:

$$F_{VAD}(q,z) - F_{VAD}(q_0,z) = S(q,z) - S(q_0,z) + T(z,N=1)$$
(2.21)

Sendo que, T(z,N=1) é o único termo na equação que independe de q<sub>0</sub>, q e z, a obtenção dos demais termos da equação acima é dada por:

$$F_{VAD}(q,z) = \int_{0}^{x_{0}} \sigma_{z}(q,x,z) \, dx$$
 (2.22)

$$S(q,z) = \tau_{xy}(X_0, z)\Delta H$$
(2.23)

Onde  $X_0$  é o valor de x onde ocorre a máxima tensão de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 9.

Escrevendo as equações (2.22) e (2.23) de forma adimensional tem-se:

$$F_{VAD}(q,z) = J\left(\frac{z}{B}\right)q B$$
(2.24)

No qual:

$$J\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_{0}^{x_{0}} \sigma_{z}\left(\frac{z}{B}\right) dx}{qB}$$
(2.25)

$$S(q,z) = I\left(\frac{z}{B}\right)q \Delta H$$
(2.26)

No qual:

$$I\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\tau_{xz\max}\left(\frac{z}{B}\right)}{q}$$
(2.27)

J(z/B) e I(z/B) podem ser obtidos através do ábaco da Figura 10, ou através das equações (2.25) e (2.27).



Figura 9. - Posicionamento de  $\, {{ au}_{
m xy\,max}}\,$  (BINQUET e LEE, 1975b)



Figura 10. - Ábaco para determinação de J, I e M (BINQUET e LEE, 1975b)

Substituindo as equações (2.17), (2.24) e (2.26) em (2.21) cria-se uma expressão para a determinação da tensão T no reforço, posicionado a uma profundidade z devido à aplicação de carga pela fundação:

$$T(z, N) = \frac{1}{N} \left[ J\left(\frac{z}{B}\right) B - I\left(\frac{z}{B}\right) \Delta H \right] q_0 \left(\frac{q}{q_0} - 1\right)$$
(2.28)

#### b) Determinação da resistência à ruptura do reforço

Os autores apresentam a seguinte equação para o cálculo da resistência à ruptura do esforço:

$$R_{y} = \frac{(LDR) t f_{y}}{FS_{y}}$$
(2.29)

onde t é a espessura do reforço, f<sub>y</sub> é a resistência à ruptura ou escoamento do material e:

$$LDR = wN_R \tag{2.30}$$

sendo w a largura da tira do esforço e N<sub>R</sub> o número de tiras por metro de reforço.

No caso da utilização de geotêxteis ou geogrelhas como material de reforço não há a necessidade de se calcular R<sub>y</sub> pela equação (2.29). Nesse caso deve-se aplicar os fatores de redução pertinentes no valor da tensão necessária calculada para estabilidade do conjunto, e assim, determinar um produto que atenda às especificações ou, a partir da resistência à ruptura de um determinado produto, aplicar os fatores de redução pertinentes e verificar se a tensão de ruptura reduzida é superior a tensão mobilizada pela fundação.

## c) Determinação da resistência ao arrancamento do reforço

A determinação da resistência ao arrancamento requer a determinação da força vertical normal F<sub>VEF</sub>, atuando no comprimento de reforço EF, definido na Figura 7.

A determinação do valor da força vertical  $F_{VEF}$  é feita através da equação:

$$F_{VEF}(q,z) = LDR \int_{x_0}^{L} \sigma_z(q,x,z) dx$$
(2.31)

A integração da equação acima nos leva à seguinte expressão:

$$F_{VEF}(q,z) = (LDR) BM\left(\frac{z}{B}\right)q$$
(2.32)

Com M obtido através do ábaco da Figura 10 ou através da equação:

$$M\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_{x_0}^{L} \sigma_z dx}{Bq}$$
(2.33)

Considerando o peso próprio do solo atuando no reforço mais uma sobrecarga (de solo acima da sapata com espessura D), tem-se que a força normal é dada por:

$$F_{Nt} = F_{VEF}(q, z) + (LDR)\gamma(L - x_0)(z + D)$$
(2.34)

Definindo o coeficiente de atrito solo-reforço como:

$$f = \frac{\tan \phi_f}{FS_f} \tag{2.35}$$

Onde FS<sub>f</sub> é o fator parcial de segurança referente ao atrito solo-reforço.

Combinando as equações (2.32), (2.34) e (2.35) tem-se que a resistência ao arrancamento do reforço é dada por:

$$T_f(z) = 2f(LDR) \left[ M\left(\frac{z}{B}\right) B q_0\left(\frac{q}{q_0}\right) + \gamma(L - X_0)(z + D) \right]$$
(2.36)

No caso da utilização de geotêxteis o valor de LDR é igual a 1. No caso da utilização de geogrelhas devem ser calculados para o produto em questão, podendo no caso de um pré-dimensionamento adotar valores variando entre 0,08 e 0,47.

Um dos problemas da equação (2.36) é a correta determinação de X<sub>0</sub>. Uma forma aproximada de determinação é aproximar a cunha de ruptura adotada por Binquet e Lee (1975b) para uma reta com inclinação igual a  $\Phi$ , ou utilizar a Figura 11.



Figura 11. - Ábaco para determinação de Lo e Xo (BINQUET e LEE, 1975b)

#### d) Exemplo de aplicação

A fim de exemplificar a aplicação do método apresentado, considera-se um solo com capacidade de carga de 300 kPa, o qual é submetido a um carregamento de 850 kPa, (já considerados os devidos fatores de segurança) originado por uma sapata corrida de 1 m de largura. Para suprir essa diferença de capacidade de carga imaginouse uma solução utilizando três camadas de geogrelhas, com ângulo de atrito soloreforço igual a  $30^{\circ}$  (f=tan( $30^{\circ}$ )/1,3=0,44), espaçadas a cada 30 cm.

Esse exemplo de aplicação foi concebido baseado na metodologia de cálculo segundo Binquet e Lee (1975b) e na análise crítica de Fabrin (1999) a respeito do método.

O primeiro passo é calcular a tensão nas três camadas de geogrelha através da equação (2.28), com os valores de I e J obtidos a partir do ábaco da Figura 10.

$$T(z, N) = \frac{1}{N} [JB - I\Delta H] q_o \left(\frac{q}{q_0} - 1\right)$$
  

$$T_1 = \frac{1}{3} (0,35 - 0,30 * 0,30) * 300 * \left(\frac{850}{300} - 1\right) \Rightarrow T_1 = 47,7kN / m$$
  

$$T_2 = \frac{1}{3} (0,34 - 0,21 * 0,30) * 300 * \left(\frac{850}{300} - 1\right) \Rightarrow T_2 = 50,8kN / m$$
  

$$T_3 = \frac{1}{3} (0,34 - 0,19 * 0,30) * 300 * \left(\frac{850}{300} - 1\right) \Rightarrow T_3 = 51,9kN / m$$
(2.37)

O segundo passo consiste em verificar a resistência ao arrancamento das três camadas de geogrelha, através da equação (2.36), admitindo que a fundação esteja apoiada a 50 cm abaixo da superfície do solo e que a grelha possua um LDR igual a 0,40.

$$T_{f}(z) = 2f(LDR) \left[ MBq_{0} \left( \frac{q}{q_{0}} \right) + \gamma(L - x_{0})(z + D) \right]$$

$$T_{f1} = 2 * 0.44 * 0.40 * \left( 0.12 * 1 * 300 * \frac{850}{300} + 18(5 - 0.71) * (0.30 + 0.50) \right)$$

$$\Rightarrow T_{f1} = 57.6kN / m$$

$$T_{f2} = 2 * 0.44 * 0.40 * \left( 0.14 * 1 * 300 * \frac{850}{300} + 18(5 - 0.92) * (0.60 + 0.50) \right)$$

$$\Rightarrow T_{f2} = 70.3kN / m$$

$$T_{f3} = 2 * 0.44 * 0.40 * \left( 0.15 * 1 * 300 * \frac{850}{300} + 18(5 - 1.13) * (0.90 + 0.50) \right)$$

$$\Rightarrow T_{f3} = 79.2kN / m$$

Assim, verifica-se que o comprimento de ancoragem adotado é suficiente para as três camadas de reforço. Por fim, é necessário verificar se o produto escolhido suporta os esforços calculados concluindo dessa forma o dimensionamento.

## 2.4.2. Dixit e Mandal (1993)

Trata-se de um método baseado no cálculo variacional para calcular a capacidade de carga de um solo reforçado com geossintético.

O método proposto por Dixit e Mandal (1993) é uma adaptação do método de Garber e Baker (1977), ver as Figuras 12 e 13, com a incorporação do efeito reforço na capacidade de carga do solo.



Figura 12. - Esquema de cálculo (GARBER e BAKER, 1977)



Figura 13. - Superfície de ruptura crítica (GARBER e BAKER, 1977)

# 2.4.2.1. Apresentação do problema

Uma fundação rasa de largura 2.1 apoiada numa profundidade H, como mostra a Figura 14, é submetida a um carregamento Q.

A solução inicia-se pela formulação das equações de equilíbrio de esforços horizontais, verticais e de momentos, satisfazendo as condições de equilíbrio limite. O método tem por base as seguintes hipóteses:

O problema é considerado bidimensional (Estado plano de deformações);
- O solo acima do nível da fundação é considerado como uma sobrecarga uniformemente distribuída e de valor γ H (Figura 14(b));
- A ruptura do sistema é caracterizada pela existência de uma superfície de ruptura bem definida, ligando a borda da fundação à superfície do solo, na qual ocorre uma rotação da fundação (Figura 14(b));
- A ruptura do conjunto solo-reforço ocorre por ruptura do reforço ou por escorregamento do mesmo;
- O solo é homogêneo e isotrópico;
- O geossintético não altera os parâmetros de cisalhamento do solo;
- O critério de ruptura é o de Mohr-Coulomb que é dado pela equação (2.39)



Capacidade de carga de um solo reforçado com geossintético

Figura 14. - Diagrama de forças para fundação em solo reforçado (DIXIT e MANDAL, 1993)

$$\tau(\mathbf{x}) = c + \sigma(\mathbf{x}) \tan \phi$$

(2.39)

### 2.4.2.2. Formulação Matemática do problema

O problema pode ser formalizado procurando o mínimo carregamento Q que faz com que o sistema entre no estado de equilíbrio limite. O estado de equilíbrio limite é definido através dos seguintes requisitos: Atender a equação (2.39) ao longo da superfície de ruptura y(x), a qual conecta uma ponta da fundação a superfície do solo e atender as três condições de equilíbrio (equação 2.40) na superfície em estudo.

$$\begin{aligned} \sum V &= 0\\ \sum H &= 0\\ \sum M &= 0 \end{aligned}$$
 (2.40)

As forças a serem consideradas são:

- Q, o carregamento na fundação, o qual eventualmente é igual a Q 2 γ H l, em função da remoção do solo (verticalmente para baixo);
- A sobrecarga uniformemente distribuída com intensidade γ H (verticalmente para baixo);
- O peso do solo uniformemente distribuído (verticalmente para baixo);
- As forças  $\tau(x) \in \sigma(x)$  atuando tangencialmente e normalmente a curva y(x);
- T<sub>1</sub> e T<sub>2</sub> atuando no reforço em ângulos θ<sub>i</sub> e θ<sub>j</sub> com a horizontal (Ver Figuras 14(c) e 14(e));

As condições de contorno são:  $y(x_0) = y(x_1) = 0 e x_0 = -1$ 

As três equações de equilíbrio podem ser escritas da seguinte forma:

$$\sum V = 0$$

$$Q - 2\gamma H l - \int_{s} (\tau \sin \alpha + \sigma \cos \alpha) ds + \int_{x_0}^{x_1} \gamma(y + H) dx$$

$$-T_1 \sin \theta_i - T_2 \sin \theta_j = 0$$
(2.41)

$$\sum_{s} H = 0$$

$$\int_{s} (\sigma \sin \alpha - \tau \cos \alpha) ds + T_2 \cos \theta_j - T_1 \cos \theta_i = 0$$
(2.42)

Na origem do sistema a somatória dos momentos, coincidindo com o ponto de aplicação de Q:

$$\sum M = 0$$

$$\int_{s} \{(\tau \cos \alpha - \sigma \sin \alpha)y - (\tau \sin \alpha + \sigma \cos \alpha)x\} ds$$

$$+ \int_{x_{0}}^{x_{1}} \gamma x(y+H) dx + (T_{1} \cos \theta_{i} - T_{2} \cos \theta_{j})u$$

$$- T_{1} \sin \theta_{i} x_{b} - T_{2} \sin \theta_{j} x_{c} = 0$$
(2.43)

onde: s = comprimento do arco ao longo da curva y(x); x<sub>0</sub> e x<sub>1</sub> são os pontos finais da curva y(x); x<sub>b</sub> e x<sub>c</sub> são as coordenadas em x dos pontos B e C e  $\alpha = \tan^{-1}(dy/dx)$ .

Introduzindo a equação (2.39) nas equações (2.41), (2.42) e (2.43) e colocando  $\psi = \tan \phi$ , pode-se observar que:

$$Q = 2\gamma H l + \int_{s} \{(\cos \alpha + \psi \sin \alpha) + c \sin \alpha\} ds$$
  
- 
$$\int_{x_{0}}^{x_{1}} \gamma(y + H) dx - T_{1} \sin \theta_{i} - T_{2} \sin \theta_{j}$$
 (2.44)

Da mesma forma:

$$\int_{s} [\sigma(\sin \alpha - \psi \cos \alpha) + c \cos \alpha] ds + T_{2} \cos \theta_{j} - T_{1} \cos \theta_{i} = 0$$

$$\int_{s} [\{\sigma(\psi \cos \alpha - \sin \alpha) + c \cos \alpha\}y - \{\sigma(\cos \alpha + \psi \sin \alpha) + c \sin \alpha\}x] ds$$

$$+ \int_{x_{0}}^{x_{1}} \chi(y + H) dx + (T_{1} \cos \theta_{i} - T_{2} \cos \theta_{j})u - T_{1} \sin \theta_{i}.x_{b}$$

$$- T_{2} \sin \theta_{j}x_{c} = 0$$

$$(2.45)$$

O problema matemático já foi definido, achar duas funções y(x) e  $\sigma(x)$  que minimizam o valor da função Q definida pela equação (2.44) e sujeitas às restrições das integrais das equações (2.45) e (2.46).

Para tornar o cálculo mais conveniente, introduz-se o seguinte conjunto de variáveis adimensionais:

$$\overline{x} = \frac{x}{l}; \quad \overline{y} = \frac{y}{l}; \quad \overline{H} = \frac{H}{l}; \quad \overline{u} = \frac{u}{l};$$

$$\overline{x}_{b} = \frac{x_{b}}{l}; \quad \overline{y}_{b} = \frac{y_{b}}{l}; \quad \overline{x}_{c} = \frac{x_{c}}{l}; \quad \overline{y}_{c} = \frac{y_{c}}{l};$$

$$\overline{c} = \frac{c}{l\gamma}; \quad \overline{\sigma} = \frac{\sigma}{l\gamma}; \quad \overline{Q} = \frac{Q}{l^{2}\gamma};$$

$$\hat{c} = \overline{c} + \psi H; \quad \hat{\sigma} = \overline{\sigma} + \overline{H}; \quad \hat{Q} = \overline{Q} - 2\overline{H};$$

$$\overline{T}_{1} = \frac{T_{1}}{l^{2}\gamma}; \quad \overline{T}_{2} = \frac{T_{2}}{l^{2}\gamma};$$

$$y' = \frac{dy}{dx} = \tan \alpha; \quad ds = \frac{dx}{\cos \alpha};$$

Introduzindo tais variáveis nas equações (2.44), (2.45) e (2.46):

$$\hat{Q} = \int_{x_0}^{\overline{x_1}} \{\hat{\sigma}(\psi \overline{y} + 1) + \hat{c} \overline{y} - \overline{y}\} d\overline{x} - \overline{T_1} \sin \theta_i - \overline{T_2} \sin \theta_j$$
(2.47)

Da mesma forma:

$$\int_{\overline{x}_0}^{\overline{x}_1} \{\hat{\sigma}(\overline{y}' - \psi) - \hat{c} + \overline{H}\overline{y}'\} d\overline{x} + \overline{T}_2 \cos\theta_j - \overline{T}_1 \cos\theta_i = 0$$
(2.48)

$$\int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} [\hat{\sigma}\{\psi(\overline{y} - \overline{x}\overline{y}') - (\overline{x} + \overline{y}\overline{y}')\} + \hat{c}(\overline{y} - \overline{x}\overline{y}') + \overline{y}(\overline{x} - \overline{H}\overline{y}')]d\overline{x}$$

$$+ (\overline{T}_{1}\cos\theta_{i} - \overline{T}_{2}\cos\theta_{j})\overline{u} - \overline{T}_{1}\sin\theta_{i}\overline{x}_{b} - \overline{T}_{2}\sin\theta_{j}x_{c} = 0$$

$$(2.49)$$

Como condições de contorno para assumir o critério de ruptura modelado a função y(x) precisa satisfazer as seguintes condições de contorno:

$$\overline{y}_1 = \overline{y}(\overline{x} = \overline{x}_1) = 0 \tag{2.50a}$$
$$\overline{y}_1 = \overline{y}(\overline{x} = \overline{x}_1) = 0 \tag{2.50b}$$

$$y_0 = y(x_0 = x_1) = 0$$
 (2.50b)

Com tais condições é possível perceber que:

$$\int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} \overline{y}' d\overline{x} = \overline{y} \Big|_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} = 0$$

$$\int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} \overline{y} \overline{y}' d\overline{x} = \frac{1}{2} - \overline{y}^{2} \Big|_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} = 0$$
(2.51)

Tendo em vista as equações (2.50a), (2.50b) e (2.51) e aplicando seus resultados nas equações (2.47), (2.48) e (2.49):

$$\hat{Q} = \int_{\overline{x}_0}^{\overline{x}_1} K(\hat{\sigma}, \overline{y}, \overline{y}', \psi, \hat{c}, \theta_i, \theta_j, \overline{T}_1, \overline{T}_2) d\overline{x}$$

$$= \int_{\overline{x}_0}^{\overline{x}_1} \{\hat{\sigma}(\psi \overline{y}' + 1) - \overline{y}\} d\overline{x} - \overline{T}_1 \sin \theta_i - \overline{T}_2 \sin \theta_j$$
(2.52)

$$\int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} L(\hat{\sigma}, \overline{y}', \psi, \hat{c}, \theta_{i}, \theta_{j}, \overline{T}_{1}, \overline{T}_{2}) d\overline{x}$$

$$= \int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} \{\hat{\sigma}(\overline{y}' - \psi) - \hat{c}\} d\overline{x} - \overline{T}_{2} \cos \theta_{j} - \overline{T}_{1} \sin \theta_{i} = 0$$
(2.53)

$$\int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} M(\hat{\sigma}, \overline{y}, \overline{y}', \psi, \hat{c}, \theta_{i}, \theta_{j}, \overline{T}_{1}, \overline{T}_{2}, \overline{x}, \overline{x}_{b}, \overline{x}_{c}) d\overline{x}$$

$$= \int_{\overline{x}_{0}}^{\overline{x}_{1}} [\{\hat{\sigma}\{\psi(\overline{y} - \overline{x}\overline{y}') - (\overline{x} + \overline{y} \ \overline{y}')\} + \hat{c}(\overline{y} - \overline{x} \ \overline{y}')\overline{x} \ \overline{y}] d\overline{x}$$

$$+ (\overline{T}_{1} \cos \theta_{i} - \overline{T}_{2} \cos \theta_{j}) \overline{u} - \overline{T}_{1} \sin \theta_{i} \overline{x}_{b} - \overline{T}_{2} \sin \theta_{j} \overline{x}_{c} = 0$$

$$(2.54)$$

### 2.4.2.3. Aplicação do cálculo variacional

A solução do problema variacional é construída baseada no método de dos multiplicadores indeterminados de Lagrange. De acordo com o método é introduzida uma função intermediária S:

$$S = K + \lambda_1 L + \lambda_2 M \tag{2.55}$$

na qual  $\lambda_1 e \lambda_2 s$ ão os multiplicadores indeterminados de Lagrange, os quais são considerados constantes arbitrárias.

O sistema das equações de Euler para o problema é expresso como:

$$\frac{\partial S}{\partial \hat{\sigma}} - \frac{d}{dx} \cdot \frac{\partial S}{\partial \hat{\sigma}'} = 0$$
(2.56)

$$\frac{\partial S}{\partial \overline{y}} - \frac{d}{dx} \cdot \frac{\partial S}{\partial \overline{y}'} = 0$$
(2.57)

$$\frac{\partial S}{\partial \theta_i} = 0 \tag{2.58}$$

$$\frac{\partial S}{\partial \theta_j} = 0 \tag{2.59}$$

As condições de contorno do problema variacional são:  $\bar{x}_0 = -1$  e o ponto final é aquele que assegure a condição de valor extremo do funcional, nesses pontos a

condição de contorno variacional, conhecida como condição de contorno de transversalidade, deve ser satisfeita, logo:

$$\left(S - \overline{y}\frac{\partial S}{\partial \overline{y}'} - \hat{\sigma}'_{1}\frac{\partial S}{\partial \hat{\sigma}'_{1}} - \theta'_{i}\frac{\partial S}{\partial \theta'_{i}} - \theta'_{i}\frac{\partial S}{\partial \theta'_{j}}\right)\Big|_{\overline{x}=\overline{x}_{1}=0} \delta \overline{x}_{1} + \left(\frac{\partial S}{\partial \hat{\sigma}'}\right)\Big|_{\overline{x}=\overline{x}_{1}=0} \delta \hat{\sigma}_{1}$$
(2.60)

onde  $\delta$  é o operador variacional e  $\hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}(\overline{x} = \overline{x}_1)$ .

Como S (equação 2.55) não depende de  $\hat{\sigma}$ ', as equações (2.56) a (2.60) podem ser escritas como:

$$\frac{\partial S}{\partial \hat{\sigma}} = 0 \tag{2.61}$$

$$\frac{\partial S}{\partial \overline{y}} - \frac{d}{dx} \cdot \frac{\partial S}{\partial \overline{y}'} = 0$$
(2.62)

$$\frac{\partial S}{\partial \theta_i} = 0 \tag{2.63}$$

$$\frac{\partial S}{\partial \theta_j} = 0 \tag{2.64}$$

$$\left(S - \overline{y} \frac{\partial S}{\partial \overline{y}}\right)\Big|_{\overline{x} = \overline{x}_{1}} = 0$$
(2.65)

Desse modo o problema se reduziu a solução de quatro equações diferenciais, equações (2.61), (2.62), (2.63) e (2.64), sujeitais as restrições das equações (2.53) e (2.54), as condições de contorno da geometria e a condição de transversalidade, equação (2.65).

Como S é linear em  $\hat{\sigma}$ , a equação (2.61) é independente de  $\hat{\sigma}$  e é uma equação diferencial de primeira ordem somente em  $\bar{y}$ . Ela pode ser resolvida independentemente das outras equações de Euler. Introduzindo o resultado da primeira equação de Euler na segunda equação de Euler obtêm-se uma equação diferencial de primeira ordem em  $\hat{\sigma}$  somente.

É conveniente, segundo Garber e Baker (1977), realizar uma transformação das coordenadas cartesianas em coordenadas polares através das equações:

$$\overline{x} = \overline{r}\cos\theta + \frac{1}{\lambda_2}$$

$$\overline{y} = \overline{r}\sin\theta + \frac{\lambda_1}{\lambda_2}$$
(2.66)

Onde  $(r,\theta)$  são coordenadas polares com centro em  $(\bar{x}_r, \bar{y}_r)$ , com  $\theta$  variando no sentido anti-horário, conforme Figura 13.

$$\overline{x}_{r} = \frac{1}{\lambda_{2}}$$

$$\overline{y}_{r} = \frac{\lambda_{1}}{\lambda_{2}}$$
(2.67)

Introduzindo a definição de S, equação (2.55) na primeira equação de Euler usando a transformação de coordenadas obtém-se com a seguinte equação:

$$\frac{1}{\bar{r}} \cdot \frac{d\bar{r}}{d\theta} = -\psi \tag{2.68}$$

Cuja solução é uma espiral logarítmica dada por:

$$\bar{r}(\theta) = \bar{r}_{a} \exp[(\theta_{0} - \theta)\psi]$$
(2.69)

 $(\bar{r}_0, \theta_0)$  foi convenientemente tomado no ponto  $(\bar{x}_0 = -1, \bar{y}_0 = 0)$ .

Introduzindo a equação (2.55) em (2.62) e novamente utilizando a transformação para coordenadas polares:

$$\frac{d\hat{\sigma}}{d\theta} - 2\psi\hat{\sigma} - \bar{r}(\theta)\cos\theta - 2\hat{c} = 0$$
(2.70)

Agora introduzindo o resultado da expressão para  $\bar{r}(\theta)$  da equação (2.69) encontra-se uma equação diferencial d primeira ordem em  $\hat{\sigma}$ :

$$\frac{d\hat{\sigma}}{d\theta} - 2\psi\hat{\sigma} - \{\bar{r}_0 \exp[(\theta_0 - \theta)\psi]\cos\theta + 2\hat{c}\} = 0$$
(2.71)

A solução dessa equação é:

$$\hat{\sigma} = \bar{r}_o A(\theta) + B_1 \exp(2\theta\psi) - \frac{\hat{c}}{\psi}; \quad \psi \neq 0$$
(2.72a)

$$\hat{\sigma} = \bar{r}_o \sin\theta + B_1 + 2\hat{c}\theta; \quad \psi = 0$$
(2.72a)

 $A(\theta)$  é uma função auxiliar definida como:

$$A(\theta) = \frac{1}{1+9\psi^2} (\sin\theta + 3\psi\cos\theta) \exp\{(\theta_0 - \theta)\psi\}$$
(2.73)

 $B_1$  é a constante de integração. Da condição de transversalidade observa-se que:

$$\hat{\sigma}_{1} = \hat{\sigma}\Big|_{\theta=\theta_{1}} = \frac{\hat{c}\tan\theta_{1}}{1-\psi\tan\theta_{1}}$$
(2.74)

 $\theta_1$  é o ângulo polar do ponto  $(\overline{x} = \overline{x}_1, \overline{y} = 0)$ 

Finalmente as condições de contorno expressas em coordenadas polares:

$$\begin{aligned} \overline{x}_{0} &= \overline{r}_{0} \cos \theta_{0} + \overline{x}_{r} = -1 \\ \overline{y}_{0} &= \overline{r}_{0} \sin \theta_{0} + \overline{y}_{r} = 0 \\ \overline{y}_{0} &= \overline{r}_{0} \sin \theta_{1} \exp\{(\theta_{0} - \theta_{1})\psi\} + \overline{y}_{r} = 0 \end{aligned} (2.75b_{1}) \\ \overline{y}_{0} &= \overline{r}_{0} \sin \theta_{1} \exp\{(\theta_{0} - \theta_{1})\psi\} + \overline{y}_{r} = 0 \\ \overline{x}_{r} &= -\overline{r}_{o} \cos \theta_{0} - 1 \\ y_{r} &= -\overline{r}_{o} \cos \theta_{0} - 1 \end{aligned} (2.76a) \\ y_{r} &= -\overline{r}_{o} \cos \theta_{0} - 1 \end{aligned} (2.76b)$$

 $\sin\theta_0 \exp(-\theta_0 \psi) = \sin\theta_1 \exp(-\theta_1 \psi) \tag{2.77}$ 

Assim, a constante de integração  $B_1$  obtida através das condições de contorno é dada por:

$$B_{1} = \frac{\hat{c}}{\psi(1 - \psi \tan \theta_{1})} - A(\theta)_{1}r_{0}\exp(-2\theta_{1}\psi); \psi \neq 0$$

$$B_{1} = \hat{c}(\tan \theta_{1} - 2\theta_{1}) - r_{0}\sin \theta_{1}; \psi = 0$$
(2.78)

Da integração das equações (2.63) e (2.64):

$$\tan \theta_i = \cot \theta_b \tag{2.79}$$

$$\tan \theta_{j} = \cot \theta_{c} + \frac{2(1 + \bar{r}_{0} \cos \theta_{0})}{\bar{r}_{c} \sin \theta_{c}}$$
(2.80)

Agora é possível montar um sistema de 11 equações e 11 incógnitas:

$$\sin\theta_0 \exp(-\theta_0 \psi) = \sin\theta_1 \exp(-\theta_1 \psi) \tag{2.81}$$

$$\bar{r}_{0} \exp(\theta_{0} \psi) I_{6} \left[ \bar{r}_{0} \{ -A(\theta_{1}) + E(\theta_{0}, \theta_{1}) \} + \frac{c}{\psi(1 - \psi \tan \theta_{1})} \right] + E_{2} = 0$$
(2.82)

$$\bar{r}_{0} \exp(\theta_{0} \psi) \left[ \left\{ \frac{a_{1}I_{4}}{3} + \frac{a_{2}I_{5}}{2} \right\} \bar{r}_{0} \exp(\theta_{0} \psi) - (1 + \bar{r}_{0} \cos \theta_{0}) W(\theta) \right] + E_{3} = 0$$
(2.83)

$$\sin\theta_b \exp\{(\theta_0 - \theta_b)\psi\} - \left(\frac{\overline{u} + \overline{r_0}\sin\theta_0}{\overline{r_0}}\right) = 0$$
(2.84)

$$\sin\theta_c \exp\{(\theta_0 - \theta_c)\psi\} - \left(\frac{\overline{u} + \overline{r_0}\sin\theta_0}{\overline{r_0}}\right) = 0$$
(2.85)

$$\tan \theta_i = \cot \theta_b \tag{2.86}$$

$$\tan \theta_{j} = \left(\cot \theta_{c} + \frac{2(1 + \bar{r}_{0} \cos \theta_{0})}{\bar{r}_{c} \sin \theta_{c}}\right)$$
(2.87)

$$E_2 = \overline{T}_2 \cos \theta_j - \overline{T}_1 \cos \theta_i \tag{2.88}$$

$$E_3 = (\overline{T}_1 \cos \theta_i - \overline{T}_2 \cos \theta_j) \overline{u} - (\overline{T}_1 \sin \theta_i . \overline{x}_b - \overline{T}_2 \sin \theta_j . \overline{x}_c)$$
(2.89)

$$\overline{x}_b = \overline{r}_0 \cos \theta_b - (1 + \overline{r}_0 \cos \theta_0) \tag{2.90}$$

$$\overline{x}_c = \overline{r}_0 \cos\theta_c - (1 + \overline{r}_0 \cos\theta_0) \tag{2.91}$$

onde:

$$I_1 = (1 + \psi \sin 2\theta) \Big|_{\theta_0}^{\theta_1}$$
 (2.92)

$$I_2 = \cos\theta \exp(-\theta\psi)\Big|_{\theta_0}^{\theta_1}$$
(2.93)

$$I_{3} = (\psi \sin \theta - \cos \theta) \exp(\theta \psi) \Big|_{\theta_{0}}^{\theta_{1}}$$
(2.94)

$$I_4 = (\cos\theta + 3\psi\sin\theta)\exp(-3\theta\psi)\Big|_{\theta_0}^{\theta_1}$$
(2.95)

$$I_5 = \exp(-2\theta\psi)\Big|_{\theta_0}^{\theta_1} \tag{2.96}$$

$$I_6 = (\sin\theta + \psi\cos\theta) \exp(\theta\psi) \Big|_{\theta_0}^{\theta_1}$$
(2.97)

$$E(\theta_0, \theta_1) = \frac{\exp\{(\theta_0 + 2\theta_1)\psi\}\{3(1+\psi^2)I_5 - 2I_1\}}{2(1+9\psi^2)I_6}$$
(2.98)

$$W(\theta) = a_1 I_1 + a_2 I_2 + a_3 I_3$$
(2.99)

$$a_{1} = \frac{3\psi r_{0} \exp(\theta_{0}\psi)}{1+9\psi^{2}}$$
(2.100)

$$a_2 = \frac{\hat{c}}{\psi} - \bar{r}_0 \sin \theta_0 \tag{2.101}$$

$$a_3 = B_1$$
 (2.102)

Das equações (2.81)-(2.91), verificam-se onze equações e onze incógnitas  $(\bar{r}_0, \theta_0, \theta_1, \theta_b, \theta_c, \theta_i, \theta_j, \bar{x}_b, \bar{x}_c, E_2 e E_3)$ . Dessas onze cinco são primárias  $(\bar{r}_0, \theta_0, \theta_1, \theta_i e \theta_j)$ , as restantes são de natureza intermediária.

# 2.4.2.4. Solução do sistema de equações

Resolver o sistema de equações é um processo complexo, mesmo aplicando o método de Newton-Raphson para obter-se um valor aproximado das onze incógnitas. Desse modo, é possível adotar uma abordagem mais flexível usando somente três incógnitas, as equações (2.81), (2.82) e (2.83) podem ser escritas como:

$$F_1(r_0, \theta_0, \theta_1) = 0 \tag{2.103}$$

$$F_2(r_0, \theta_0, \theta_1) = 0 \tag{2.104}$$

$$F_3(r_0, \theta_0, \theta_1) = 0 \tag{2.105}$$

Usando o método de Newton-Raphson:

$$\begin{cases} \Delta \theta_{0} \\ \Delta \theta_{1} \\ \Delta r_{0} \end{cases} = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_{1}}{\partial \theta_{0}} & \frac{\partial F_{1}}{\partial \theta_{1}} & \frac{\partial F_{1}}{\partial r_{0}} \\ \frac{\partial F_{2}}{\partial \theta_{0}} & \frac{\partial F_{2}}{\partial \theta_{1}} & \frac{\partial F_{2}}{\partial r_{0}} \\ \frac{\partial F_{3}}{\partial \theta_{0}} & \frac{\partial F_{3}}{\partial \theta_{1}} & \frac{\partial F_{3}}{\partial r_{0}} \end{bmatrix}^{-1} \begin{cases} F_{1} \\ F_{2} \\ F_{3} \end{cases}$$

$$(2.106)$$

$$\begin{cases} \theta_{0} \\ \theta_{1} \\ r_{0} \end{cases}^{novo} = \begin{cases} \theta_{0} \\ \theta_{1} \\ r_{0} \end{cases}^{velho} - \begin{cases} \Delta \theta_{0} \\ \Delta \theta_{1} \\ \Delta r_{0} \end{cases}$$

$$(2.107)$$

Agora resolvendo o sistema de equações é possível determinar os valores de  $(\bar{r}_0, \theta_0, \theta_1, \theta_i e \theta_j)$ . Usando a equação (2.52) é possível determinar a capacidade de carga. Para simplificar a análise é possível assumir  $(\theta_i e T_2)$  numericamente igual a zero em função de seus valores estarem bem próximos do referido valor.

# 2.4.2.5. Exemplo de aplicação

O exemplo de aplicação foi concebido baseado na metodologia de cálculo segundo Dixit e Mandal (1993) e na análise crítica de Fabrin (1999) a respeito do método. Para tanto, toma-se um caso geral para um solo com  $\psi \neq 0$ .

Resolvido o sistema de equações, determina-se a carga que leva a situação de equilíbrio limite do solo reforçado através da equação:

$$\hat{Q} = -\bar{r}_0 W(\theta) \exp(\theta_0 \psi) + T_1 \operatorname{sen} \theta_i + T_2 \operatorname{sen} \theta_j ; \psi \neq 0$$
(2.108)

$$\hat{Q} = \frac{-8\hat{c}}{sen(2\theta_0)} + T_1 sen \ \theta_i + T_2 sen \ \theta_j \ ; \ \psi = 0$$
(2.109)

Porém os autores apontam que como as deformações do reforço são muito pequenas, o valor do ângulo  $\theta_i$  é muito próximo de zero, podendo aproximá-lo para zero sem grandes prejuízos na precisão dos cálculos. Efeito semelhante é encontrado em T<sub>2</sub>, cujo valor também pode ser aproximado para zero, o que reduz as equações (2.82) a (2.91) a apenas duas:

$$\bar{r}_{0} \exp(\theta_{0} \psi) I_{6} \left[ \bar{r}_{0} \{ -A(\theta_{1}) + E(\theta_{0}, \theta_{1}) \} + \frac{c}{\psi(1 - \psi \tan \theta_{1})} \right] - \bar{T}_{1} = 0$$
(2.110)

$$\overline{r}_{0} \exp(\theta_{0} \psi) \left[ \left\{ \frac{a_{1}I_{4}}{3} + \frac{a_{2}I_{5}}{2} \right\} \overline{r}_{0} \exp(\theta_{0} \psi) - (1 + \overline{r}_{0} \cos \theta_{0}) W(\theta) \right] + \overline{T}_{1} \overline{u} = 0$$
(2.111)

E as equações (2.108) e (2.109) ficam na seguinte forma:

$$\hat{Q} = -\bar{r}_0 W(\theta) \exp(\theta_0 \psi) \; ; \; \psi \neq 0 \tag{2.112}$$

$$\hat{Q} = \frac{-8\hat{c}}{sen(2\theta_0)}; \ \psi = 0$$
 (2.113)

Na dedução das equações (2.110) e (2.111) verifica-se que da forma como elas se encontram o termo referente ao reforço foi incorporado na integral, o que contraria o princípio da formulação proposta (considerando o reforço pontual), inclusive não dando

convergência ao método. Não incluindo os termos referentes ao reforço nas integrais, as equações (2.110) e (2.111) assumem a seguinte forma:

$$\bar{r}_0[-A(\theta_1) + E(\theta_0, \theta_1)] + \frac{c}{\psi(1 - \psi \tan \theta_1)} - \bar{T}_1 = 0$$
(2.114)

$$\left\{\frac{a_{1}I_{4}}{3} + \frac{a_{2}I_{5}}{2}\right\}\overline{r}_{0}\exp(\theta_{0}\psi) - (1 + \overline{r}_{0}\cos\theta_{0})W(\theta) + \overline{T}_{1}\overline{u} = 0$$
(2.115)

Considerando-se as aproximações  $T_2 = 0$  e  $\theta_i = 0$  e as equações corrigidas (2.114) e (2.115) é possível obter uma solução para as equações de (2.81) a (2.91). Desse modo a capacidade de carga do solo passa a ser dada pela equação de Terzaghi (1943):

$$q = Q/2 * l = c N_c + \gamma H N_q + \gamma l N_{\gamma}$$
(2.116)

Frisa-se que B=2I, onde os fatores de carga  $N_c$ ,  $N_q e N_{\gamma}$  são calculados através das equações:

$$N_{\gamma} = \frac{\hat{Q}_{0}(\phi)}{2}$$

$$N_{c} = k(\phi)N_{\gamma}$$

$$N_{g} = 1 + \psi N_{c}$$
(2.117)

com:

$$\hat{Q}_0 = \hat{Q}\Big|_{\hat{c}=0}$$
(2.118)

$$\hat{Q}/\hat{Q}_{0} = 1 + k(\phi) * c$$

$$k(\phi) = \frac{(\hat{Q}/\hat{Q}_{0}) - 1}{c}$$
(2.119)

Dessa forma é possível calcular a capacidade de carga através da equação geral modificada

$$q = Q/2 * l = c * k(\phi)\hat{Q}_0(\phi)/2 + \gamma H [1 + \{\psi k(\phi)\hat{Q}_0(\phi)/2\}] + \gamma l\hat{Q}_0(\phi)/2$$
(2.120)

Mecanizando o processo de solução através de planilhas, a capacidade de carga pode ser encontrada de forma rápida e eficiente.

### 2.4.3. Recomendações para reforços com geossintéticos (DGGT, 1997)

Como já citado nesse trabalho, tanto o ganho no ponto de vista da deformabilidade quanto na capacidade de carga é evidente com a inclusão dos geossintéticos. Porém, a literatura carece de uma metodologia de dimensionamento clara e objetiva.

A norma inglesa BS 8006:1995, não trata do assunto, pois segundo o seu texto, não existe experiência suficiente para fins de normatização. Como exceção, pode-se citar as Recomendações para reforço com Geossintéticos – EBGEO (DGGT, 1997), que apresenta um roteiro de cálculo específico para reforços de fundações com geossintéticos.

67

Segundo a DGGT (1997), os reforços de fundações com geossintéticos têm a configuração apresentada nas Figuras 15 e 16. No roteiro proposto, os cálculos passam pelas verificações dos seguintes estados-limite:

*Estabilidade externa* – as verificações são realizadas de forma convencional, tomando-se como superfície de apoio a base da camada de solo reforçado.

Estabilidade interna – as verificações incluem a ruptura da camada de reforço.



Figura 15. - Configuração dos reforços de fundações com geossintéticos (DGGT, 1997)

As recomendações EBGEO, (DGGT, 1997) apresentam uma forma de acrescentar a parcela resistente, devido às inclusões dos reforços geossintéticos, à capacidade de carga das fundações, calculado conforme metodologia a seguir.

O principio do método de cálculo é o do equilíbrio de cunhas, bastante simplificado, ilustrado na Figura 16. O acréscimo de carga proporcionado pela inclusão das camadas de geossintéticos é dado por:

$$\Delta \mathbf{Q} = \frac{\cos \varphi_{\mathrm{F,k}} \cdot \cos \delta}{\cos \left( \upsilon_{a,d} - \delta \right)} \cdot \sum_{i=1}^{n} F_{i,d}$$
(2.121)

e:

$$\upsilon_{a,\delta} = \operatorname{arc} \operatorname{cot} \left( \sqrt{\left( 1 + \tan^2 \varphi_{F,k} \right) \frac{\tan \varphi_{F,k} - \tan \delta}{\tan \varphi_{F,k} + \tan \delta}} - \tan \varphi_{F,k} \right)$$
(2.122)

sendo:

 $\Delta Q\,,$  o acréscimo da capacidade de carga devido ao reforço com geossintéticos;

 $\delta$ , a inclinação da carga atuante Q na sapata;

i, a numeração das camadas de geossintético, de cima pra baixo;

 $\varphi_{\rm F,k}$ , o ângulo de atrito efetivo do solo de reforço;

 $v_{a,\delta}$ , o ângulo que define a cunha de ruptura (Figura 16); e

 $\Delta Q = \frac{\cos \varphi_{F,k} \cdot \cos \delta}{\cos (v_{a,d} - \delta)} \cdot \sum_{i=1}^{n} F_{i,d}, \text{ a força que fornece cada uma das camadas i de}$ 

reforço, e cujo valor é limitado pela resistência à ruptura ou pela força de arrancamento do reforço.



Figura 16. - Seção esquemática ilustrando os esforços e a geometria do método, segundo EBGEO (DGGT, 1997)

A capacidade de carga final da sapata é, então calculada, por:

$$Q'_{p,d} = Q_{p,d} + \Delta Q$$
 (2.123)

onde:  $Q_{p,d}$ , é a capacidade de carga da sapata, apoiada em camada de solo de reforço (sem geossintético); e  $Q'_{p,d}$ , a capacidade de carga de sapata apoiada em camada de solo reforçada com geossintético.

A força de arrancamento atuante em cada uma das camadas de geossintético é calculada por:

$$\mathbf{F}_{\mathrm{Ai,d}} = 2f_{sg,d} \left( \frac{V_d}{b} \cdot l_{in,i} + \sigma_{\nu,i} \cdot l_{u,b} \right)$$
(2.124)

onde:

 $F_{{\mbox{\tiny Ai,d}}}$  , é a resistência ao arrancamento da camada de geossintético i;

 $f_{sg,d}$ , o coeficiente de atrito da interface geossintético/solo;

b, a largura da sapata;

V<sub>d</sub>, o componente vertical da carga atuante na sapata;

H<sub>d</sub>, o componente horizontal da carga atuante na sapata;

 $l_{in,i}$ , o comprimento do geossintético sob atuação da sapata  $[=(\cot v_{a,\delta} + \tan \delta) \cdot \Delta h \cdot i];$ 

 $\sigma_{v,i}$ , a tensão vertical atuante no geossintético, fora da área de projeção da sapata (=  $\gamma . \Delta h \cdot i + \gamma_u . d$ );

 $I_{u,b}$ , o comprimento do geossintético fora da área de projeção da sapata  $\left[=\frac{1}{2}(l_b-b)\right];$ 

 $\gamma$ , a densidade do solo de reforço;

 $\gamma_{u}$ , a densidade do solo de reaterro;

d, a espessura da camada de reaterro;

Δh, o espaçamento vertical entre as camadas de geossintético;

t<sub>p,</sub> a espessura da camada de reaterro;

n<sub>B</sub>, o número de camadas de geossintético; e

 $I_b$ , a largura total do geossintético (= b +  $2I_{u,b}$ ).

O espaçamento entre as camadas de geossintético deve obedecer às relações:

$$0,15 \text{ m} \le \Delta h \le 0,40 \text{ m}$$
 e  $\Delta h \le 0,50 \cdot b$  (2.125)

A largura total dos reforços geossintéticos deve obedecer a:

$$(b+5\Delta h) < l_b \le 2 \cdot b \tag{2.126}$$

A profundidade total da camada reforçada t<sub>p</sub> é calculada da seguinte forma:

$$t_{p} = (n_{B} + 0.5).\Delta h$$

$$t_{p} \ge 2.5\Delta h$$

$$t_{p} \le \left(\frac{b}{2}\right) \tan\left(45^{0} + \frac{\varphi'_{F,k}}{2}\right)$$

$$(2.127)$$

Essa metodologia é valida quando utilizada em conjunto com as respectivas normas alemãs DIN para cálculo de capacidade de carga de fundações apoiadas em camadas de solo reforçado, sobrepostas a camadas de solos de baixa capacidade de suporte. Por essa razão, sua aplicação não é recomendada em situações rotineiras devendo sua utilização se limitar a casos muito específicos e bem-definidos.

Para fins de dimensionamento de fundações com reforços geossintéticos, sugere-se o seguinte roteiro de cálculo:

*Capacidade de carga* – utilização do método do equilíbrio limite considerando os reforços, de um lado, de sua resistência física e, de outro lado, de sua resistência ao arrancamento.

*Recalques* – cálculos por metodologias consagradas como, por exemplo, a Teoria da Elasticidade.

Tendo em vista que, a princípio, as camadas de solo de reforço são bastante compactas em relação ao solo mole sotoposto, as verificações de recalques podem se restringir à camada inferior, devendo-se avaliar somente a distribuição de tensões no topo da camada de solo mole.

### 2.4.3.1. Exemplo de aplicação

A fim de exemplificar a aplicação do método apresentado, imagina-se um solo o qual é submetido a um carregamento de 347,5 kN/m vertical (sendo 250 kN/m peso próprio da estrutura e 75 kN/m carga acidental, no qual 250\*1+ 75\*1,3 = 347,5 kN/m ) e 40 kN/m horizontal, (já considerados os devidos fatores de segurança) originado por uma sapata corrida de 1,5 m de largura. O solo original apresenta um ângulo de atrito de 25°, coesão de 5,0 kPa e peso específico de 18 kN/m<sup>3</sup>; o solo utilizado no reforço (areia) apresenta um ângulo de atrito de 40°, coesão de nula e peso específico de 20 kN/m<sup>3</sup>.

O exemplo de aplicação foi concebido baseado na metodologia de cálculo segundo o EBGEO (DGGT, 1997)

O primeiro passo é observar que a capacidade de carga do solo natural não atende a solicitação de cálculo de 347,5 kN/m. Para tanto adota-se uma solução em solo reforçado com a seguinte geometria:

Número de camadas  $n_B = 4$  e espaçamento  $\Delta h = 0,30$  m. O geossintético utilizado possui uma resistência a tração de 200 kN/m, aplicando os coeficientes de segurança pertinentes, a resistência de cálculo passa a ser de 38,1 kN/m.

$$0,15 \text{ m} \le \Delta h \le 0,40 \text{ m} \quad e \quad \Delta h \le 0,50 \cdot b$$

$$0,15 \text{ m} \le 0,30 \le 0,40 \text{ m} \quad e \quad \Delta h \le 0,50 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ m} \quad \therefore \Delta h \to \text{ok}$$

$$t_{p} = (n_{B} + 0,5).\Delta h = (4 + 0,5). \cdot 0,3 = 1,35 \text{ m}$$

$$t_{p} \ge 2,5 \cdot \Delta h = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ m} \quad (minimo)$$

$$t_{p} \le \left(\frac{b}{2}\right) \cdot \tan\left(45^{0} + \frac{\varphi'_{F,k}}{2}\right) = \left(\frac{1,5}{2}\right) \cdot \tan\left(45^{0} + \frac{40^{\circ}}{2}\right) = 1,68 \text{ m} \quad (maximo)$$

$$(b + 5\Delta h) < l_{b} \le 2 \cdot b \to (1,5 + 5 \cdot 0,30) < l_{b} \le 2 \cdot 1,50 \to l_{b} = 3,00 \text{ m}$$

Definida a geometria, o segundo passo consiste em verificar:

$$\tan \delta = \frac{H_d}{N_d} = \frac{40}{347,5} = 0,115 \rightarrow \delta = 6,5^{\circ}$$

$$\upsilon_{a,\delta} = arc \cot\left(\sqrt{\left(1 + \tan^2 \varphi_{F,k}\right) \frac{\tan \varphi_{F,k} - \tan \delta}{\tan \varphi_{F,k} + \tan \delta}} - \tan \varphi_{F,k}\right)$$

$$\upsilon_{a,\delta} = arc \cot\left(\sqrt{\left(1 + \tan^2 40^{\circ}\right) \frac{\tan 40^{\circ} - \tan 6,5^{\circ}}{\tan 40^{\circ} + \tan 6,5^{\circ}}} - \tan 40^{\circ}\right) = 73,3^{\circ}$$

$$\Delta Q = \frac{\cos \varphi_{F,k} \cdot \cos \delta}{\cos (\upsilon_{a,d} - \delta)} \cdot \sum_{i=1}^{n} F_{i,d} = \frac{\cos 40^{\circ} \cdot \cos 6,5^{\circ}}{\cos (73,3 - 6,5^{\circ})} \cdot \sum_{i=1}^{n} F_{i,d} = 1,93 \cdot \sum_{i=1}^{n} F_{i,d}$$
(2.129)

 $f_{sg,d} = 0.5 \cdot \tan \varphi_{F,k} = 0.5 \cdot 0.84 = 0.42$ 

 $V_d \rightarrow$  Nessa etapa o  $V_d$  considerado é apenas o relativo ao peso próprio que atua permanentemente na estrutura = 250 kN/m, e não o relativo ao carregamento acidental.

$$\mathbf{F}_{\text{Ai,d}} = 2f_{sg,d} \left( \frac{V_d}{b} \cdot l_{in,i} + \sigma_{\nu,i} \cdot l_{u,b} \right) = 2 \cdot 0,42 \cdot \left( \frac{250}{1,5} \cdot l_{in,i} + \sigma_{\nu,i} \cdot 0,75 \right)$$

$$l_{u,b} = \frac{1}{2}(l_b - b) = \frac{1}{2}(3,0 - 1,5) = 0,75 m$$
  

$$l_{in,i} = (\cot v_{a,\delta} + \tan \delta) \cdot \Delta h \cdot i = (\cot 73,3^\circ + \tan 6,5^\circ) \cdot 0,3 \cdot i$$
  

$$\sigma_{v,i} = \gamma \cdot \Delta h \cdot i + \gamma_u \cdot d = 20 \cdot 0,3 \cdot i + 18.1$$

#### O próximo passo é montar uma tabela:

i	l <sub>in,i</sub>	$\sigma_{\scriptscriptstyle arphi,i}$	$F_{Ai,k}$	F <sub>Ai,d</sub>	F <sub>BAi,d</sub>
1	0,1241	24	32,5	21,6	38,1
2	0,2481	30	53,6	35,7	38,1
3	0,3722	36	74,7	49,8	38,1
4	0,4962	42	95,8	63,9	38,1

Tabela 8. - Tabela para determinação parâmetros necessários ao cálculo da resistência de arrancamento

Obs.:  $F_{Ai,d} = F_{Ai,k} / F_s$ ; onde  $F_s = 1,5$ .

Para plena aplicabilidade do método é necessário calcular a parcela  $Q_{p,d}$  (capacidade de carga da sapata, apoiada em camada de solo de reforço, sem geossintético) por método que atende as normas alemãs, DIN V 4017:2006, DIN V 4019-100:1996, DIN V 1054:2005, DIN V 4084-100:1996). Sem o respectivo cálculo, fica possível inferir apenas sobre a ordem de grandeza do  $\Delta Q$ , acréscimo da capacidade de carga na fundação devido ao reforço com geossintéticos.

$$\Sigma F_{i,d} = 21,6 + 35,7 + 38,1 + 38,1 = 133,5 \, kN \, / \, m$$

$$\Delta Q = 1,93.\sum_{i=1}^{n} F_{i,d} = 1,93.133,5 = 258,27 \, kN \, / \, m$$

$$Q'_{p,d} = Q_{p,d} + \Delta Q = Q_{p,d} + 258,27 \, kN \, / \, m \qquad (2.130)$$

Desse modo a capacidade de carga do solo sofreu um acréscimo de 258,27 kN/m devido a parcela dos geossintéticos.

2.4.4. Sharma et al. (2009)

Sharma *et al.* (2009) compilam diversos modelos analíticos de vários autores e propõem um método mais racional que avalie a capacidade de carga última de solos reforçados.

Para melhor entendimento do método é de grande importância a apresentação de alguns conceitos básicos.

# 2.4.4.1. Mecanismos de reforço das fundações em solo reforçado

Os mecanismos de reforços propostos na literatura podem ser caracterizados como:

- Limite rígido: Quando a profundidade da primeira camada de reforço é maior que certo valor, de modo que o reforço passa a agir como um limite rígido, dessa forma a ruptura irá ocorrer acima da camada de reforço;
- Efeito membrana: Com o carregamento aplicado, a sapata e o solo abaixo da sapata se deslocam para baixo, o reforço é deformado e tensionado. Devido à sua rigidez, o reforço curvado desenvolve uma força que irá contribuir no suporte do carregamento aplicado. Para que esse mecanismo ocorra, certa quantidade de recalque deverá ser mobilizada para gerar o efeito membrana, o reforço deverá possuir comprimento e rigidez suficiente para resistir ao escorregamento e a ruptura;
- Efeito de confinamento ou restrição lateral: Devido ao deslocamento relativo entre o solo e o reforço uma força de fricção é induzida na interface, adicionalmente um intertravamento pode ser desenvolvido pela iteração entre o

solo e o reforço, conseqüentemente a deformação lateral do solo reforçado é restringida, tendo como resultado uma redução na deformação vertical do solo.

# 2.4.4.2. Modelagem analítica de reforço de fundações

Baseado na revisão bibliográfica pode-se dizer que quatro tipos de ruptura podem ser identificadas em solos reforçados, como mostra a Figura 17.



Figura 17. - Modos de ruptura em fundações reforçadas (Fonte: SHARMA et al., 2009)

- Figura 17(a): Ruptura acima da primeira camada de reforço;
- Figura 17(b): Ruptura entre as camadas de reforço;
- Figura 17(c): Ruptura similar a sapata apoiada a um sistema de duas camadas de solo (solo resistente apoiado a solo de menor resistência);
- Figura 17(d): Ruptura dentro da zona de reforço;

Os dois primeiros modos de ruptura podem ser evitados deixando o espaçamento entre a primeira camada de reforço (u) e o espaçamento vertical entre reforços (h) suficientemente pequenos.

# a) Ruptura similar a fundações em sistema de dois solos

Esse tipo de ruptura ocorre num sistema de solo resistente apoiado em solo de menor resistência. O comprimento da zona reforçada deve ser maior que o da zona não reforçada e a razão d/B deve ser relativamente pequena.

O mecanismo de ruptura é caracterizado por um puncionamento de cisalhamento na camada resistente seguido de uma ruptura geral por cisalhamento na camada de solo não reforçado (Figura 18).



Figura 18. - Ruptura de fundação em sistema de duas camadas de solos (Fonte: CHEN, 2007)

Observando a configuração dos esforços na Figura 19, pode-se chegar à seguinte expressão:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_t d + \Delta q_T$$
(2.131)

onde:  $q_{u(R)}$  é a capacidade de carga última da fundação reforçada;  $C_a$  é a força de adesão ( $C_a = c_a d$ ) agindo para cima;  $c_a$  é a adesão unitária;  $P_p$  é a força resultante da pressão passiva total de terra;  $q_b$  é a capacidade de carga última do solo não reforçado; d é a espessura da camada reforçada;  $\delta$  é o ângulo de inclinação da força passiva com a horizontal; B é a largura da fundação;  $\gamma_t$  é o peso específico da camada de solo reforçado e  $\Delta q_T$  é o incremento de capacidade de carga em função da tração no reforço, T.



Figura 19. - Ruptura de fundação em sistema de duas camadas de solos com reforços horizontais (CHEN, 2007)

 $q_{b}$  pode ser calculado por:

$$q_{b} = c_{c} N_{c} + q N_{q} + \frac{1}{2} \gamma_{b} B N_{\gamma}$$
(2.132)

onde  $c_c$  é a coesão do solo não reforçado; q é a sobrecarga ( $q = \gamma_t (D_f + d)$ );  $\gamma_b$  é o peso específico do solo não reforçado;  $N_c, N_q e N_\gamma$  são os fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo não reforçado ( $\phi_b$ ) e tem a seguinte forma:

$$N_{q} = \tan^{2} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi t g \phi}$$
(2.133)

$$N_c = \frac{\left(N_q - 1\right)}{\tan\phi} \tag{2.134}$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1)\tan\phi \tag{2.135}$$

$$P_{p} = \left(\frac{1}{2}\gamma_{t}d^{2} + \gamma_{t}D_{f}d\right)\frac{K_{pH}}{\cos\delta}$$
(2.136)

onde  $D_f$  é o embutimento da fundação e  $K_{pH}$  é a componente horizontal do coeficiente de empuxo passivo.

$$\Delta q_T = \frac{2\sum_{i=1}^{N} T_i \tan \delta}{B}$$
(2.137)

 $T_i$  é a força de tração no i-ésimo elemento de reforço e N é o número de camadas de reforço.

Rearranjando as equações:

$$q_{u(R)} = q_{u(b)} + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} + \frac{2\sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d$$
(2.138)

como:

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_t; \qquad (2.139)$$

logo:

$$q_{u(R)} = q_{u(b)} + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} + \frac{2\sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d$$
(2.140)

 $K_s$  é o coeficiente de empuxo na punção, que depende do ângulo de atrito do solo na zona reforçada e da capacidade de carga última do solo da zona reforçada e da não reforçada;  $\phi_t$  é o ângulo de atrito do solo na zona reforçada.

A determinação de  $\delta$  e  $c_a$  não é simples. Eles variam ao longo da profundidade da superfície de ruptura vertical de punção. Normalmente um valor médio é adotado para análise. Esses valores dependem do embutimento da fundação, da espessura da camada de solo superior e do comprimento relativo das camadas superiores e inferiores. Para análises preliminares adota-se  $\delta = \frac{\phi_t}{2}$ ; o valor de pode ser adotado como  $c_a = 0.75 c_t$ , onde  $c_t$  é a coesão na zona reforçada. O coeficiente de empuxo na punção,  $K_s$ , e a adesão do solo,  $c_a$ , podem ser obtidos através das Figuras 20 e 21, respectivamente.



Figura 20. - Coeficiente de empuxo na punção sob carregamento vertical (Fonte: CHEN, 2007, apud MEYERHOF; HANNA, 1978)



Figura 21. - Variação de c<sub>a</sub> sob carregamento vertical (Fonte: CHEN, 2007, apud MEYERHOF; HANNA, 1978)

Do mesmo modo que a equação (2.140), a capacidade de carga de fundações quadradas em solo reforçado pode ser escrita como:

$$q_{u(R)} = q_{u(b)} + \frac{4c_a d}{B} + 2\gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} + \frac{4\sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d$$
(2.141)

3.7

### b) Ruptura dentro da zona reforçada

Se o comprimento da zona reforçada é ligeiramente mais largo que a zona não reforçada, ou seja, a razão d/B possui valores altos, a ruptura ocorrerá na zona reforçada.



Figura 22. - Ruptura na zona reforçada (Fonte: CHEN, 2007)



Figura 23. - Ruptura na zona reforçada com reforço horizontal (Fonte: CHEN, 2007)

Para incluir a contribuição do reforço, o método de superposição de pode ser utilizado para gerar o termo adicional  $\Delta q_T$  (aumento da capacidade de carga devido à força de tração no reforço), dessa forma a equação da capacidade de carga de sapatas corridas em solo reforçado fica com a seguinte forma:
$$q_{u(R)} = q_{u(UR)} + \Delta q_T = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_{\gamma} + \Delta q_T$$
(2.142)

onde  $q_{u(UR)}$  é a capacidade de carga do solo não reforçado; c é a coesão; q é a sobrecarga;  $\gamma$  é o peso específico do solo e  $N_c$ ;  $N_q$ ;  $N_\gamma$ são os fatores de carga que dependem do ângulo de atrito do solo  $\varphi$ .

Considerando a cunha de solo abc (Figura 24), as forças que atuam na face ac e bc são: a força passiva  $P_p$  e a força coesiva C.

A força passiva P<sub>p</sub> pode ser escrita como:

$$P_{p} = P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} + P_{pT}$$
(2.143)

onde  $P_{pc}$ ;  $P_{pq}$ ;  $P_{p\gamma}$ ;  $P_{pT}$  são as forças passivas devido a coesão c, sobrecarga q, peso específico  $\gamma$  e força de tração no reforço T.



Figura 24. - Forças passivas na cunha de solo abc (Fonte: SHARMA et al., 2009)

As deduções das forças  $P_{pc}$ ;  $P_{pq}$ ;  $P_{p\gamma}$  e C podem ser encontradas em vários livros de fundações. Entretanto é necessário o foco apenas no termo  $P_{pT}$ .

Considerando o digrama de corpo livre da cunha de solo bcgd (Figura 25), as forças por unidade de comprimento da cunha bcdg devido à força tração do reforço T incluem os termos  $P_{pT}$ , as forças de tensão T<sub>L</sub> e T<sub>R</sub> e a força resistente ao longo da espiral logarítmica cd, F.



Figura 25. - Diagrama de corpo livre da cunha de solo bcdg (Fonte: SHARMA et al., 2009)

A espiral logarítmica cd é descrita pela seguinte equação:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \tag{2.144}$$

onde  $r_0 = bc$  e  $\theta$  é o ângulo entre bc e a linha radial da curva espiral logarítmica cd. Isso significa que a linha radial em qualquer ponto faz um ângulo de  $\varphi$  com a direção normal da espiral logarítmica. A força resistente F também faz um ângulo  $\varphi$  com a direção normal da espiral logarítmica. Desse modo realizando o equilíbrio de momento no ponto b da curva espiral logarítmica, a força passiva  $P_{\rho T}$  pode ser obtida pela seguinte relação:

$$P_{pT} \cos \phi \frac{B/4}{\cos(\pi/4 + \phi/2)} = (T_L - T_R)u \times 1$$
(Equilíbrio de momento cunha bcdg)
(2.145)

$$P_{pT} = \frac{4(T_L - T_R)u\cos(\pi/4 + \phi/2) \times 1}{B\cos\phi}$$
(2.146)

Considerando o equilíbrio da cunha de solo abc (Figura 26), o aumento de capacidade de carga,  $\Delta q_T$ , pode ser expresso como:

$$\Delta q_T B \times 1 = 2P_{pT} \sin(\pi/4 + \phi/2)$$
(Equilíbrio de momento cunha abc)
(2.147)

Depois da introdução do termo  $P_{pT}$ , resultado do equilíbrio de momento da cunha bcdg, no equilíbrio de momento da cunha abc e após transformações trigonométricas:

$$\Delta q_T = \frac{2P_{pT}\sin(\pi/4 + \phi/2)}{B \times 1} = \frac{4(T_L - T_R)u}{B^2}$$
(2.148)



Figura 26. - Diagrama de corpo livre da cuha de solo abc (Fonte: CHEN, 2007)

A distância do centro as sapata,  $X_{TR}$ , na qual a força de tração  $T_R$  é aplicada é uma função do ângulo de atrito do solo,  $\phi$ . A variação de  $X_{TR}/B$  com  $\phi$  pode ser observada na Figura 27.



Figura 27. - Variação do parâmetro x\_{TR} com o ângulo de atrito do solo  $\phi$  (Fonte: CHEN, 2007)

A figura mostra que a distância  $X_{TR}$  é maior que 2B quando o ângulo de atrito do solo é maior que 25°, porém, a essa distância a força de tração no reforço pode ser desprezada. Desse modo a força de tração  $T_R$  pode ser tomada como zero e a expressão final do aumento de capacidade de carga,  $\Delta q_T$ , pode ser simplificada como:

$$\Delta q_T = \frac{4T_L u}{B^2} = \frac{4T u}{B^2}$$
(2.149)

Para duas ou mais camadas de reforços o aumento de capacidade de carga,  $\Delta q_{\tau}$ , pode ser dado como:

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Ti[u + (i-1)h]}{B^2}$$
(2.150)

onde T<sub>i</sub> é a força de tração na i-ésima camada de reforço. É importante frisar que os elementos de reforço têm que estar acima da zona de ruptura, mais precisamente acima do ponto f (Figura 23), para que exista contribuição na performance da fundação. A capacidade de carga última de uma sapata corrida em solo com reforços horizontais pode ser dada como:

$$q_{u(R)} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_{\gamma} + \sum_{i=1}^{N} \frac{4Ti[u + (i-1)h]}{B^2}$$
(2.151)

Da mesma forma, a capacidade de carga última de uma sapata quadrada em solo com reforços horizontais pode ser dada como:

$$q_{u(R)} = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_{\gamma} + \sum_{i=1}^{N} \frac{12Ti[u + (i-1)h]r_T}{B^2}$$
(2.152)

onde:

$$r_{T} = \begin{bmatrix} 1 - 2\frac{u + (i-1)h}{B}\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \end{bmatrix} para \quad u + (i-1)h < \frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \\ \frac{1}{2} - \frac{u + (i-1)h}{2H_{f}} para \quad u + (i-1)h \ge \frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tag{2.153}$$

onde H<sub>f</sub> é a profundidade da superfície de ruptura e pode ser calculado como:

$$H_{f} = \frac{B}{2\cos(\pi/4 + \phi/2)} e^{(\pi/4 + \phi/2)\tan\phi} \cos\phi$$
(2.154)

#### c) Avaliação da tensão no reforço

Quando não se faz o uso de *strain gages* para a medição da deformação ao longo do reforço, ou seja, em condições cotidianas de projeto, torna-se necessária uma estimativa da tensão mobilizada no reforço.

Solo Arenoso

A análise proposta apresenta uma razoável estimativa da tensão ao longo do reforço para fundações em areias reforçadas.

Segundo Chen (2007), diversos testes experimentais mostram que a deformação ao longo do reforço é diretamente proporcional ao recalque do modelo. Num mesmo nível de recalque da fundação, a distribuição de recalque vertical de uma fundação reforçada é assumida como a mesma em um solo não reforçado. Num certo nível de recalque o formato do reforço deformado tem que ser compatível com a distribuição do recalque vertical.

Na ausência de uma solução rigorosa para o recalque vertical a certa profundidade, pode-se assumir que o formato do reforço tem a configuração semelhante a proposta pela Figura 28 para areia.



Figura 28. - Distribuição simplificada de recalques verticais em areia (Fonte: CHEN, 2007)

Assume-se que reforço abaixo da fundação se move uniformemente para baixo de acordo com a linha bc. O reforço localizado fora de certo limite (linhas aa' e dd') tem um deslocamento considerado desprezível. A inclinação dos limites de fronteira aa' e dd' podem ser tomados como 2:1 (vertical : horizontal), que tem a mesma configuração da distribuição de simplificada de tensões 2:1.

Uma vez que a distribuição de recalque vertical é conhecida, o próximo passo é determinar o montante de recalque a certa profundidade, *S*, abaixo da fundação.

Schmertmann *et al.* (1978) sugerem uma distribuição prática da deformação vertical ao longo da profundidade abaixo da fundação em função do fator de influência,  $I_{z}$ , como mostra a Figura 29. O valor de pico,  $I_{zp}$ , do fator de influência é dado pela seguinte equação:

$$I_{sp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - \gamma D_f}{\sigma_{vp}}}$$
(2.155)

$$\sigma_{vp}' = \gamma(D_f + B/2) \text{ (sapata quadrada)} \tag{2.156}$$

$$\sigma_{vv}' = \gamma(D_f + B)$$
 (sapata corrida) (2.157)

onde q é a pressão do carregamento na sapata;  $\gamma$  é o peso específico da areia;  $D_f$  é o embutimento da fundação e B a largura da sapata.



Figura 29. - Diagrama de distribuição do fator de influência de deformação (Fonte: CHEN, 2007 apud SCHMERTMANN et al., 1978)

Usando o diagrama simplificado do fator de influência, o recalque elástico na areia,  $S_e$ , pode ser calculado por:

$$S_{e} = C_{1}C_{2}C_{3}(q - \gamma D_{f})\sum \frac{I_{e}\Delta z}{E_{s}}$$
(2.158)

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\gamma D_f}{q - \gamma D_f}$$
(2.159)

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right) \tag{2.160}$$

(t em anos e sempre  $\geq$  0,1 e para considerar recalque imediato C<sub>2</sub> = 1)

$$C_3 = 1.03 - 0.03L/B \ge 0.73 \tag{2.161}$$

onde  $C_1$  é o fator de correção da profundidade de embutimento;  $C_2$  é a correção devido ao recalque secundário da areia (fenômeno semelhante à compressão secundária nas argilas) em função do tempo de carregamento;  $C_3$  é o fator de correção do formato da sapata;  $E_s$  é o módulo de elasticidade da areia; t é o tempo desde a aplicação do carregamento; L é o comprimento da fundação; B é a largura da fundação.

Baseado nas análises e pressupostos acima, a deformação média no reforço num certo grau de recalque da sapata pode ser calculada como:

$$\mathcal{E}_{avg} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}}$$
(2.162)

$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{s_e^2 + (z/2)^2}$$
(2.163)

$$L_{bc} = B \tag{2.164}$$

$$L_{ad} = B + z \tag{2.165}$$

onde  $S_e$  é o recalque da fundação a uma profundidade z abaixo do centro da sapata; z é a profundidade do reforço da fundação (=u + (i-1)h). A força de tração média,  $T_{avg}$ , desenvolvida no reforço pode ser obtida pela equação a seguir:

$$T_{avg} = J\varepsilon_{avg} \tag{2.166}$$

onde J é a resistência à tração do reforço.

A distribuição da deformação ao longo do reforço não é uniforme, ela é maior no ponto abaixo do centro da sapata e diminui com o afastamento desse ponto. Um triângulo de distribuição como mostrado na Figura 30 é adotado para descrever aproximadamente a real distribuição de deformação ao longo do reforço. A máxima deformação neste triângulo pode ser calculada como:

$$\varepsilon_{\max} = 2\varepsilon_{avg} \tag{2.167}$$



Figura 30. - Distribuição de deformação simplificada ao longo do reforço (Fonte: CHEN, 2007)

Solo Argiloso

Para fundações em solos argilosos com todos os reforços geossintéticos colocados dentro da profundidade de influência, é recomendado que se tome o valor de 1,5 ~ 2% e 0,5 ~ 0,8% para deformação no ponto central abaixo da sapata para camada superior e inferior dos geossintéticos respectivamente. As deformações dos geossintéticos localizados entre a parte superior e inferior das camadas podem ser de aproximadas por interpolação linear. A distribuição triangular como mostrado na Figura 30 pode ser assumida mais uma vez para descrever a real distribuição de deformações ao longo do reforço.

## d) Procedimento para o projeto de fundação em solo reforçado

A seguir um procedimento passo a passo recomendado para o projeto de uma fundação rasa com solo reforçado.

1. Adotar largura da base, B.

2. Calcular a capacidade de carga última para solo sem reforço, qu.

Determinar a pressão do carregamento ao longo da base da fundação rasa,
 q.

4. Selecionar um geossintético com o módulo de tração específico (J) e o layout apropriado do reforço.

	Valores típicos	Recomendados	
u/B	0.2 ~ 0.5	1/3	
h/B	0.2 ~ 0.5	1/3	
d/B	1.3 ~ 1.7	1.5	
I/B	4 ~ 6	5	

Tabela 9. - Recomendação de parâmetros para layouts de reforço

5. Determinar o possível tipo de ruptura para fundação em solo reforçado.

6. Determinar a força de tração, T, mobilizada no reforço, utilizando o método sugerido no item anterior "c)".

7. Calcular o acréscimo na capacidade de carga devido à contribuição do reforço.

8. Calcular capacidade de carga última para uma fundação de solo reforçado,  $q_{u(R)}. \label{eq:qu(R)}$ 

9. Calcular a capacidade de carga admissível para uma fundação de solo reforçado,  $q_{a(R)}$ .

 $q_{a(R)} = \frac{q_{u(R)}}{F_s}$ (2.168)

Onde  $F_S$  é o fator de segurança.

10. Se a capacidade de carga admissível para uma fundação de solo reforçado,  $q_{a(R)}$  for menor que a pressão de carregamento, q, repetir os passos 1 a 9.

Fonte: (CHEN, 2007).

e) Exemplo de aplicação

Os exemplos de aplicação foram concebidos baseados na metodologia de cálculo segundo Chen (2007).

• Esse é um exemplo de cálculo para areia reforçada:

Toda notação e procedimento de cálculo esta integralmente descrita no item 2.4.4.

Dados: B = 0.61 m, D<sub>f</sub> = 0.0 m,  $\gamma$  = 14.5 KN/m<sup>3</sup>, N = 2, u/B = 0.25, h/B = 0.25, q<sub>u</sub> = 270 kPa, (sem reforço em s/B = 10 %), J = 450 kN/m,  $\Phi$  = 37.9°, Es = 3525 kPa

1° Passo: Calcular o recalque da primeira e segunda camada de reforço

 $C_1 = 1$  (superficial),  $C_2 = 1$  (recalque imediato),  $C_3 = 1$  (quadrada)

Primeira camada (na profundidade z<sub>1</sub>=u):

Δz	Es	Z	١٤	lε Δz/ E <sub>s</sub>
(mm)	(mm)	(mm)		
152.5	3525	228.75	0.986	0.043
152.5	3525	381.25	1.175	0.051
152.5	3525	533.75	0.961	0.042
152.5	3525	686.25	0.747	0.032
152.5	3525	838.75	0.534	0.023
152.5	3525	991.25	0.320	0.014
152.5	3525	1143.75	0.107	0.005
	Σ			0.209

Tabela 10. - Cálculo do recalque para primeira camada de reforço

Fonte: (CHEN, 2007).

u/B = 0.25 = h/B = 0.25 ⇒ h = u = 0.1525 m = 152.5 mm

$$\sigma_{vp}' = \gamma (D_f + B/2) \text{ (sapata quadrada)}$$
  

$$\sigma_{vp}' = 14.5(0 + 0.61/2) = 4.4225$$
  

$$I_{ap} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - \gamma D_f}{\sigma_{vp}}} =$$
  

$$0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{270 - 14.5.0}{4.4225}} = 1.28135$$
(2.169)

Sapata quadrada:  

$$I_{\varepsilon} = 0.1 + 2(I_{\varepsilon p} - 0.1)z/b$$
; para z ≤ B/2;  
 $I_{\varepsilon} = (2/3)I_{\varepsilon p} \cdot (2-z/b)$ ; para B/2 ≤ z ≤ 2B;

$$S_{e1} = C_1 C_2 C_3 (q - \gamma D_f) \sum \frac{I_e \Delta z}{E_s}$$
  
= (1)(1)(1)(270 - 0)(0.209)  
= 56.419 mm (2.170)

## Segunda camada (na profundidade $z_2=u+h$ ):

Δz	Es	z	١٤	lε Δz/ $E_s$
(mm)	(mm)	(mm)		
152.5	3525	381.25	1.175	0.051
152.5	3525	533.75	0.961	0.042
152.5	3525	686.25	0.747	0.032
152.5	3525	838.75	0.534	0.023
152.5	3525	991.25	0.320	0.014
152.5	3525	1143.75	0.107	0.005
$\sum$				0.166
Fonte: (CHEN, 2007).				

Tabela 11. - Cálculo do recalque para segunda camada de reforço

$$S_{e2} = C_1 C_2 C_3 (q - \gamma D_f) \sum \frac{I \epsilon \Delta z}{E_s}$$
  
= (1)(1)(1)(270 - 0)(0.166) (2.171)  
= 44.902 mm

2° Passo: Calcular a força de tração nas primeira e segunda camada de reforço 1ª camada:

$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{s_{e1}^2 + (z_1/2)^2} = \sqrt{56.419^2 + (152.5/2)^2} = 94.854 mm$$

$$L_{bc} = B = 610 mm$$

$$L_{ad} = B + z_B = 610 + 152.5 = 762.5 mm$$
(2.172)

Deformação média:

$$\varepsilon_{avg} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}} = \frac{94.854 + 610 + 94.854 - 762.5}{762.5} = 4.88\%$$

$$\varepsilon_{max} = 2\varepsilon_{avg} = 2x4.88\% = 9.76\%$$
(2.173)

Deformação nas faces ac e bc da cunha triangular de solo:

$$\varepsilon = \frac{\frac{u}{\tan(\pi/4 + \phi/2)} + \frac{u}{2}}{\frac{B+u}{2}} \varepsilon_{\max} = 3.86\%$$

$$T_1 = J\varepsilon = 450 \times 3.86\% = 17.4 kN/m$$
(2.174)

2<sup>a</sup> camada:

$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{s_{e2}^2 + (z_2/2)^2} = \sqrt{44.902^2 + (305/2)^2} = 158.973 mm$$

$$L_{bc} = B = 610 mm$$
(2.175)

$$L_{ad} = B + z_B = 610 + 305 = 915$$
 mm

$$\varepsilon_{avg} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}} = \frac{158.973 + 610 + 158.973 - 915}{915} = 1.415\%$$

$$\varepsilon_{max} = 2\varepsilon_{avg} = 2x1.415\% = 2.83\%$$
(2.176)

$$\varepsilon = \frac{\frac{u}{\tan(\pi/4 + \phi/2)} + \frac{u+h}{2}}{\frac{B+u+h}{2}} \varepsilon_{\max} = 1.87\%$$

$$T_2 = J\varepsilon = 450 \times 1.87\% = 8.4 kN/m$$
(2.177)

3° Passo: Calcular o incremento de capacidade de carga  $\Delta q_T$ :

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^{N} \frac{12T_i [u + (i-1)h] \left[ 1 - 2\frac{u + (i-1)h}{B} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right]}{B^2} = 107kPa$$
(2.178)

4° Passo: Calcular a capacidade de carga última da areia reforçada:

$$q_{u(R)} = q_u + \Delta q_T = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_{\gamma} + \Delta q_T = 270 + 107 = 377kPa$$
(2.179)

• Esse é um exemplo de para argila siltosa reforçada:

Dados: B = 0.457 m, D<sub>f</sub> = 0.0 m,  $\gamma$  = 17.3 KN/m<sup>3</sup>, N = 5, u/B = 1/3, h/B = 1/3, q<sub>u</sub> = 896 kPa, s/B = 10 %, J = 323 kN/m,  $\Phi$  = 28, c = 25 kPa.

1° Passo: Definir as tensões nas diferentes camadas de reforço. (dados obtidos através de leituras em instrumentação).

$$T_1 = 2.65 \text{ kN/m}, T_2 = 2.24 \text{ kN/m}, T_3 = 1.83 \text{ kN/m}, T_4 = 1.42 \text{ kN/m}, T_5 = 1.01 \text{ kN/m}$$

2° Passo: Calcular a capacidade de carga última do solo não reforçado argilo siltoso.

$$N_{q} = 14.72, N_{c} = 25.8, N_{\gamma} = 16.72, d = 0.762m$$

$$q_{b} = 1.3cN_{c} + \gamma(d + D_{f})N_{q} + 0.4\gamma BN_{\gamma} = 1086kPa \qquad (2.180)$$

3° Passo: Calcular a capacidade de carga última do solo reforçado argilo siltoso.

$$K_{s} = 4.796, c_{a} = 25kPa, \delta = 28^{\circ}$$

$$q_{u(R)} = q_{b} + \frac{4c_{a}d}{B} + 2\gamma_{t}d^{2} \left(1 + \frac{2D_{f}}{d}\right) \frac{K_{s} \tan \phi_{1}}{B} - \gamma_{1}d + \frac{4\sum_{i=1}^{N} T_{i} \tan \delta}{B} = 1393kPa$$
(2.181)

2.5. Histórico da capacidade de carga de fundações superficiais

Como complementos da revisão bibliográfica, a seguir encontram-se três tabelas que buscam ilustrar resumidamente a evolução do histórico de pesquisa da capacidade de carga das fundações superficiais com e sem reforço, visando apontar toda a linha de tendência do processo evolutivo das pesquisas na temática e desse modo, embasar e auxiliar os pesquisadores que buscam informações sobre o tema.

## 2.5.1. Sem reforços

A Tabela 12 apresenta as principais contribuições, levantadas nesta dissertação, na temática da capacidade de carga de fundações superficiais sem reforços.

Tabela 12 Capacidade de carga de fundações superinciais		
Pesquisador / Pesquisadores	Contribuição	Observações
Prandtl, 1920	Teoria da plasticidade dos metais. Subsídios para as teorias das expressões matemáticas dos fatores de capacidade de carga	
Reissner, 1924	Subsídios para as teorias das expressões matemáticas dos fatores de capacidade de carga	
Terzaghi, 1925	Primeiras fórmulas para cálculo de capacidade de carga das fundações superficiais e profundas	
Ohde, 1938	Subsídios para as teorias das expressões matemáticas dos fatores de capacidade de carga	
Terzaghi, 1943	Tratamento racional utilizando-se dos resultados de Prandtl (1920) e Reissner (1924). Distinção dos tipos de ruptura (generalizada, localizada), fatores de capacidade de carga e fatores de capacidade de carga reduzidos	
Terzaghi, 1948	Mecânica dos solos na prática da engenharia	
Meyerhof, 1951	Aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi, utilizando-se dos trabalhos de Prandtl (1920), Reissner (1924) e Ohde (1938)	
Skempton, 1951	Capacidade de carga das argilas	Resultados experimentais
Meyerhof, 1953	Conceito de área efetiva	
Button, 1953	Capacidade de carga para condições heterogêneas do solo por estratificação	

Tabela 12. - Capacidade de carga de fundações superficiais

Meyerhof, 1955	Capacidade de carga da fundação com influência do lençol freático e rugosidade da fundação	
Meyerhof, 1957	Fundações em superfícies inclinadas (talude)	
Hansen, 1961	Capacidade de carga das fundações submetidas a um carregamento qualquer. Considera no cálculo excentricidade / inclinação da carga e forma / profundidade da fundação	
Balla, 1962	Teoria que permite a consideração da resistência de cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação	
Meyerhof, 1963	Aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi.	
Vesic, 1963	Distinção de três tipos de ruptura (generalizada, localizada e puncionamento) associando-os a areias. Capacidade de carga de fundações profundas em areia	
Hansen, 1965	Filosofia do projeto de fundações	
Pinto, 1965	Capacidade de carga de argilas com coesão linearmente crescente com a profundidade	
Brown e Meyerhof, 1969	Capacidade de carga para condições heterogêneas do solo por estratificação	
Vesic, 1969	Efeitos de escala e compressibilidade na capacidade de carga de fundações superficiais	
De Beer, 1970	Determinação experimental dos fatores de forma e de carga de uma areia	Modelos experimentais
Hansen, 1970	Passou a considerar no cálculo inclinação do terreno e da base da fundação. Revisão da fórmula de capacidade de carga	
Kézdi, 1970	Manual de mecânica dos solos. Zonas de plastificação	
Davis e Brooker, 1973	Capacidade de carga de uma fundação apoiada sobre uma camada de argila com coesão linearmente crescente com a profundidade	
Vesic, 1973	Carregamentos limite em fundações superficiais	
Meyerhof, 1974	Capacidade de carga de uma fundação apoiada em camada granular resistente sobrejacente a camada argilosa mole	
Vesic, 1975	Análise minuciosa dos mecanismos de ruptura	Contém resumo geral das contribuições de Vesic (1963, 1969, 1973)
Matar e Salençon, 1977	Capacidade de carga de uma sapata corrida apoiada sobre uma camada de argila com coesão constante e linearmente variável com a profundidade	
Lopes, 1979	Análise dos campos de deslocamentos para distinguir o modelo de ruptura (válido para areias e argilas)	Modelos numéricos
Hanna e Meyerhof, 1980	Capacidade de carga de uma fundação apoiada em camada granular resistente sobrejacente a camada argilosa nole	
Kenny e Andrawes, 1997	Capacidade de carga de uma fundação apoiada em camada granular resistente sobrejacente a camada argilosa mole	Modelos experimentais

# 2.5.2. Com reforços

A Tabela 13 apresenta as principais contribuições, levantadas nesta dissertação, na temática da capacidade de carga de fundações superficiais com reforços.

Pesquisador / Pesquisadores	Contribuição	Observações
Binquet e Lee, 1975a	Modelos reduzidos reforçando um tipo de solo com tiras metálicas, e introduziram o conceito da taxa de capacidade de carga, o BCR	Modelos reduzidos BCR ≈ 4
Binquet e Lee, 1975b		Modelos reduzidos BCR ≈ 4
Akinmusuru e Akinbolade, 1981	Continuação dos trabalhos de Binquet e Lee, 1975	Modelos reduzidos BCR ≈ 4
Giroud e Noiray, 1981	Reforços geossintéticos de rodovias	
Brown e Poulos, 1981	Inclusão de geotêxteis. Influência do número de camadas de reforço e a distância ideal para a colocação da primeira camada de reforço, mantendo os demais parâmetros	
Ingold e Miller, 1982	Argila reforçada	Modelo analítico / reduzido
Schlosser et al., 1983	Inclusão de geotêxteis. Influência do número de camadas de reforço e a distância ideal para a colocação da primeira camada de reforço, mantendo os demais parâmetros	
Fragaszy e Lawton, 1984	Compreensão dos efeitos da densidade do solo e do comprimento do reforço no processo de melhoria da capacidade de carga	Modelos reduzidos
Guido et al., 1985	Inclusão de geotêxteis. Influência do número de camadas de reforço e a distância ideal para a colocação da primeira camada de reforço, mantendo os demais parâmetros	
Guido et al., 1986	Comparação entre o geotêxtil e a geogrelha	
Guido et al., 1987	Geogrelhas em areias	
Guido e Christou, 1988	Georedes	
Dawson e Lee, 1988	Realizaram ensaios em modelos de verdadeira grandeza em local com solo argiloso mole	
Das, 1989	Modelos reduzidos com uma camada de areia sobre uma camada de argila, colocando um geotêxtil na interface destas duas camadas	Modelos reduzidos BCR ≈ 2 a 4
Huang e Tatsuoka, 1990	Capacidade de carga de um solo arenoso reforçado	
Tanabashi et al., 1992	Modelagem numérica com elementos finitos para avaliar a capacidade de carga de solos reforçados com geotêxteis	Modelos numéricos

Tabela 13. - Capacidade de carga de fundações superficiais com reforços

Omar et al, 1993	Modelos reduzidos de sapatas apoiadas em areias puras, nos quais avaliam diversos parâmetros geométricos, tais como comprimento de ancoragem, relação entre os lados da sapata, quantidade de camadas de reforço, etc	Modelos reduzidos BCR ≈ 2 a 4
Shin et al., 1993	Realizaram ensaios similares aos de Omar (1993), entretanto usando solo argiloso	
Khing et al., 1993	Comportamento de fundações reforçadas com geossintéticos estudando os efeitos do reforço em deformações inferiores as de ruptura	Modelos reduzidos
Khing et al.,1994	Modelos reduzidos com uma camada de areia sobre uma camada de argila, colocando uma geogrelha na interface destas duas camadas	Modelos reduzidos
Manjunath e Dewaikar, 1996	Ganhos de capacidade crescentes em função da inclinação da carga aplicada	Modelos reduzidos
Nataraj et al. ,1996	Simulações numéricas	Modelos numéricos
Adams e Coolin, 1997	Modelo em grande escala	
Fabrin, 1999	O uso de geossintéticos no reforço de fundações	
Fabrin e Queiroz, 1999	Comparações entre modelos numéricos e reduzidos	
Haza et al., 2002	Realizaram estudos em modelo centrifugado	
Shin et al., 2002	Avaliação do aumento d o módulo cisalhante do solo em função da quantidade de camadas de reforços	Modelos reduzidos
Pospisil e Zednik, 2002	Ensaios com modelos reduzidos	Modelos reduzidos

# 2.5.3. Com reforços e relação direta com temática do trabalho

**T** I I I I O

A Tabela 14 apresenta as principais contribuições, levantadas nesta dissertação, na temática da capacidade de carga de fundações superficiais com reforços, voltada especificamente ao escopo do trabalho: Fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil.

c. . .

.. . .

l abela 14 Capacidade de carga de fundações superficiais com reforços geotexteis em solo arenoso			
Pesquisador / Pesquisadores	Contribuição	Observações / Palavras chave	
Binquet e Lee, 1975a	Modelos reduzidos reforçando um tipo de solo com tiras metálicas, e	Modelos reduzidos BCR ≈ 4	
		Solo arenoso	

		Modelos reduzidos
Binquet e Lee, 1975b		BCR ≈ 4
		Solo arenoso
Milovic, 1977	Testes de capacidade de carga em areias reforçadas	Solo arenoso
Patel, 1981	Comportamento tensão x deformação em sapatas corridas e circulares em areias médias densas reforçadas	Solo arenoso
Patel, 1982	Influência da forma da sapata em areias reforçadas	Solo arenoso
Andrawes et al., 1983	Comportamento de um solo arenoso reforçado com geotêxtil carregado por uma sapata corrida.	Solo arenoso
Fragaszy e Lawton, 1984	Compreensão dos efeitos da densidade do solo e do comprimento do reforço no processo de melhoria da capacidade de carga	Modelos reduzidos Solo arenoso
Guido et al., 1985	Capacidade de carga de uma fundação reforçada com geotêxteis	
Dixit, 1985	Investigações experimentais em modelos de sapatas superficiais apoiadas em solo arenoso reforçado	Solo arenoso
Guido et al., 1986	Comparação entre o geotêxtil e a geogrelha	
Nishigata e Yamaoka, 1987	Capacidade de carga de um solo fofo reforçado com geotêxil	
Guido, 1987	Discussões sobre capacidade de carga de solos arenosos reforçados	Solo arenoso
Madav, 1989	Aumento da capacidade de carga usando geotêxteis	Geotêxteis
Mahmoud e Abdrabbo,1989	Testes de capacidade de carga em sapatas corridas apoiadas em areias reforçadas	Solo arenoso
Manjunath,1989	Capacidade de carga de areias reforçadas	Solo arenoso
Puttabasave Gowda, 1989	Estudo de modelos em solos arenosos reforçados	Solo arenoso
Farid, 1990	Comportamento de sapatas em solo arenoso com reforço em geotêxtil	Solo arenoso Geotêxteis
Haroon et al., 1990	Estudo do comportamento de fundações circulares em areias reforçadas com geotêxteis.	Solo arenoso
Huang e Tatsuoka, 1990	Capacidade de carga de um solo arenoso reforçado	Solo arenoso
Jones e Dawson, 1990	Solos reforçados para edifícios	
Mandal e Manjunath, 1990	Capacidade de carga de uma areia reforçada com uma única camada de geossintético	Solo arenoso
Mandal et al., 1991	Capacidade de carga de um solo arenoso reforçado com geossintético através de modelos experimentais e de elementos finitos	Solo arenoso Modelos numéricos Modelos reduzidos
Chandreshekharn, 1992	Softwares para capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos	Softwares
Dixit, 1992	Capacidade de carga de um solo reforçado com geotêxtil	Geotêxtil
Mazic e Horace, 1992	Fundamentos do estudo do reforço de camadas de areia em modelos	Solo arenoso
Tanabashi et al., 1992	Modelagem numérica com elementos finitos para avaliar a capacidade de carga de solos reforçados com geotêxteis	Modelos numéricos Geotêxteis
Dixit e Mandal, 1993	Capacidade de carga de um solo reforçado com geossintético	Cálculo variacional
Khing et al., 1993	Comportamento de fundações reforçadas com geossintéticos estudando os efeitos do reforço em deformações inferiores as de ruptura	Modelos reduzidos Solo arenoso
Patel e Patel, 1993	Capacidade de carga de solos reforçados	
Al-Ashou et al., 1994	Pressão devido a uma sapata retangular adjacente em solo arenoso	Solo arenoso

reforçado				
Nataraj et al. ,1996	Simulações numéricas em areias reforçadas	Modelos numéricos Solo arenoso		
Kurian et al., 1997	Recalques de fundações em solos arenosos reforçados	Solo arenoso		
Lee et al., 1999	Modelo numérico / reduzido de sapata corrida em solo granular reforçado	Solo granular Modelos numéricos Modelos reduzidos		
Mekkiyah e Alansari, 2003.	Sapata circular em areia reforçada	Solo arenoso		
Chen, 2007	Estudo experimental das características e peculiaridades de uma fundação em solo reforçado			
Sadoglu <i>et al.</i> , 2009	Capacidade de carga para carregamentos excêntricos em modelo de sapata corrida apoiada em solo arenoso reforçado com geotêxtil	Solo arenoso Modelo reduzido		
Sharma <i>et al</i> ., 2009	Modelagem analítica de fundações reforçadas			
Lovisa <i>et al.,</i> 2010	Capacidade de carga de sapata circular apoiada em solo arenoso com reforço em geotêxtil pré-tensionado			

# 3. MATERIAIS E MÉTODOS - CRIAÇÃO DOS MODELOS

Neste capítulo é abordada a metodologia de construção de um modelo em escala reduzida de uma fundação superficial no estado plano de deformação. Basicamente, propõe-se um modelo para avaliar a capacidade de carga de uma sapata corrida sobre solo arenoso fofo, com a introdução de uma única camada de reforço em geotêxtil, e parâmetros geométricos (Figuras 40, 41 e 42) devidamente pautados por estudos consagrados discutidos no trabalho, buscando um aumento do BCR (*Bearing Capacity Ratio*) e atenuação de deformações.

Propõe-se observar todo o processo de propagação de tensões, mobilização de resistência e deslocamentos, através de uma interpretação fotográfica de cada estágio de carregamento do modelo. Uma nova proposta de posicionamento do geotêxtil, diferente da planar horizontal, visando também aumentar o BCR e atenuar as deformações do sistema, encontra-se também descrita neste capítulo.

## 3.1. Trabalho experimental

Os principais elementos do modelo experimental em escala reduzida são o tanque de ensaio, a sapata corrida, o sistema de carregamento, o geotêxtil e a areia. Tais elementos encontram-se descritos e devidamente apresentados a seguir.

#### 3.1.1. Tanque

A sapata corrida corresponde ao estado plano de deformações. Segundo Sadoglu *et al.* (2009), existem duas condições para garantir o estado plano de deformações. A primeira impõe que a deformação longitudinal do sistema seja "zero" ( $\varepsilon_y = 0$ . Onde,  $\varepsilon_y = \frac{dW}{W}$  é a deformação na direção longitudinal, dW é a deformação total lateral do tanque e *W* a largura do tanque). Isso implica que os planos frontais e traseiros do modelo têm que ser suficientemente rígidos para garantir tal condição. A segunda condição impõe que o atrito entre o solo e as faces internas frontais e traseiras seja zero. Isso implica que as faces internas não podem oferecer nenhum atrito com o solo.

Se tais condições não podem ser respeitadas integralmente, algum critério deve ser estabelecido para que o modelo fique concebido de forma a chegar o mais próximo possível de tais condições, caso contrário os resultados experimentais não serão representativos para o caso de estado plano de deformações.

As dimensões internas do tanque para o ensaio são de 964 mm de comprimento, 202 mm de largura e 682 mm de altura. As dimensões externas são de de 1000 mm de comprimento, 227 mm de largura e 700 mm de altura. A traseira, as laterais e o fundo do tanque foram executados em madeira de compensado naval de 18 mm de espessura e a parte frontal da caixa foi executada em acrílico translúcido polido de 7 mm de espessura para a observação das deformações do material de fundação e a possível superfície de ruptura.

Todo o conjunto de composição do tanque (chapas de madeira e chapa acrílica) foi parafusado, garantindo as dimensões internas e externas rigorosamente precisas. Para conferir rigidez, intertravamento das arestas da caixa e restrição de deslocamentos, cantoneiras em aço foram integradas e soldadas de forma a coroar a

110

parte superior e inferior do tanque. As cantoneiras de abas iguais possuem altura de  $38,1 \text{ mm} (1 \frac{1}{2})$  e espessura de 3,715 mm (1/8).

Na parte frontal da caixa pode-se observar que as cantoneiras de abas iguais foram soldadas de forma a se obter a configuração de um "T". Conferindo ainda mais rigidez na face frontal e impedindo qualquer tipo de deslocamento, flambagem ou flexão na região das arestas do tanque, em função da menor espessura da chapa acrílica e da ordem de grandeza do carregamento aplicado.

Ainda, a meia altura do tanque foi introduzido um sistema de eliminação de possíveis flexões do material acrílico, composto por uma duas cantoneira de abas iguais com 50,8 mm (2") de altura e 6,35 mm (1/4") de espessura, uma na parte frontal e outra na parte traseira ligadas por um sistema de parafusos, arruelas e porcas presos com pressão.

Todas as paredes internas de madeira do tanque têm suas faces livres de qualquer saliência e acabamento interno em lâminas de fórmica polidas. A face interna acrílica teve um polimento executado mecanicamente.

Todos esses cuidados foram tomados para minimizar ao máximo qualquer tipo de atrito lateral e possíveis deformações do tanque, garantindo assim uma situação muito próxima ao estado plano de deformações.

Pode-se observar que a face translúcida exterior tem uma malha que serve de referência de escala e simetria para construção do modelo, as linhas são compostas por um eixo central de simetria (azul), linhas formando camadas de 2,5 cm (preto) e linhas guia formando camadas de 10 cm.

Todas as considerações relacionadas ao tanque de ensaio podem ser conferidas nas Figuras 31 e 32.

111



Vista frontal – Medidas em mm



Figura 31. - Disposições construtivas do tanque de ensaio



Figura 32. - Disposições gerais do tanque de ensaio

# 3.1.2. Modelo da fundação

A sapata de fundação possui: 200 mm comprimento, 100 mm largura (B) e 12,7 mm espessura, como pode ser observado na Figura 33.



Figura 33. - Sapata de fundação

A espessura e o material (Alumínio) foram adotados de forma a conferir rigidez à sapata, com tal premissa atendida, a fundação pode ser enquadrada na condição rígida. A base da sapata foi preparada com uma mistura de areia da fundação e cola, conferindo a condição de fundação rugosa, e dessa forma, criando força atrito entre a base da fundação e o solo. Na porção central da sapata foi executado um rebaixo esférico com raio compatível com uma esfera de metal, cuja finalidade é de transmitir os esforços pontualmente possibilitando giro da fundação. Tal situação pode ser observada na Figura 34.



Figura 34. - Rebaixo, esfera de metal e base da fundação

Segundo Simons & Menzies (1981), a profundidade z = 4.B numa sapata corrida, corresponde à propagação de 10% do bulbo de tensões da sapata. Segundo Fabrin (1999), há um consenso entre os diversos autores, de que o comprimento do geossintético deve ser de aproximadamente de 5.B para uma melhor eficácia do reforço. Isso justifica as medidas do tanque de ensaio se precavendo de possíveis interferências e limitações.

#### 3.1.3. Areia

A areia utilizada nos ensaios possui uma curva granulométrica que pode ser observada na Figura 35. O material provém de cavas de extração da cidade de Americana – SP.



#### DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Figura 35. - Distribuição granulométrica da areia

A distribuição granulométrica do material foi obtida utilizando-se a metodologia preconizada na NBR 7181:1984 e a preparação das amostras de acordo com a NBR 6457:1986.

Trata-se de uma areia predominantemente fina a média (NBR 6502:1995), sem a presença de argila, silte ou pedregulhos. O material tem o diâmetro dos grãos variando de 0,06 a 0,60 mm, uma areia mal graduada e seca. A areia passou por um processo de secagem, no qual toda sua umidade foi removida. O conteúdo de areia utilizado no ensaio foi espalhado em lonas plásticas, ficando a altura final das camadas de areia com espessura inferior a 2 cm. Esse material foi seco ao ar livre durante o período de 2 semanas e destorroado manualmente. Testes de teor de umidade foram realizados e indicaram uma umidade inferior a 0,2 %.

O ângulo de atrito da areia foi estimado através de ensaios de cisalhamento direto na densidade relativa ( $D_r$ ) utilizada na moldagem do modelo (que será detalhada no Item 3.1.6) de 16,67 %, resultando aproximadamente em 30°.

O  $\gamma_s$  do material foi obtido através do ensaio de peso específico dos sólidos (ou dos grãos), cujo resultado obtido foi de 26,52 kN/m<sup>3</sup>. Com tal resultado foram determinados os pesos específicos máximo (segundo a NBR 12004:1990) e mínimo (segundo a NBR 12051:1990) da areia, respectivamente, 17,69 e 14,04 kN/m<sup>3</sup>. O peso específico da areia nas condições de moldagem do ensaio ficou com o valor igual a 14,54 kN/m<sup>3</sup>.

Quanto aos índices de vazios, o índice máximo detectado para a amostra foi de 0,89 e o mínimo de 0,50, o valor do índice de vazios nas condições de moldagem ficou com o valor igual a 0,82.

117

Com base em todos os dados apresentados, fica caracterizado o solo utilizado para apoio da fundação do modelo, demais características e o resumo geral dos dados encontrados podem ser observados na Tabela 15.

Características	Valor		
Unified Soil Classification System	SP		
D <sub>10</sub>	0,11 mm		
D <sub>30</sub>	0,20 mm		
D <sub>60</sub>	0,30 mm		
Coeficiente de uniformidade (C <sub>u</sub> )	2,73		
Coeficiente de curvatura (C <sub>c</sub> )	1,21		
Índice mínimo de vazios (e <sub>min</sub> )	0,50		
Índice máximo de vazios (e <sub>máx</sub> )	0,89		
Índice de vazios no ensaio (e)	0,82		
Peso específico relativo dos sólidos do solo (G)	2,65		
Peso específico seco mínimo	14,04 kN/m <sup>3</sup>		
Peso específico seco máximo	17,69 kN/m <sup>3</sup>		
Peso específico da areia no ensaio	14,54 kN/m <sup>3</sup>		
Densidade relativa durante o ensaio (D <sub>r</sub> )	16,67 %		
Ângulo de atrito interno (ø)	30°		
Classificação da areia baseada na densidade relativa	Fofa		

Tabela 15. - Propriedades da areia

Na Figura 36 pode-se observar o material em questão.



Figura 36. - Areia utilizada no modelo 118

## 3.1.4. Sistema de carregamento

O sistema de carregamento é composto por um macaco hidráulico acoplado a um pórtico de aço, comumente utilizado para ensaios de elementos estruturais do tipo vigas, placas e pilares. Tal pórtico encontra-se engastado a um piso estrutural reforçado, confeccionado de forma a se obter elevada rigidez em todo o entorno do sistema de carregamento, o que garante que as deformações ficarão restritas ao solo de fundação do modelo. (Figura 37)



Figura 37. - Sistema de aplicação de carga (visão geral)

O tanque de areia fica apoiado no piso reforçado. Para garantir uma altura ideal aos ensaios, vigas de concreto armado de alto desempenho foram introduzidas entre o piso e o tanque. O sistema de carregamento possui uma capacidade de carga muito superior a ordem de grandeza dos valores encontrados nos ensaios dos modelos.

A aquisição dos valores do carregamento é feita pela leitura de um anel de carga (com capacidade de 50 kN), acoplado ao pistão do macaco hidráulico através de uma peça usinada em aço. O carregamento por sua vez, é transmitido a uma haste metálica que tem sua ponta apoiada ao modelo de fundação descrito no item 3.1.2.



Figura 38. - Sistema de aplicação de carga

Os deslocamentos da sapata de fundação são observados através de dois relógios comparadores analógicos de precisão de centésimo de milímetro, posicionados de maneira oposta na porção central da sapata de fundação. Cada relógio pode medir deslocamentos de até 30 mm, o que corresponde a um recalque de 30% da largura da fundação do modelo.

As bases magnéticas que estão afixadas em cantoneiras de abas iguais, presas ao topo metálico do tanque de ensaio (Figura 38), funcionam como suporte para os relógios comparadores.

O carregamento é aplicado através de estágios de cargas, a quantidade de estágios é dimensionada de forma a se conseguir uma curva carga x recalque bem definida, ou seja, os estágios são porcentagens de um carregamento de ruptura, seja a ruptura convencional ou física, cujos critérios serão detalhados no item 3.1.8.

Em função do material de fundação do modelo (solo arenoso) possuir recalques predominantemente de natureza instantânea, cada estágio de carga somente é avançado quando se obtiver uma estabilização de recalques da ordem de 0,01 mm / minuto.

## 3.1.5. Geotêxtil

O geotêxtil tecido utilizado no reforço da fundação do modelo tem suas características expressas na Tabela 16 e sua aparência apresentada na Figura 39.

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

Tabela 16. - Características do reforço


Figura 39. - Geotêxtil

Maiores considerações sobre a escolha do material de reforço e disposições geométricas serão detalhadas nos Itens 3.1.6 e 3.1.7.

# 3.1.6. Considerações construtivas e processo de ensaio

A configuração geométrica proposta pode ser verificada nas Figuras 40, 41, 42.



Figura 40. - Parâmetros geométricos do esquema de reforço (u, l, B)



Figura 41. - Planta do esquema de reforço



Figura 42. - Esquema geral

Muitos procedimentos foram tomados com relação à concepção da metodologia construtiva do modelo.

A garantia da reprodutividade da porosidade (e como conseqüência da densidade relativa) do solo entre ensaios é alcançada através da definição de um procedimento de moldagem do modelo. Neste caso, optou-se pela moldagem através do procedimento de chuva de areia. Especificamente, definiu-se uma vazão constante de queda de areia através de um aparato aplicador (Figura 43), e calibrou-se a densidade do material como função da altura de queda da areia, medida entre o fim do dos furos do aparato e a superfície do modelo.



Figura 43. - Aparato aplicador

Para o caso do modelo em estudo optou-se (conforme as características da areia expressas no item 3.1.3) por uma moldagem que gera uma densidade relativa (D<sub>r</sub>)

de 16,67%, ou seja, uma areia fofa. Tal situação faz com que a areia do modelo apresente um índice de vazios (e) igual a 0,82 e um peso específico igual a 14,54  $kN/m^3$ .

Para garantir tais características, o processo de moldagem deve que seguir algumas etapas. Como a parede frontal translúcida da caixa de ensaio apresenta uma malha quadrada primária de graduação 10 cm, uma secundária de graduação 2,5 cm e as geometrias internas e externas do tanque de ensaio são controladas, é possível estabelecer o quanto de massa de areia nas condições do ensaio será necessária para preencher cada camada de 2,5 cm de altura de areia no tanque.

O processo de chuva de areia, com o aparato aplicador a uma altura de queda de 10 cm, garante as características necessárias à areia do modelo. Com o peso específico da areia e o volume da cada camada (4868,20 cm<sup>3</sup>) é possível inferir que a massa a ser moldada em cada camada é de 7077 g.

Inicialmente pesa-se a quantidade de areia necessária para confecção da meia camada com uma balança de precisão de 1g (Figura 44).



Figura 44. - Pesagem do material

A areia após sua pesagem é introduzida no interior do aparato (Figura 45).



Figura 45. - Introdução da areia no aparato

O aparato aplicador é tampado e a altura de queda é conferida através de um barbante com 10 cm de comprimento (Figura 46).



Figura 46. - Aparato aplicador tampado e conferência da altura de queda

Em seguida, é iniciada a confecção da primeira metade da camada do modelo e o procedimento é repetido para a segunda metade da camada, com isso têm-se a primeira camada confeccionada. Ao término da construção da camada, pequenas imperfeições e variações de alturas do material são regularizadas com uma régua de tamanho igual à largura interna da caixa, dando o acabamento final para cada camada de 2,5 cm de altura, pode-se observar que a montagem atende as premissas iniciais, pois o material fica com o volume de cálculo estipulado (Figura 47).



Figura 47. - Confecção e regularização das camadas

O procedimento é repetido até que se chegue à cota final de apoio da sapata.

Quanto ao posicionamento do reforço, optou-se, baseado na revisão bibliográfica, buscar uma configuração que otimiza o BCR (*Bearing Capacity Ratio*), para uma camada única de reforço planar.

Sharma *et al.* (2009) apresentam uma compilação de dados e comparações a respeito da modelagem em solos reforçados, segundo os autores, diferentes estudos de diferentes pesquisadores com diferentes especificações de reforços e configurações de layout levaram, após vasta revisão bibliográfica, as seguintes conclusões:

- A primeira camada de reforço deverá estar situada próxima da base da sapata a uma profundidade ótima de u = 0,2.B a 0,5.B (onde B é a largura da sapata);
- O espaçamento vertical (h) entre os reforços deverá estar entre 0,2.B a 0,5.B;
- A máxima profundidade total do sistema de reforço (d), deverá variar entre 1,0.B e 2,0.B;
- O comprimento do reforço (I) deverá variar entre 2,0.B a 8,0.B;
- Reforços com maior módulo de elasticidade apresentam melhor desempenho que os de menor módulo de elasticidade.

Tais configurações maximizam a eficiência do sistema de reforço. Dessa forma a posição escolhida para a camada única de reforço planar foi de u = 1/3 B e I = 5B.

Nos ensaios com reforços, a aplicação do material geossintético de reforço ocorre nas cotas pré-determinadas com a regularização do material de fundação (Figura 48). O reforço é colocado sobre a areia e em seguida é reiniciado o processo de confecção até a cota de apoio da sapata.



Figura 48. - Aplicação do reforço

Ao se atingir a cota da sapata é realizada a montagem do sistema de carregamento. A sapata é apoiada sobre a superfície regularizada no eixo de simetria do tanque de ensaio, uma esfera metálica é colocada no rebaixo da sapata de fundação e a haste metálica é baixada pelo macaco hidráulico até tocar a esfera metálica. A partir de então, todas as leituras iniciais são anotadas (Figura 49).



Figura 49. - Montagem da etapa final

As leituras do sistema de carregamento (item 3.1.4) são realizadas em pares de leituras de deformação (relógio esquerdo e direito) e uma leitura de carga após a estabilização dos recalques a cada estágio de carga. Para a leitura de deformação é realizada uma média entre os deslocamentos esquerdo e direito. Com os dados é montada uma curva de carga x recalque para cada situação analisada do modelo.

#### 3.1.7. O efeito escala no modelo

Um fator importante a ser levado em consideração num modelo reduzido é a similaridade mecânico-geométrica entre protótipo (campo) e modelo reduzido (laboratório). Definidos como fatores de escala, estes aspectos relacionam a resposta observada em um modelo com o respectivo comportamento de um protótipo hipotético.

Para o modelo em estudo não foi empregado o ambiente de gravidade induzida (ensaio em centrifuga), ou seja, os modelos reduzidos deste trabalho encontram-se em gravidade terrestre, dessa forma existe similitude cinética  $\alpha_c = 1$ , onde  $\alpha_c$  (fator de escala cinético) é expresso por:

$$\alpha_{c} = \frac{a_{p}}{a_{m}}$$

$$a_{p} = \text{aceleração do protótipo}$$

$$a_{m} = \text{aceleração do modelo}$$
(3.1)

O fator de escala geométrico entre protótipo e modelo, N, define a relação entre os comprimentos do protótipo e modelo, matematicamente, N é definido por:

$$N = \frac{L_p}{L_m}$$

$$L_p = \text{comprimento do protótipo}$$

$$L_m = \text{comprimento do modelo}$$
(3.2)

Tal equação indica que o comprimento do modelo deverá ser sempre N vezes menor que o comprimento do protótipo.

Dell'Avanzi *et at.* (2006), baseados na definição do fator de escala geométrico e cinético, apresentam a Tabela 17, realizando a correlação dos fatores de escala a serem observados em modelos testados em gravidade terrestre de modo a garantir similitude de comportamento entre modelo e protótipo.

Tabela 17 Fatores de escala			
Grandeza	Fator de escala		
	(protótipo/modelo)		
Aceleração	1		
Comprimento	N		
Área	$N^2$		
Volume	$N^3$		
Força	$N^3$		
Densidade	1		
Massa	$N^3$		
Peso Específico	1		
Tensão	N		
Ang. Atrito	1		
Porosidade	1		
Módulo de	N		
Elasticidade			
Intercepto	N		
Coesivo			

Fonte: (DELL'AVANZI et at., 2006).

Assume-se que o modelo e o protótipo são constituídos pelo mesmo solo. Analisando-se os fatores de escala, pode-se observar que, para garantir a similitude entre protótipo e modelo é necessário que a porosidade e o ângulo de atrito do solo do modelo sejam iguais à porosidade e ângulo de atrito do solo do protótipo.

Dessa forma fica fundamentada a opção de um solo arenoso para o modelo desse estudo, pois com tal opção não há a necessidade de se escalar a magnitude do intercepto coesivo.

Segundo Dell'Avanzi *et at.* (2006), observa-se na Tabela 17 que o peso específico e a porosidade do modelo ensaiado devem ser iguais ao peso específico e porosidade do protótipo. Isto significa que o arranjo das partículas do solo do modelo é idêntico ao arranjo das partículas do solo do protótipo. Tal similitude é importante de ser

observada, pois condiciona que os mecanismos de solicitação e instabilização da massa de solo do modelo sejam similares aos mecanismos do solo do protótipo.

Segundo a norma brasileira para classificação dos solos e rochas, NBR 6502:1995, a classificação dos solos de acordo com sua granulometria, é realizada conforme a Tabela 18.

Classificação	Escala segundo a ABNT
Argila	menor que 0,002 mm
Silte	entre 0,06 e 0,002 mm
Areia	entre 2,0 e 0,06 mm
Pedregulho	entre 60,0 e 2,0 mm

Tabela 18. - Classificação granulométrica do solo

Fonte: adaptado de (NBR 6502:1995)

Dessa forma é possível avaliar que o solo empregado no estudo (areia) encontra-se numa faixa granulométrica que vai de 2,00 mm a 0,06 mm de diâmetro dos grãos.

Baseado em Dell'Avanzi *et at.* (2006), pode-se chegar à conclusão que o tamanho da partícula de solo em estudo não sofrerá efeitos de escala em função do tamanho reduzido do modelo, garantindo a similitude entre o arranjo das partículas do modelo e do protótipo.

Quanto à escolha do geossintético do reforço, optou-se por um material disponível no mercado que não apresentasse grandes efeitos de escala no modelo. Logo, o geotêxtil tecido, por apresentar suas características geométricas estáveis e não possuir uma espessura que pudesse influenciar no ensaio, diferentemente das geogrelhas, por exemplo, apresentou-se como um dos geossintéticos mais adequados a uma modelagem em escala reduzida.

134

As características mecânicas do reforço, também foram determinadas em função de garantir similitude entre modelo reduzido e protótipo de verdadeira grandeza. Logo, optou-se por um material, cuja resistência mecânica está entre as menores encontradas no mercado, para que seja possível a extrapolação para um caso de verdadeira grandeza.

#### 3.1.8. Critérios de ruptura adotados no modelo

Segundo Décourt (1996), a execução de provas de carga estáticas constitui-se, na melhor maneira de se avaliar a capacidade de carga de fundações. Porém na maioria dos casos, a ruptura física não ocorre, exigindo a adoção de critérios de ruptura ou de extrapolação da curva carga-recalque para que essa situação seja configurada.

Desse modo, faz-se necessário o uso de um método para avaliar a ruptura física da fundação que permita a visualização de todo o processo de carregamento de uma fundação do início até a completa plastificação do solo.

Entende-se por ruptura física com um evento onde um dado aumento finito de carga corresponde a um aumento infinito de deformação. A impossibilidade prática de se aplicar essa definição exige a adoção de critérios de ruptura.

Décourt (1996) propõe um novo critério para definir a ruptura, tal critério baseiase no conceito de rigidez. Define-se rigidez de uma fundação R a relação entre a carga aplicada Q e o recalque s que ela provoca.

$$R = \frac{Q}{s} \tag{3.3}$$

Para qualquer tipo de fundação, a tendência geral é de que a rigidez diminua a medida que os recalques aumentam. A ruptura pode então ser definida como sendo a carga que corresponde a um valor de rigidez nulo.

De acordo com Décourt (1996), colocam-se os valores de R=Q/s em ordenadas e os valores de Q em abscissas. Quanto menor a rigidez atingida no ensaio, mais precisa será a estimativa da carga de ruptura. O gráfico de rigidez permite visualizar claramente a que distância se está da ruptura física, que por sua vez é definida de forma clara e precisa, por extrapolação linear ou logarítmica, como sendo o ponto de carga da curva R x Q correspondente à rigidez zero.

Décourt (1996) ressalva que as sapatas, objeto de estudo deste trabalho, não têm, na prática, condições de ter sua ruptura física determinadas, visto que a curva R x Q apresenta uma assíntota sub horizontal de pequeno coeficiente angular. Porém, de qualquer forma, para um dado nível de carregamento a distância da curva ao eixo das abscissas dará sempre uma idéia da sobra de resistência ainda disponível.

Essa sobra de resistência é em geral pequena e como as deformações necessárias à sua mobilização são muito elevadas, pouco interessa na prática conhecer a carga real da ruptura física, a não ser como uma referência, sendo mais que suficiente trabalhar-se com as cargas de ruptura convencionais (por exemplo, 10% da largura B da sapata).

Vesic (1975) fez uma extensa revisão bibliográfica a respeito do critério de ruptura de fundações. No caso da ruptura geral, fica claro definir qual foi o carregamento limite. Porém, nos caso da ruptura local e por puncionamento, o carregamento limite não é claramente definido.

Segundo Vesic (1975), quando não é possível estabelecer um critério claro de ruptura, é aconselhável realizar as provas de carga em solos compressíveis ou fofos a recalques da ordem de 25% da largura da fundação. Nos casos onde o carregamento

136

de pico não se estabiliza, é conveniente adotar a ruptura como 10% da largura da fundação.

Desse modo, nesse trabalho, as provas de carga foram dimensionadas de forma a atingir recalques da ordem de 30 % da largura da fundação (30 mm). Como existem muitos critérios nominais de ruptura, optou-se por avaliar comparativamente as deformações dos modelos em 5, 10, 15 e 20 % de deformação da fundação.

Os estágios de carga foram dimensionados em função do resultado de previsões teóricas, encontrou-se a ordem de grandeza do carregamento de ruptura para o caso sem reforço por metodologias consagradas, como por exemplo, o de Vesic (1975). E como citado no item 3.1.4, a quantidade de estágios é dimensionada de forma a se conseguir uma curva carga x recalque bem definida, ou seja, os estágios são porcentagens de um carregamento de ruptura.

O ensaio padrão, para o caso de solo sem reforço, foi realizado com aproximadamente 20 estágios de carga, até o fim do curso do relógio comparador (30 mm). Os estágios tiveram seu valor numérico aumentado, em função do aumento de resposta da capacidade do solo para o caso reforçado, sempre respeitando a ordem de grandeza de aproximadamente 20 estágios de carga.

Em função do material de fundação do modelo (solo arenoso) possuir recalques predominantemente de natureza instantânea, cada estágio de carga somente é avançado quando se obtiver uma estabilização de recalques da ordem de 0,01 mm / minuto.

137

### 3.1.9. Marcadores de deformação

Visando abordar a questão das deformações e formas de ruptura do modelo, optou-se por realizar ensaios adicionais com o uso de marcadores de deformação para as condições reforçadas e não reforçada.

Um teste para cada condição foi executado, ambos seguindo os critérios construtivos do item 3.1.6, porém entre algumas das camadas de areia foram introduzidos marcadores de deformação. Tais marcadores consistem em uma areia de granulometria maior (areia grossa) que a areia utilizada no modelo, ela é aplicada por um funil entre a parede translúcida do modelo e a borda da camada regularizada, criando um contraste visual.

Cada estágio de carregamento foi registrado e a progressão das deformações pode ser quantificada (Figura 50).



Figura 50. - Marcadores de deformação

Como pode-se observar na Figura 50, os marcadores de deslocamento foram aplicados nas profundidades de 2,5, 7,5 e 12,5 cm, região crítica que engloba as grandes deformações abaixo do elemento de fundação.

Para nova aplicação dos marcadores, o solo misturado (areia fina e areia grossa) é peneirado na peneira de número #30 (0,6 mm), que retém a areia grossa e separa a areia fina para ser utilizada novamente em outros ensaios.

3.2. Ensaios sem reforço, com reforço planar e não planar

O programa de ensaios contou inicialmente com a avaliação de um modelo sem reforço (três ensaios considerados), cujas características construtivas e geométricas podem ser observadas na Figura 31.

Posteriormente foi introduzida uma camada de reforço planar em geotêxil no modelo (três ensaios considerados), cujas disposições construtivas e geométricas encontram-se devidamente justificadas no item 3.1.6. O posicionamento do reforço foi escolhido visando gerar a maior resposta de capacidade de carga do sistema, baseado nos resultados de trabalhos com características semelhantes. A configuração do modelo pode ser observada na Figura 51.

Por fim, pesquisou-se um posicionamento geométrico diferente do reforço planar horizontal tradicional.

Com todos os dados dos casos com e sem reforço planar horizontal, buscou-se uma nova forma de disposição geométrica do reforço geossintético, na qual fosse possível aproveitar-se de artifícios que pudessem dar maior capacidade de resposta do sistema, quanto à capacidade de carga, sem que o reforço tivesse que sofrer as grandes deformações do caso planar horizontal para começar a trabalhar. Postulou-se que se o reforço fosse posicionado com uma angulação inicial (em relação à horizontal) na zona de grande deformação abaixo da fundação (cunha de ruptura), possivelmente poderia haver uma melhoria na capacidade de carga, pois o geotêxtil não haveria de ter uma deformação tão significativa para começar a contribuir na melhoria de capacidade de carga.

Para tanto, avaliou-se quatro novas propostas (Figuras 52, 53, 54 e 55) de posicionamento reforço (um ensaio considerado por proposta) que podem ser executadas com abertura de vala com volume de escavação similar ao da configuração tradicional (Figura 51).



Medidas em mm

Figura 51. - Configuração tradicional de posição do reforço



Figura 52. - 1ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 16,67 mm e profundidade do reforço 33,33 mm)



Figura 53. - 2ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 16,67 mm e profundidade do reforço 20,00 mm)



Figura 54. - 3ª Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 33,33 mm e profundidade do reforço 20,00 mm)



Figura 55. - 4<sup>ª</sup> Proposta: Reforço inclinado (vértice de inclinação 33,33 mm e profundidade do reforço 33,33 mm)

A primeira proposta (Figura 52) avalia o reforço com uma pequena inclinação no eixo de simetria de 16,67 cm, metade do espaçamento da distância da base da fundação a profundidade de aplicação da parte horizontal do reforço. Lembrando que a altura da parte horizontal do reforço é de 3,33 cm (1/3 B) e o fim da transição da inclinação do reforço se dá a 10 cm do eixo de simetria (igual a largura da sapata)

A segunda proposta (Figura 53) avalia a mesma composição anterior aplicada a uma profundidade mais próxima à superfície (2 cm).

A terceira proposta (Figura 54) guarda todas as características da segunda proposta, porém com uma inclinação mais protuberante, igual a 3,33 cm (1/3 B).

Por fim, a quarta proposta (Figura 55) avalia uma situação bastante próxima a primeira proposta, porém, com a inclinação do reforço a um mesmo valor da profundidade da parte horizontal de 3,33 cm.

## 4. APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

#### 4.1. Resultados sem reforço

Inicialmente foram realizados sete ensaios para o caso não reforçado. Dois ensaios foram perdidos em função de problemas com o sistema de carregamento e inexperiência com o equipamento. Outro foi anulado em função da queda da haste de carregamento, perturbando o processo de moldagem da areia e outro ainda, por erros de leitura. Os três ensaios finais restantes, nos quais já estava acumulada a experiência de montagem e a prática, resultaram nas médias e desvios padrões que podem ser encontrados na Tabela 19. Toda uma preocupação estatística com o tratamento dos resultados foi levada em consideração.

	s/B			
Ensaio	5%	10%	15%	20%
		Ten	são	
		kF	Pa	
1	11,42	20,68	28,66	36,88
2	11,32	19,49	26,83	33,72
3	11,17	19,61	27,79	34,49
Média:	11,31	19,93	27,76	35,03
Desvio padrão:	0,13	0,66	0,92	1,64

Tabela 19. - Médias e desvios padrão do caso sem reforço

Ou seja, pode-se observar que o maior desvio padrão ocorreu no caso de recalques de 20 % (s/B) e chegou a 1,64 kPa. (4,7%) O que mostra coerência na execução dos ensaios.

Após a aquisição dos dados, pode-se traçar a curva tensão x recalque do caso em estudo, Figura 56.



Figura 56. - Curva carga x recalque para o caso sem reforço

Na Tabela 20, encontra-se a tensão nos estágios de deformação de 5, 10, 15 e 20 % (s/B) para o caso não reforçado.

	s/B						
Ensaio	5%	5% 10% 15% 20%					
	Tensão kPa						
Média:	11,31	19,93	27,76	35,03			

Tabela 20. - Médias das tensões encontradas para o caso sem reforço

Com tais dados é possível estabelecer comparações com os valores obtidos nos demais ensaios.

#### 4.2. Resultados com reforço

Toda uma preocupação estatística com o tratamento dos resultados obtidos foi também levada em consideração para o caso com reforço planar horizontal.

Foram realizados três ensaios. A Tabela 21 documenta as médias e desvios padrões encontrados.

	s/B			
Ensaio	5%	10%	15%	20%
		Ten	são	
		kF	Pa	
1	14,08	26,18	38,13	51,41
2	14,47	26,69	38,14	51,28
3	12,66	24,15	35,98	48,66
Média:	13,74	25,67	37,41	50,45
Desvio padrão:	0,95	1,34	1,24	1,55

Tabela 21. - Médias e desvios padrão do caso com reforço planar horizontal

Nesse estágio dos ensaios, a experiência acumulada e a prática no ensaio em geral encontram-se mais apuradas, e pelos resultados, pode-se observar que o maior desvio padrão ocorreu no caso de recalques de 20 % (s/B), e chegou a 1,55 kPa (3,1%).

Após a aquisição dos dados, pode-se traçar a curva tensão x recalque do caso em estudo, Figura 57.



Figura 57. - Curva carga x recalque para o caso com reforço planar horizontal

Em comparação a situação não reforçada, já é possível observar uma melhora na capacidade de carga. Na Tabela 22 encontra-se a tensão nos estágios de deformação de 5, 10, 15 e 20 % (s/B), para o caso com reforço planar horizontal.

	s/B					
Ensaio	5% 10% 15% 20%					
	Tensão					
	kPa					
Média:	13,74 25,67 37,41 50,45					

Tabela 22. - Médias das tensões encontradas para o caso com reforço planar horizontal

Aplicando o conceito do BCR (*Bearing Capacity Ratio*), é possível estabelecer as primeiras comparações.

A Tabela 23 contém o resumo de todos os BCR's encontrados a cada deformação para o caso do reforço planar horizontal.



A Figura 58 apresenta uma superposição dos casos sem e com reforço planar horizontal.



Figura 58. - Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com reforço planar horizontal)

### 4.3. Resultados da primeira proposta

A primeira proposta (Figura 52), de acordo com a explicação apresentada no item 3.2, visa avaliar quantitativamente a resposta do reforço com uma pequena inclinação no eixo de simetria de 16,67 cm, metade do espaçamento da distância da base da fundação a profundidade de aplicação da parte horizontal do reforço. Lembrando que a altura da parte horizontal do reforço é de 3,33 cm (1/3 B) e o fim da transição da inclinação do reforço se dá a 10 cm do eixo de simetria (igual à largura da sapata).

Após a aquisição dos dados, pode-se traçar a curva tensão x recalque do caso em estudo, Figura 59.



Figura 59. - Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 1ª Proposta

Na Tabela 24 encontra-se a tensão nos estágios de deformação de 5, 10, 15 e 20 % (s/B), para o caso com reforço angular - 1ª Proposta.

	s/B				
Ensaio	5% 10% 15% 20%				
	Tensão				
	ĸra				
1	13,91	26,45	38,86	53,43	

Tabela 24. - Tensões encontradas para o caso com reforço angular - 1ª Proposta

A Tabela 25 contém o resumo de todos os BCR's encontrados a cada deformação para o caso do reforço angular – 1<sup>ª</sup> Proposta.

Fabela 25 BCR's para o caso com reforço angular - 1ª Proposta	
	-

s/B					
5% 10% 15% 20%					
BCR					
1,23 1,33 1,40 1,53					

A Figura 60 apresenta uma superposição dos casos sem reforço, com reforço planar horizontal e com reforço angular – 1ª Proposta.





A superposição dos gráficos, aliada a todas as tabelas apresentadas nesse item, aponta pequena melhoria em comparação ao reforço planar horizontal.

### 4.4. Resultados da segunda proposta

A segunda proposta (Figura 53), de acordo com a explicação apresentada no item 3.2, visa avaliar quantitativamente a resposta do reforço com a mesma composição anterior aplicada a uma profundidade mais próxima à superfície (2 cm).

Após a aquisição dos dados, pode-se traçar a curva tensão x recalque do caso em estudo, Figura 61.



Figura 61. - Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 2ª Proposta

Na Tabela 26 encontra-se a tensão nos estágios de deformação de 5, 10, 15 e 20 % (s/B), para o caso com reforço angular - 2ª Proposta.

		I	3 0 1		
	s/B				
Ensaio	5% 10% 15% 20%				
	Tensão				
	kPa				
1	12,71	24,57	37,06	51,62	

Tabela 26. - Tensões encontradas para o caso com reforço angular - 2ª Proposta

A Tabela 27 contém o resumo de todos os BCR's encontrados a cada deformação para o caso do reforço angular – 2<sup>ª</sup> Proposta.

Tabela 27. - BCR's para o caso com reforço angular - 2ª Proposta

s/B					
5% 10% 15% 20%					
BCR					
1,12	1,23	1,34	1,47		

A Figura 62 apresenta uma superposição dos casos sem reforço, com reforço planar horizontal e com reforço angular – 1ª e 2ª Propostas.





A superposição dos gráficos, aliada a todas as tabelas apresentadas nesse item, ainda aponta uma pequena melhoria em comparação ao reforço planar horizontal.

#### 4.5. Resultados da terceira proposta

A terceira proposta (Figura 54), de acordo com a explicação apresentada no item 3.2, visa avaliar uma composição que guarda todas as características da segunda proposta, porém com uma inclinação mais protuberante, igual a 3,33 cm (1/3 B).

Após a aquisição e tratamento dos dados, pode-se traçar a curva tensão x recalque do caso em estudo, Figura 63.



Figura 63. - Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 3ª Proposta

Na Tabela 28 encontra-se a tensão nos estágios de deformação de 5, 10, 15 e 20 % (s/B), para o caso com reforço angular - 3ª Proposta.

	s/B				
Ensaio	5% 10% 15% 20%				
	Tensão kPa				
1	17,22	29,41	43,47	61,09	

Tabela 28. - Tensões encontradas para o caso com reforço angular - 3ª Proposta

A Tabela 29 contém o resumo de todos os BCR's encontrados a cada deformação para o caso do reforço angular – 3ª Proposta.

Tabela 29 BCR's para o caso com reforço angular - 3ª Proposta
---

s/B				
5%	10%	15%	20%	
BCR				
1,52	1,48	1,57	1,74	

A Figura 64 apresenta uma superposição dos casos sem reforço, com reforço planar horizontal e com reforço angular – 1ª, 2ª e 3ª Propostas.





A superposição dos gráficos, aliada a todas as tabelas apresentadas nesse item, aponta uma considerável melhoria em comparação ao reforço planar horizontal.

#### 4.6. Resultados da quarta proposta

A quarta proposta (Figura 55), de acordo com a explicação apresentada no item 3.2, visa avaliar uma situação bastante próxima a primeira proposta, porém, com a inclinação do reforço a um mesmo valor da profundidade da parte horizontal de 3,33 cm.

Após a aquisição dos dados, pode-se traçar a curva tensão x recalque do caso em estudo, Figura 65.



Figura 65. - Curva carga x recalque para o caso com reforço angular – 4ª Proposta

Na Tabela 30 encontra-se a tensão nos estágios de deformação de 5, 10, 15 e 20 % (s/B), para o caso com reforço angular - 4ª Proposta.

Γabela 30 Tensões encontradas para o caso com reforço angular – 4ª Proposta

	s/B			
Ensaio	5%	10%	15%	20%
	Tensão			
	kPa			
1	20,26	34,04	50,57	69,50

A Tabela 31 contém o resumo de todos os BCR's encontrados a cada deformação para o caso do reforço angular –  $4^a$  Proposta.

Tabela 31 BCR's para 0 caso contrelorço angular - 4 Proposta				
s/B				
5%	10%	15%	20%	
BCR				
1,79	1,71	1,82	1,98	

Tabela 31 - BCR's	nara o caso com	reforco angular	- 4ª Proposta
	pulu 0 0000 0011	reiorço ungului	- 11000010

A Figura 64 apresenta uma superposição dos casos sem reforço, com reforço planar horizontal e com reforço angular – 1ª, 2ª, 3ª e 4ª Propostas.



Figura 66. - Curva carga x recalque com superposição (caso sem reforço x com reforço planar horizontal x reforço angular – 1ª , 2ª, 3ª e 4ª Propostas)

A superposição dos gráficos, aliada a todas as tabelas apresentadas nesse item, aponta uma considerável melhoria em comparação ao reforço planar horizontal, ou seja, para essa situação, foi observada a melhor capacidade de carga de todos os ensaios realizados.

## 4.7. Superposição de todos os casos e discussão geral

A Figura 67 apresenta uma superposição de todos os casos analisados.


Figura 67. - Curva carga x recalque com a superposição de todos os casos pesquisados

Com a superposição de todos os casos, fica evidente que é possível conseguir um considerável aumento de capacidade de carga apenas com uma melhora na geometria do posicionamento do reforço. A comparação das curvas para as situações não reforçadas e a situação com reforço angular maior (4ª Proposta) mostra quantitativamente esse melhora de desempenho (Figura 67).

Também é importante frisar que o aumento da capacidade de carga se deu para todas as magnitudes de deformações e não somente para as grandes deformações, como pode ser observado na Figura 67.

159

### 4.8. Deslocamentos sem reforço, com reforço planar e não planar

Nas Figuras 68, 69 e 70, encontram-se as deformações de seis estágios de carga, com os recalques da ordem de grandeza de 5, 10, 15, 20, 25 e 30 mm. Para os casos sem reforço, com reforço planar e com reforço não planar (quarta proposta), respectivamente.



Figura 68. - Progressão das deformações para o caso sem reforço



Figura 69. - Progressão das deformações para o caso com reforço



Figura 70. - Progressão das deformações para o caso com reforço angulado

O mecanismo de puncionamento da areia fofa fica evidenciado com a seqüência de progressão das deformações para os três casos.

### 4.9. Comparação dos padrões de deslocamentos

Na Figura 71 pode ser observada a comparação qualitativa dos padrões de deformação para o caso sem reforço, com reforço e com reforço angulado, da esquerda para direita respectivamente, a 10% (s/B) de deformação.



Figura 71. - Comparação do padrão de deformações a 10% (s/B): caso sem reforço, com reforço e com reforço angulado

Na Figura 72 pode ser observada a comparação qualitativa dos padrões de deformação para o caso sem reforço, com reforço e com reforço angulado, da esquerda para direita respectivamente, a 20% (s/B) de deformação.



Figura 72. - Comparação do padrão de deformações a 20% (s/B): caso sem reforço, com reforço e com reforço angulado

Na Figura 73 pode ser observada a comparação qualitativa dos padrões de deformação para o caso sem reforço, com reforço e com reforço angulado, da esquerda para direita respectivamente, a 30% (s/B) de deformação.



Figura 73. - Comparação do padrão de deformações a 30% (s/B): caso sem reforço, com reforço e com reforço angulado

Dessa forma fica evidenciado que o reforço, para as condições da areia em estudo, não modifica a forma de ruptura, a qual se dá por puncionamento para os três casos retratados.

### 5. CONCLUSÕES

Neste capítulo, serão apresentadas as principais conclusões obtidas com esta pesquisa.

A presente dissertação apresentou uma investigação sobre o comportamento de uma areia fofa reforçada com uma única camada de geotêxtil.

Todos os dados apresentados nesse estudo comprovam que a inclusão de reforço no solo gera um aumento na capacidade de carga e atenuação de deformações.

Porém, o estudo mostra que novas disposições geométricas, podem melhorar ainda mais o ganho de capacidade de carga.

Baseado nos resultados dos estudos experimentais pode-se chegar às seguintes conclusões:

A areia fofa sofre ruptura pelo mecanismo de puncionamento para as condições com e sem reforços estudadas.

Uma angulação no posicionamento do geotêxtil gera uma melhora na resposta da capacidade de carga do sistema solo-reforço.

É possível, com volumes de escavação praticamente semelhantes e a mesma quantidade de material de reforço empregado, chegar a capacidades de carga superiores a configurações convencionais ótimas de reforço (planar horizontal) apenas com a readequação da geometria do posicionamento do reforço.

O caso de reforço planar horizontal na profundidade ótima 1/3 B, apresentou um BCR (*Bearing Capacity Ratio*) da ordem de 1,29, para a areia em estudo (s/B = 10%).

165

Para grandes deformações, a partir de s/B  $\geq$  15% a melhora na capacidade de carga e atenuação de deformações fica ainda mais evidente, ou seja, o BCR (*Bearing Capacity Ratio*) fica maior com o aumento da deformação do sistema.

O BCR, para o caso com reforço não planar (quarta proposta), chegou a um valor de 1,98 para deformações (s/B) da ordem de 20%, 1,82 para deformações da ordem de 15% e a 1,71 para deformações da ordem de 10%. Tal posicionamento geométrico foi o que gerou os maiores índices de BCR do estudo.

## 6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dentro das possibilidades de trabalhos futuros, algumas sugestões podem ser levantadas. Porém, tais tópicos necessitam de estudos mais específicos e direcionados, para uma melhor compreensão dos fatores e mecanismos envolvidos no processo. Dessa forma, alguns temas foram sugeridos a futuros pesquisadores, para que haja um enriquecimento das informações culminadas por essa pesquisa.

#### 6.1. Modelos numéricos para a pesquisa de regiões críticas

A pesquisa apontou que angulação do geotêxtil, gerou uma melhora no comportamento de capacidade de carga do sistema solo-reforço, mas são infinitas as combinações possíveis de profundidade do reforço, ângulo de abertura do geotêxtil, profundidade de assentamento do vértice do geotêxtil em relação à porção planar horizontal, comprimento do início do trecho planar horizontal, entre outros parâmetros.

Devido à complexidade na montagem do modelo em escala reduzida, várias configurações e disposições do posicionamento do geotêxtil não puderam ser observadas, pois isso tornaria o estudo moroso e inviável do ponto de vista prático.

Logo, os modelos numéricos podem funcionar como uma fonte de dados para balizar a pesquisa no modelo reduzido, eliminando grande parte dos ensaios a serem executados, e direcionando tais ensaios a situações mais críticas de resposta, do ponto de vista do aumento da capacidade de carga.

167

6.2. Novas propostas geométricas para o posicionamento dos reforços

Além do posicionamento angulado do geotêxtil apresentado na pesquisa, novas situações podem ser estudas. O envelopamento do solo com material de reforço (Figura 74), o sistema híbrido composto por envelopamento associado à angulação dos reforços (Figura 75), são algumas das possíveis situações de novas propostas para o posicionamento dos reforços, que fogem das situações usualmente já estudadas.



Medidas em mm

Figura 74. - Reforço envelopando o solo

O efeito da pretensão do material de reforço, como apresentado por Lovisa *et al.* (2010), também oferece um campo pouco explorado de pesquisa no tema, baseado

no efeito da pretensão do elemento de reforço, ou melhor, a utilização de elementos de reforços protendidos.



Medidas em mm

Figura 75. - Reforço com sistema híbrido

#### 6.3. Quantificação dos fatores intervenientes nas novas propostas.

Diferentes variáveis e parâmetros contribuem para a melhoria do desempenho da fundação de solo reforçado. Os parâmetros investigados incluem espaçamento da camada superior (u), o número de camadas de reforço (N), o espaçamento vertical entre as camadas de reforço (h), o tipo de reforço e sua resistência a tração, embutimento da fundação (D<sub>f</sub>), forma da fundação e o tipo de solo por exemplo.

Dessa forma, é importante frisar que, seja qual for a situação geométrica a ser analisada, todos os parâmetros citados devem ser avaliados para uma profunda e precisa compreensão de como as variáveis e parâmetros afetam o sistema solo-reforço.

Cabe salientar que a maioria dos estudos experimentais realizados foca o comportamento de curto prazo das fundações de solo reforçado. A tendência à fluência dos geossintéticos sob carga contínua e envelhecimento por hidrólise ou abrasão, representa um risco potencial para o desempenho da fundação de solo reforçado.

Nos trabalhos futuros é recomendável avaliar a performance de longa duração da fundação de solo reforçado. Além disso, para fundações reforçadas apoiadas em argila, o adensamento e a compressão secundária, ambos dependentes do tempo, são considerados os parâmetros mais críticos.

Somente uma pesquisa de desempenho a longo prazo de aplicação de carga em solo reforçado, pode dizer como se comporta a melhora na capacidade de carga ao longo do tempo.

Também seria de grande valia, o estudo da influência da compactação do solo na iteração "solo-reforço", ou seja, quanto uma compactação localizada (apenas nas regiões de inclusão do reforço) pode agregar na capacidade de carga, em contraponto à apenas a inclusão do reforço sem a compactação do solo adjacente.

Por fim, estudos nos quais o elemento de reforço pode ser instrumentado, para avaliar como se propagam a tensões ao longo de seu comprimento, também gera dados importantes que subsidiam a compreensão dos mecanismos envolvidos nos solos reforçados.

170

# REFERÊNCIAS

ADAMS, M.T.; COLLIN, J.G. Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 1, pp. 66-72, 1997.

AKINMUSURU, J. O.; AKINBOLADE, J. A. **Stability of loaded footings on reinforced soil**. Journal of Geotechnical Engineerind Division, vol. 107, n° 6, pp. 819-827, 1981.

AL-ASHOU, M.O.; SULAIMAN, R.M.; MANDAL, J.N. Effect of Number of Reinforcing Layers on the Interference Between Footings on Reinforced Sand. Indian Geotechnical Journal, Vol. 24, No. 3, pp. 285-301, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4595**: Standard test method for tensile properties of geotextiles by wide–width strip method, 1986.

ANDRAWES, K.Z.; MCGOWN, A.; WILSON-FAHMY, R.F. **The Behavior of a Geotextile Reinforced Sand Loaded by a Strip Footing**. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp. 329-334, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502** - Rochas e solos, Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 6457**: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. NBR 7181: Solo: Análise granulométrica, Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 12004**: Solo: Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos, Rio de Janeiro, 1990.

\_\_\_\_\_. **NBR 12051**: Solo: Determinação do índice de vazios mínimo de solos nãocoesivos, Rio de Janeiro, 1990.

\_\_\_\_\_. NBR 12553: Geossintéticos: Terminologia, Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 12569: Geotêxteis: Determinação da espessura, Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 12824**: Geotêxteis: Determinação da resistência em tração não confinada em ensaios de faixa larga, Rio de Janeiro, 1993.

\_\_\_\_\_. **NBR 13134**: Geotêxteis – Determinação da resistência em tração não confinada de emendas em ensaios de faixa larga, Rio de Janeiro, 1994.

BALLA, A. **Bearing Capacity of Foundations**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 88, No. SM5, pp.13-34, 1962.

BINQUET, J.; LEE, K. L. **Bearing capacity tests on reinforced earth slabs**. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 101, n° 12, pp. 1241-1255, 1975a.

BINQUET, J.; LEE, K. L. **Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs**. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 101, n° 12, pp. 1257-1276, 1975b.

BROWN, B. S.; POULOS, H. G. **Analysis of foundations on reiforced soil**. In: 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 595-598, 1981.

BROWN, J. D.; MEYERHOF, G. G. **Experimental study of bearing capacity of layered clays**. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 7., Mexico, 1969. Proceedings... Mexico, ICSMFE, v. 1. p. 45-51, 1969.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006**: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Londres, 1995.

BUENO, B. S. **Propriedades, Especificações e Ensaios**. In: IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, vol 1, pp. 163-176, Porto Alegre Brasil, 2003.

BUTTON, S. J. **The bearing capacity of footings on a two-layer cohesive subsoil**. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 3., Zurich, 1953. Proceedings... Zurich, ICSMFE, v. 1. p. 332-335, 1953.

CHANDRESHEKHARN, V. Softwares for Bearing Capacity of Geosynthetics **Reinforced Soil**. M.S. Thesis, University of Baroda, Vadodara, Índia, 1992.

CHEN, Q. An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation. PhD dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, USA, 2007.

DAS, B. M. Foundation on sand underlain by soft clay with geotextile at sand-clay interface. Geosynthetics 89, San Diego, pp. 203-214, 1989.

DAS, B.M.; PURI, V.K.; OMAR, M.T.; EVGIN, E. **Bearing capacity of strip foundation on geogridreinforced sand-scale effects in model tests**. Proceedings of the Sixth International Conference on Offshore and Polar Engineering, Vol. I. Los Angeles, USA, pp. 527–530, 1996.

DASH, S. K.; KRISHNASWAMY, N.R.; RAJAGOPAL K. **Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand**. Geotextiles and Geomembranes 19, 235–256, 2001. DAVIS, E. H.; BOOKER, J. R. The effect of increasing strength with depth on the bearing-capacity factors of clays. Geotechnique, v. 23, n. 4, p. 551-563, 1973.

DAWSON, A.; LEE, R. **Full scale foundation trials on grid reinforced clay**: Geosynthetic for Soil Improvement. American Society of Civil Engineers, pp. 127-147, 1988.

DE BEER, E. E. Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. Geotechnique, v. 20, n. 4, 1970.

DECOURT, L. **A Ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. Sefe III. São Paulo, p. 215-224, 1996.

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.

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V - DGGT. **Empfehlungen für bewehrungen aus geokunststoffen – EBGEO**. Ernst & Sohn, Berlin, 1997.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN V 4017**: Soil - Calculation of design bearing capacity of soil beneath shallow foundations, 2006.

\_\_\_\_\_. **DIN V 4019**: Soil - Analysis of settlement - Part 100: Analysis in accordance with partial safety factor concept, 1996.

\_\_\_\_\_. **DIN V 1054**: Ground - Verification of the safety of earthworks and foundations, 2005.

\_\_\_\_\_. **DIN V 4084**: Soil - Calculation of slope and embankment failure and overall stability of retaining structures - Part 100: Analysis in accordance with the partial safety factor concept, 1996.

DIXIT, R.K. **Experimental Investigations of Model Surface Footing in Reinforced Sand**. M.S. Thesis, Indian Institute of Technology, Bombay, India, 1985.

DIXIT, R.K. **Bearing Capacity of Geotextile Reinforced Soil**. Ph.D. Thesis, Indian Institute of Technology, Bombay, India, 1992.

DIXIT, R.K.; MANDAL J. N. **Bearing capacity of geosynthetic-reinforced soil using variational method.** Geotextiles and Geomembranes, Volume 12, Issue 6, pp. 543-566, 1993.

FABRIN, T. W. **O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas**. Tese de mestrado, ITA - São José dos Campos, 219 pág., 1999.

FABRIN, T. W.; QUEIROZ, P. I. B. **Análise de fundações rasas reforçadas com geossintéticos**. In: 1º Simpósio Sul Americano de Geossintéticos, Rio de Janeiro, pp. 123-30, 1999.

FAHEL, A.R.; PALMEIRA, E.M.; CAMPOS, L.E.P. **Danos em estruturas reforçadas com geossintéticos sobre fundação em solo mole**. In: Simpósio Sul-americano de Geossintéticos, Rio de Janeiro, 1999. p. 67-74, 1999.

FAKHER, A.; JONES, C.J.F.P. **Discussion of bearing capacity of rectangular footings on geogrid reinforced sand**, by Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., Saglamer, A., Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 122 (4), 326–327, 1996.

FARID, M. **Behaviour of Footing on Sand Reinforced with Geotextiles**. M.E. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India, 1990.

FRAGAZY, R. J.; LAWTON, E. **Bearing capacity of reinforced sand subgrades**. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110, n° 10, pp. 1500-1507, 1984.

GARBER, M.; BAKER, R. **Bearing capacity by variational method**. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 103, pp. 1209-1225, 1977.

GIROUD, J.P.; NOIRAY, L. **Geotextile Reinforced Unpaved Road Design**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT9, pp. 1233-1254, 1981.

GODOY, N.S. **Fundações**: Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 65p, 1972.

GODOY, N.S. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 1983.

GUIDO, V.A.; BIESIADECKI, G.L.; SULLIVAN, M.J. **Bearing capacity of a geotextilereinforced foundation**. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3(ISSMFE) 1777-1780, 1985.

GUIDO, V.A.; CHANG, D.K.; SWEENEY, M.A. **Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs**. Canadian Geotechnical Journal, 23, 435-440, 1986.

GUIDO, V.A. **Discussion of Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 113, No. 5, pp. 541-542, 1987.

GUIDO, V. A.; KNUEPPEL, J. D.; SWEENY, M. A. **Plate loading tests on geogridreinforced earth slabs**. Geosynthetic'87, New Orleans, pp. 216-225, 1987. GUIDO, V.A.; CHRISTOU, S.N. Bearing Capacity and Settlement Characteristics of Geoweb-Reinforced Earth Slabs. Special Topics in Foundations, edited by B. M. Das, 21-36, 1988

HANNA, A. M.; MEYERHOF, G. G. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. Canadian Geotechnical Journal, v. 17, p. 300-303, 1980.

HANSEN, J. B. **A general formula for bearing capacity**. Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n. 11, Copenhagen, 1961.

HANSEN, J. B. **The philosophy of foundation design: design criteria, safety factors and settlement limits**. In: Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, 1965, Durham. Proceedings... Durham: Duke University, p. 9-13, 1965.

HANSEN, J. B. **A revised and extended formula for bearing capacity**. Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n. 28, Copenhagen, p. 5-11, 1970.

HAROON, M.; SHAH, S.S.; PANDEY, S. **A Study of the Behavior of Annular Footings Resting on Geotextile Reinforced Sand**. Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, pp. 65-68, 1990.

HAZA, E.; GARNIER, J.; DUBREUCQ, T. **Shallow foundation on geotextilesreinforced soil: a centrifuge model study**, 7th Int. Conf. Geosynthetics, Nice, France, 2002.

HUANG, C. D.; TATSUOKA, F. **Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground**. Geotextiles and Geomembranes, vol. 9, pp. 51-82, 1990.

INGOLD, T. S.; MILLER, K. S. **Analytical and laboratory investigation of reinforced clay**. In: 2<sup>nd</sup> Conference on Geotextiles, Las Vegas, pp. 587-592, 1982.

JONES, R.H. E DAWSON, A.R. **Reinforced Soil Foundations for Buildings**. Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, pp. 477-478, 1990.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. Geotechnique, v. 47, n. 2, p. 339-345, 1997.

KÉZDI, A. **Handbuch der Bodenmechanik**. Berlin: VEB Verlag fur Bauwesen, Band 2, 1970.

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.

KHING, K. H.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; COOK, E. E.; YEN, S. C. **Foundation on strong sand underlain by weak clay with geogrid at the interface**. Geotextiles and Geomembranes, vol. 13, pp. 199-206, 1994.

KIMURA, T., KUSAKABE, O., SAITOH, K. Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge. Geotechnique, London, UK 35 (1), 33–45, 1985.

KURIAN, N.P.; BEENA, K.S.; KUMAR, R.K. **Settlement of Reinforced Sand Foundations**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, pp. 818-827, 1997.

LEE, K.M.; MANJUNATH, V.R.; DEWAIKAR, D.M. **Numerical and Model Studies of Strip Footing Supported by Reinforced Granular Fill-Soft Soil System**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, No., pp. 793-806, 1999.

LOPES, F. R. The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the **Finite Element Method**. Ph.D. Thesis-University of London, London, 1979.

LOVISA, J.; SHUKLA, S.K.; SIVAKUGAN, N. **Behaviour of prestressed geotextilereinforced sand bed supporting a loaded circular footing**. Geotextiles and Geomembranes, Volume 28, Issue 1, Pages 23-32, 2010.

LUNDGREN H.; MORTENSEN K. Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Zurich (Switzerland), 1, 409-412, 1953.

MADAV, M.R. **Improvement in Bearing Capacity Using Geotextiles**. Geotextiles, Vol. 1, pp. 163-169, 1989.

MAHMOUD, M.A.; ABDRABBO, F.M. Bearing Capacity Tests on Strip Footing Resting on Reinforced Sand Subgrades. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26, No. 1, pp. 154-159, 1989.

MANDAL, J.N.; MANJUNATH, V.R. **Bearing Capacity of Single Layer of Geosynthetic Sand Subgrade**. Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, pp. 7-10, 1990.

MANDAL, J.N.; MHAISKAR, S.Y.; MANJUNATH, V.R. **Experimental and Finite Element Analysis of Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Sand**. Construction and Building Materials, Vol. 5, No. 1, pp. 45-48, 1991.

MANJUNATH, V.R. **Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades.** M.S. Thesis, Indian Institute of Technology, Bombay, India, 1989.

MANJUNATH, V. R.; DEWAIKAR, D. M. Bearing capacity of inclined loaded footing on geotextile reinforced two-layer system. Earth Reinforcement, Ochai, Yasufuku & Omine (eds), Balkema, Rotterdam, 1996.

MATAR, M.; SALENÇON, J. **Capacité portante d'une ssemelle filante sur sol purement coherent d'epaisseur limitée et de cohesion variable avec la profundeur**. Annales de L'institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques, n. 352, 1977.

MAZIC, K.; HORACE, F. **Fundamental Study of Reinforcement of Sand Layer in Model Test**. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 647-652, 1992.

MEKKIYAH, H.M.; ALANSARI, O.M. **Static Bearing Capacity of Surface Circular Footings Resting on Reinforced Sands**. Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2003.

MELLO, V.F.B. **The standard penetration test. State-of-the-art Report**. In: Panamerican Conf. On Soil Mech. And Found. Engng. 4., 1971, Puerto Rico, v.1, p.1-86, 1971.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations**. Geotechnique, v. 2, p. 301-332, 1951.

MEYERHOF, G. G. **The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads**. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 3., Zurich, 1953. Proceedings... Zurich, ICSMFE, v. 1. p. 440-445, 1953.

MEYERHOF, G. G. Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, v. 5, n. 3, p. 227-242, 1955.

MEYERHOF, G.G. **Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils**. Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 82, No. SM1, January, pp. 1-19, 1956.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations slopes**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings... London, ICSMFE, v. 1, 1957.

MEYERHOF, G. G. **Some recent research on the bearing capacity of foundations**. Canadian Geotechnical Journal, v.1, n.1, p.16-26, 1963.

MEYERHOF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. Canadian Geotechnical Journal, v.11, n.2, p.223-229, 1974.

MEYERHOF, G.G.; HANNA, A.M. **Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No.4, pp. 565-572, 1978. MILOVIC, D. **Bearing Capacity Tests on Reinforced Sand**. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 651-654, 1977.

NATARAJ, M. S.; MCMANIS, K. L.; HOADLEY, P. G. **Settlement and bearing capacity of footings on reinforced sand**. Earth Reinforcement Ochai, Yasufuku & Omine (eds), Balkema, Rotterdam, 1996.

NISHIGATA, T.; YAMAOKA, I. **Bearing Capacity of Soft Subgrade Reinforced by Geotextile**. Proceedings of the 2nd Geotextile Symposium, pp. 101-106, 1987.

OCHIAI, H.; TSUKAMOTO, Y.; HAYASHI, S.; OTANI, J; JU, J. W. **Supporting capability of geogrid-mattress foundation**. In: 5<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Sigapore, pp. 321-326, 1994.

OHDE, J. **Zur theorie des erddruckes unter besonderer berucksichtingung der erddruckverteilung**. Bautechnick, v.16, p. 150, 1938.

OMAR, M. T.; DAS, B. M.; YEN, S. C.; PURI, V. K.; COOK, E. E. **Ultimate bearing** capacity of retangular foundations on geogrid-reinforced sand. Geotechnical Testing Journal, vol. 16, no 2, pp. 246-252, 1993.

PALMEIRA, E.M. **Aspectos relacionados à interação solos-geossinteticos**. Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, Rio de Janeiro, 1999. p. 83-90, 1999.

PALMEIRA, E.M. **Comportamento de geossintéticos em aterros sobre solos moles submetidos a elevadas deformações**. Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, Rio de Janeiro, 1999. p. 91-98, 1999.

PATEL, N.M. Load-Settlement Behaviour of Strip and Circular Model Footings on Reinforced Medium Dense Sands. Ph.D. Thesis, Delhi University, India, 1981.

PATEL, N.M. Influence of Shape of Footing on the Performance of Reinforced **Sand Beds**. Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, pp. 265-269, 1982.

PATEL, N.M.; PATEL, T.S. **Bearing Capacity of Reinforced Soil Beds**. Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 519-522, 1993.

PINTO, C. S. Capacidade de carga de argilas com coesão linearmente crescente com a profundidade. Jornal de Solos, São Paulo, v. 3, n. 1, 1965.

POSPISIL, K., ZEDNIK, P. **Geosynthetic impact recognition on soil bearing capacity in the Geothechnical Laboratory Testing Field**, 7th Int. Conf. Geosynthetics, Nice, France, 2002.

PRANDTL, L. Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeit. angew. Math. Mech. 1, 15-20, 1921.

PUTTABASAVE GOWDA, H.J. **Model Studies on Reinforced Sand Beds**. M.S. Thesis, Indian Institute of Science, Bangalore, India, 1989.

REISSNER, H. **Zum Erddruckproblem**: Proceedings. In: 1<sup>st</sup> International Congress of Applied Mechanics, p. 295-311, 1924.

SADOGLU, E.; CURE, E.; MOROGLU, B.; UZUNER, B. A. **Ultimate loads for** eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes, Volume 27, Issue 3, June 2009, Pages 176-182, 2009.

SCHLOSSER, F.; JACOBSEN, H. M.; JURNA, I. **Soil reinforcement**. In: 8th Europe Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1159-1180, 1983.

SCHMERTMANN, J.H. **Static cone to compute static settlement over sand**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No.SM3, pp. 1011-1043, 1970.

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.

SHARMA, R.; CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M.; YOON, S. **Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation**. Geotextiles and Geomembranes, Volume 27, Issue 1, February 2009, Pages 63-72, 2009.

SHIN, E. C.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; COOK, E. E.; YEN, S. C. **The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced clay**. Geotechnical Testing Journal, vol. 16, no 4, pp. 534-541, 1993.

SHIN, E. C.; DAS, B. M.; ATALAR, C. **Cyclic plate load test on geogrid-reinforced granular pad**. In: 7th Int. Conf. Geosynthetics, Nice, France, 2002.

SIMONS, N. E.; MENZIES, K. E. Introdução à Engenharia de Fundações. Tradução do inglês (edição de 1977). Rio de Janeiro: Interciência. 199p, 1981.

SKEMPTON, A. W. **The bearing capacity of clays**. In: Building Research Congress. Proceeding... London: Building Research Congress, p. 180-189, 1951.

TANABASHI, Y.; HIRAO, K.; YASHARA, K.; TAKAOKA, K.; NISHIMURA, J. Finite Element Model for Evaluating Bearing Capacities of Soft Grounds Reinforced with Geotextiles. Proceedings of the 7th Geotextile Symposium, pp.10-20, 1992.

TEIXEIRA, A.H. **Projeto e execução de fundações**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo. V.1, p.33-50, 1996.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: Hachich et al. (eds.). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini. Cap.7, p.227-264, 1996.

TERZAGHI, K. **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage**. Wien: Franz Deuticke, 1925.

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

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice.* New York: John Wiley & Sons, 1948.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of deep foundations in sand**. Highway Research Record, n. 39, p. 112-153, 1963.

VESIC, A. S. **Effects of scale and compressibility on bearing capacity of surface foundations**. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering. Proceedings... Mexico: ICSMFE, v. 3, 1969.

VESIC, A. S. **Analysis of ultimate loads of shallow foundations**. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 99, n. SM1, 1973.

VESIC, A. S. Research on bearing capacity of soils, unpublished (apud Vesic, 1975).

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: WINTERKORN, H.F.; Fang, H.Y. (Eds.). Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold Co., P. 121-147, 1975.