

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PLACAS
EMBUTIDAS EM CAMADAS DE SOLO-CIMENTO-FIBRA

Vinícius Girardello

Porto Alegre
2014

Vinícius Girardello

**COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE
PLACAS EMBUTIDAS EM CAMADAS DE SOLO-CIMENTO-
FIBRA**

TESE APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE DOUTOR
EM ENGENHARIA.

Orientação: Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
2014

Ficha Catalográfica

G519 Girardello, Vinícius

Comportamento de ensaios de arrancamento de placas embutidas em camadas de solo-cimento-fibra / Vinícius Girardello. – 2014.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2014.

Orientador: Nilo Cesar Consoli

1. Solo-cimento. 2. Solo-fibra. 3. Placas embutidas. 4. Arrancamento de placas. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Título.

CDU: 624.15(043)

COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PLACAS EMBUTIDAS EM CAMADAS DE SOLO- CIMENTO-FIBRA

Esta Tese de Doutorado foi julgada e aprovada pelo professor orientador e pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 25 de abril de 2014.

Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concordia University - Canadá
Orientador

Armando Miguel Awruch
D.Sc. COPPE-UFRJ
Coordenador do PPGEC-UFRGS

BANCA EXAMINADORA:

Maurício Ehrlich
D.Sc. COPPE-UFRJ

Pedro Domingos Marques Prietto
D. Sc. PPGEC-UFRGS

Antônio Thomé
D. Sc. PPGEC-UFRGS

Fernando Schnaid
D.Phil. University of Oxford

AGRADECIMENTOS

Eu agradeço a Deus por ter me acompanhado, sempre tão pronto, durante toda essa caminhada, com sua presença constante em minha vida.

Agradeço a toda minha família, pelo apoio incondicional, me dando forças e compreendendo meus momentos de mais puro nervosismo em função de todo trabalho necessário para o desenvolvimento desta tese.

Agradeço ao grande amigo, mestre, professor, conselheiro, professor Thomé, que sempre acreditou em mim e me deu forças para seguir em frente. Muito, mas muito abrigado pela sua amizade.

Quero agradecer ao meu orientador, o professor Nilo, que muito me ajudou, apoiou, acreditou, e graças a sua dedicação, hoje consegui chegar até aqui. Muito obrigado.

Gostaria de fazer um agradecimento ao pessoal do Laboratório de Solos da UPF, que tanto me ajudaram na execução dos ensaios, em especial ao amigo Leunir e Amilton.

Quero agradecer a Empresa Maccaferri e também a Empresa Diwidag que nos forneceram equipamentos e materiais para serem utilizados nessa pesquisa.

Agradeço ao CNPQ e a Capes pelo auxílio financeiro com bolsa ao autor.

E por fim, agradeço à UFRGS e a UPF por todo apoio com equipamentos, campos experimentais, infraestrutura e acolhimento durante todo este trabalho.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.2. OBJETIVO GERAL	3
1.2.1. Objetivos Específicos	3
1.3. DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	6
2.2. FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRAÇÃO	6
2.2.1. Comportamento das Fundações Submetidas à Tração	10
2.2.2. Superfície de Ruptura das Fundações Submetidas à Tração	15
2.3. SOLO FIBRA.....	20
2.3.1. Estabilização e Reforço de Solos	20
2.3.2. Tipos de Fibras Empregadas como Reforço.....	22
2.3.2.1. Fibras naturais	23
2.3.2.2. Fibras poliméricas	23
2.3.2.3. Fibras minerais	25
2.3.2.4. Fibras metálicas.....	25
2.3.3. Estudos Experimentais	26
2.3.4. Alterações nas Propriedades dos Solos devido a Inclusão de Fibras	38
2.3.4.1. Compactação	38
2.3.4.2. Resistência ao cisalhamento de pico	39
2.3.4.3. Resistência ao cisalhamento pós-pico	41
2.3.4.4. Deformabilidade.....	41
2.3.4.5. Modo de ruptura	42
2.3.4.6. Variação volumétrica	43
2.3.4.7. Rigidez inicial	43
2.4. SOLO CIMENTO	44
2.4.1. Dosagem de Solo Cimento	47
2.4.2. Execução do Solo Cimento	50
2.5. MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA NA RUPTURA À TRAÇÃO.....	51
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	63
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
3.2. VARIÁVEIS INVESTIGADAS	63
3.2.1. Ensaios Triaxiais	64
3.2.2. Ensaios de Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral	64
3.2.3. Ensaios de Arrancamento de Placa	64

3.3. MATERIAIS	65
3.3.1. Areia	65
3.3.2. Fibras	67
3.3.3. Água	68
3.3.4. Cimento	68
3.4. CAMPO EXPERIMENTAL	70
3.4.1. Localização	70
3.4.2. Caracterização	72
3.5. MÉTODOS	72
3.5.1. Ensaio Triaxiais	72
3.5.2. Ensaio de Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral	74
3.5.2.1. Procedimentos do Ensaio de Compressão Simples	75
3.5.2.2. Procedimentos do Ensaio de Tração por Compressão Diametral	75
3.5.3. Ensaio de Arrancamento de Placa	76
3.5.3.1. Equipamentos utilizados	76
3.5.3.2. Montagem dos Ensaio	81
3.5.3.3. Execução dos Ensaio	87
3.5.3.4. Exumação dos Ensaio	88
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	90
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	90
4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS	90
4.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	93
4.4. METODOLOGIA PROPOSTA PARA DETERMINAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DE AREIA REFORÇADA COM CIMENTO E FIBRAS.....	95
4.4.1. Teoria de Ruptura de Mohr-Coulomb	95
4.4.2. Testando a Metodologia Proposta	97
4.4.3. Areia Osório tratada com cimento Portland de alta resistência inicial.....	98
4.4.4. Parâmetros para os Ensaio de Campo.....	102
4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	104
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO	106
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	106
5.2. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PLACA	106
5.2.1. Ensaio de Arrancamento em Pequenas Profundidades de Embutimento	106
5.2.1.1. Formas de Ruptura	112
5.2.2. Ensaio de Arrancamento em Grandes Profundidades de Embutimento	120
5.2.2.1. Formas de Ruptura	127
5.2.2.2. Exumação dos Ensaio	131
5.3. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PELAS METODOLOGIAS	

CLÁSSICAS.....	137
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	144
6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	144
6.1.1. Ensaio Triaxiais, de Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral...	144
6.1.2. Metodologia para Obtenção da Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb.....	144
6.1.3. Ensaio de Arrancamento de Placa	145
6.1.4. Aplicação de Metodologias Clássicas de Previsão de Capacidade de Carga.....	146
6.2. SUGESTÕES	146
REFERÊNCIAS	148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Forma prática para determinação da profundidade crítica (adaptado de Martin, 1966 e 1973; <i>apud</i> Pacheco <i>et al.</i> , 2008).	14
Figura 2.2: Superfícies de ruptura no solo com formato (a) cilíndrico; (b) cônico; (c) circular; (d) parabólico; e (e) espiralado terminado em linear na superfície (adaptado de <i>apud</i> Kovacs <i>et al.</i> , 1975).....	16
Figura 2.3: Superfície de ruptura das fundações: (a) rasa em solo rígido; (b) profunda em solo rígido; (c) rasa em solo mole; (d) intermediária em solo mole; e (e) profunda em solo mole (Martim, 1966 e 1973; <i>apud</i> Pacheco <i>et al.</i> , 2008).	18
Figura 2.4: Formato da superfície de ruptura para uma fundação rasa (a) croqui e (b) fotografia (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).....	19
Figura 2.5: Formato da superfície de ruptura para uma fundação profunda (a) croqui e (b) fotografia (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).....	19
Figura 2.6: correlação entre a resistência à compressão simples (q_{RCS}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{iV}), para diferentes materiais cimentados (Cruz, 2008).....	49
Figura 2.7: Correlação entre tensão de ruptura a diferentes tensões de confinamento (resistência a compressão simples - q_{RCS} e tensão de pico nos ensaios triaxiais - q_{pico}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/C_{iV}) (Cruz, 2008).	50
Figura 2.8: Superfície de ruptura para (a) fundação rasa e (b) fundação profunda (adaptado de Marinpol'skii, 1965; <i>apud</i> Krishna, 2000).	55
Figura 2.09: Superfície de ruptura de fundações rasas em solo rígido.....	60
Figura 2.10: Superfície de ruptura de fundações rasas em solo mole.	60
Figura 2.11: Superfície de ruptura de fundações profundas em solo mole.	60

Figura 3.1: Curva granulométrica da areia.	66
Figura 3.2: Aspecto das fibras de polipropileno de 100 dtex com 50 mm de comprimento (fonte: FITESA S/A).	68
Figura 3.3: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).	70
Figura 3.4: Fotografia do Campo Experimental.	71
Figura 3.5: Imagem de satélite com a localização do campo experimental (software Google Earth).	71
Figura 3.6: Equipamento triaxial utilizado nos ensaios.	73
Figura 3.7: Fotografias da montagem das fundações - (a) vista do laço preso com cliques; (b) vista das três placas de 30 cm de diâmetro prontas com o encamisamento para cada embutimento; e (c) vista do transpasse do laço atravessado pela barra de aço, Ruver (2011).	77
Figura 3.8: Equipamento de tração dos ensaios: (a) equipamento completo, com célula de carga, viga de reação e macaco de protensão; (b) célula de carga conectada à placa e ao macaco; e (c) célula de carga e medidores de deslocamento fixados a viga de apoio.	78
Figura 3.9: (a) sistema de aplicação de carga por meio do macaco hidráulico e respectivo detalhamento – (b) bomba a óleo; (c) disposição do macaco e da célula de carga; e (d) união entre o laço do cabo de aço e as correntes (Ruver, 2011).	79
Figura 3.10: Viga utilizada para reação dos ensaios (Ruver, 2011).	80
Figura 3.11: Sistema de reação e aplicação de carga.	81
Figura 3.12: Croqui de localização dos ensaios de campo.	81
Figura 3.13: Escavação de 1,50m de diâmetro para execução do ensaio e acomodação da placa no fundo da área escavada.	82
Figura 3.14: Imagem da escavação realizada para execução dos ensaios.	83

Figura 3.15: Colocação de areia tingida de preto para identificação da deformação das camadas na exumação dos ensaios.	83
Figura 3.16: Vista em corte do tamanho das cavas, posição das placas e forma de execução do reaterro (Ruver, 2011).	84
Figura 3.17: Fibras desfiadas utilizadas no ensaio.	85
Figura 3.18: Lançamento da areia na cava para compactação.	86
Figura 4.1: Envoltória de ruptura para o fator $\eta/C_{iv} \sim 30$. Cruz (2008).	91
Figura 4.2: Envoltória de ruptura para o fator $\eta/C_{iv} \sim 17$. Cruz (2008).	92
Figura 4.3: Envoltória de ruptura para o fator $\eta/C_{iv} \sim 10$. Cruz (2008).	92
Figura 4.4: Envoltória de ruptura do solo-cimento-fibra para o fator $\eta/C_{iv} \sim 30$	93
Figura 4.5: Resultados dos ensaios de compressão simples.	94
Figura 4.6: Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral.	94
Figura 4.7: Envoltória de ruptura de acordo com a Teoria de Mohr-Coulomb baseada em ensaios de compressão e tração diametral.	95
Figura 4.8: Variação da resistência à compressão simples e a tração com relação à porosidade pelo volume de cimento na mistura de areia-cimento.	98
Figura 4.9: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento-fibra dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta para $\eta/C_{iv} = 30$	101
Figura 4.10: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento-fibra dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta para $\eta/C_{iv} = 17$	101
Figura 4.11: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento-fibra dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta para $\eta/C_{iv} = 10$	102
Figura 4.12: Variação da resistência à compressão simples e a tração com relação à porosidade pelo volume de cimento na mistura de areia-cimento-fibra.	103

Figura 4.13: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento (a) e areia-cimento-fibra (b) dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta.	104
Figura 4.14: Curvas carga x deslocamento na areia sem reforço.	107
Figura 4.15: Curvas carga x deslocamento na areia reforçada com fibras.	108
Figura 4.16: Curvas de carga x deslocamento na areia reforçada com cimento.	108
Figura 4.17: Curvas de carga x deslocamento na areia reforçada com cimento e fibra.	109
Figura 4.18: Curvas de carga x deslocamento para os diversos materiais na relação de embutimento $H/D = 1,0$	110
Figura 4.19: Curvas de carga x deslocamento para os diversos materiais na relação de embutimento $H/D = 1,5$	110
Figura 4.20: Curvas de carga x deslocamento para os diversos materiais na relação de embutimento $H/D = 2,0$	111
Figura 4.21: Carregamentos obtidos para uma deformação de 25mm ou carregamento de pico nas diferentes misturas variações de profundidade de embutimento da placa.	112
Figura 4.22: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 1,0$	113
Figura 4.23: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 1,5$	114
Figura 4.24: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 2,0$	114
Figura 4.25: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 1,0$	115
Figura 4.26: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 1,5$	115
Figura 4.27: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 2,0$	116
Figura 4.28: Ruptura no ensaio de areia-cimento com embutimento $H/D = 1,0$	117
Figura 4.29: Ruptura no ensaio de areia-cimento com embutimento $H/D = 1,5$	117
Figura 4.30: Ruptura no ensaio de areia-cimento com embutimento $H/D = 2,0$	118

Figura 4.31: Ruptura no ensaio de areia-cimento-fibra com embutimento $H/D = 1,0$	119
Figura 4.32: Ruptura no ensaio de areia-cimento-fibra com embutimento $H/D = 1,5$	119
Figura 4.33: Ruptura no ensaio de areia-cimento-fibra com embutimento $H/D = 2,0$	120
Figura 4.34: Curvas carga x deslocamento na areia com profundidades de embutimento maiores.	121
Figura 4.35: Curvas carga x deslocamento na areia-fibra com profundidades de embutimento maiores.	121
Figura 4.36: Comparativo de curva carga x deslocamento para relação $H/D = 4$	122
Figura 4.37: Comparativo de curva carga x deslocamento para relação $H/D = 7$	123
Figura 4.38: Comparativo de curva carga x deslocamento para relação $H/D = 10$	123
Figura 4.39: Carregamentos obtidos para uma deformação de 25mm nas diferentes misturas e variações de profundidade de embutimento da placa.....	124
Figura 4.40: Curvas de carga x deslocamento no solo e solo-fibra para as relações de embutimento H/D 4, 7 e 10.	125
Figura 4.41: Curvas carga x deslocamento da areia nas relações H/D 1 - 1,5 - 2 - 4 - 7 - 10.....	126
Figura 4.42: Curvas carga x deslocamento da areia-fibra nas relações H/D 1 - 1,5 - 2 - 4 - 7 - 10.....	127
Figura 4.43: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 4,0$	128
Figura 4.44: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 7,0$	128
Figura 4.45: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 10,0$	129
Figura 4.46: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 4,0$	130
Figura 4.47: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 7,0$	130
Figura 4.48: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 10,0$	131

Figura 4.49: Exumação do ensaio em areia – H/D 4,0.....	132
Figura 4.50: Exumação do ensaio em areia – H/D 7,0.....	132
Figura 4.51: Exumação do ensaio em areia – H/D 10,0.....	133
Figura 4.52: Exumação do ensaio em areia-fibra – H/D 4,0.....	134
Figura 4.53: Exumação do ensaio em areia-fibra – H/D 7,0.....	134
Figura 4.54: Exumação do ensaio em areia-fibra – H/D 10,0.....	135
Figura 4.55: Pressões máximas na areia com pequenos embutimentos.....	139
Figura 4.56: Pressões máximas na areia-fibra com pequenos embutimentos.....	140
Figura 4.57: Pressões máximas na areia-cimento com pequenos embutimentos.....	140
Figura 4.58: Pressões máximas na areia-cimento-fibra com pequenos embutimentos.....	141
Figura 4.59: Pressões máximas na areia com grandes embutimentos.....	142
Figura 4.60: Pressões máximas na areia-fibra com grandes embutimentos.....	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Cargas atuantes em torres autoportantes de transmissão de energia elétrica	7
Tabela 3.1: Variáveis investigadas nos ensaios de arrancamento de placa.	65
Tabela 3.2: Índices físicos da areia e areia-fibra.	66
Tabela 3.3: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.	67
Tabela 3.4: Características do cimento utilizado.....	69
Tabela 4.1: Ângulo de atrito e intercepto coesivo do material saturado. Girardello (2010). ...	90
Tabela 4.2: Ângulo de atrito e intercepto coesivo da mistura areia-cimento. Cruz (2008).....	91
Tabela 4.3: Ângulo de atrito e intercepto coesivo da mistura areia-cimento-fibra.	93
Tabela 4.4: Ensaios triaxiais em areia-cimento (Consoli et al. 2012d).	100
Tabela 4.5: Parâmetros geométricos e geotécnicos obtidos em ensaios triaxiais empregados na previsão da capacidade de carga.....	137
Tabela 4.6: Parâmetros geométricos e geotécnicos obtidos pela metodologia proposta para obtenção da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb empregados na previsão da capacidade de carga.	138

LEGENDAS

ϵ_a : Deformação axial

ϕ : Ângulo de atrito interno

γ : Deformação cisalhante

γ_d : Peso específico aparente seco

ν : Coeficiente de Poisson

τ : Tensão de cisalhamento

ρ : Massa específica do solo

ρ_z : Recalque da área carregada

σ_v : Tensão vertical

σ_1, σ_3 : Tensões principais máxima e mínima

σ_a, σ_r : Tensões principais - axial e radial

ψ : Ângulo de dilatância

ω : Teor de umidade

a : Raio da placa circular

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

B : Parâmetro de poro-pressão de Skempton

c : Coesão

CBR: California Bearing Ratio

C_u : Coeficiente de uniformidade

D : Diâmetro da câmara de calibração

D : Diâmetro da célula

d : Diâmetro da placa

d: Diâmetro do diafragma da célula

d/10: Critério de recalque máximo (norma inglesa)

d/30: Critério de recalque máximo (norma brasileira)

*D*₁₀: Diâmetro efetivo das partículas

*D*₅₀: Diâmetro médio

dtex: Unidade que representa a espessura dos filamentos (1 dtex = 1g/10000m)

e: Índice de vazios

*e*₀: Índice de vazios inicial

E: Módulo de elasticidade ou Módulo de Young

E: Espessura da célula

*E*_{def}: Energia de deformação ou tenacidade

h: espessura da placa

H: Altura da câmara de calibração

H/*D*: Relação entre altura e diâmetro da câmara de calibração

*L*₁: Primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento

*L*_{*n*}: Leitura em um instante *n* qualquer

*L*_{*n*-1}: Leitura imediatamente anterior à leitura *L*_{*n*}

LVDT: Linearly variable differential transformer

NBR: Norma Brasileira

*p*_{av}: Média de tensões aplicada pela placa

PET: Polietileno tereftalato

q: Tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

RESUMO

GIRARDELLO, V. **Ensaio de Arrancamento de Placas embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibras**. 2014. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Fundações diretas submetidas a carregamentos de compressão vertical têm sido frequentemente ensaiadas e seus comportamentos já são bem conhecidos no ramo de projeto de fundações. Fundações submetidas à tração têm crescido em importância devido ao aumento de perspectivas de uso de fontes de energia renováveis tais como turbinas de energia eólica e não renováveis tais como plataformas petrolíferas, bem como torres de transmissão de energia, cujas cargas de tração podem ser de grande importância. Contudo, esforços de tração em fundações é ainda um tema não consolidado que merece atenção tanto quanto ao comportamento carga-deslocamento quanto aos modos de ruptura, principalmente quanto ao potencial uso de camadas de solos reaterros reforçados com fibras e ou cimentados. Para isso, ensaios triaxiais para obtenção de parâmetros de resistência da areia e da areia reforçada com fibras foram realizados e analisados. Uma metodologia para determinação do ângulo de atrito e da coesão de areia cimentada com e sem fibras também foi proposta, baseada apenas em resultados de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, ensaios que podem ser realizados em praticamente todos os laboratórios de solos devido a sua simplicidade, sem a necessidade de execução de ensaios mais complexos como os triaxiais e de cisalhamento direto. Ensaio de arrancamento de placas circulares embutidas em camadas de areia, areia-fibra, areia-cimento, e areia-cimento-fibra foram executados, a fim de se obter cargas de ruptura e acréscimo de resistência com o aumento dos agentes de reforço e também com o aumento da relação de embutimento da placa nas camadas de areia e areia reforçada. As formas de ruptura também são avaliadas através da exumação das camadas de solo após a realização dos ensaios em areia e areia reforçada com fibras. A metodologia proposta para determinação de ângulo de atrito e coesão através de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral se mostrou eficiente, com resultados satisfatórios dos materiais estudados. Resultados indicam aumento da força necessária para arrancamento das placas embutidas nas camadas de areia-cimento, areia-cimento-fibras e até mesmo nas camadas somente de areia-fibra, quando comparadas ao arrancamento de placas embutidas em areia. A forma de ruptura também se apresentou diferente na areia em relação ao solo tratado e reforçado, indicando a influência dos agentes cimentantes e de reforço não só na resistência, como também ocasionando uma mudança na forma de ruptura.

Palavras-chave: arrancamento, placas, solo-cimento, solo-fibra, envoltória de ruptura.

ABSTRACT

GIRARDELLO, V. **Pullout testing of embedded plates in fiber-reinforced cemented soil layer.** 2014. Ph.D. Thesis in Civil Engineering – Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Shallow foundations submitted to vertical compression loading have been largely tested and their behavior is well understood in project conception. Foundations submitted to tension have growing importance with increasing perspectives of worldwide developments of new energy sources such as wind turbines farms and oil platforms, as well as for energy transmission towers, whose tension loads might be of great importance. However, vertical tension is a non-consolidated matter that deserves attention regarding general behavior and failure modes, mainly after potential use of fiber-reinforced and/or cemented soils for backfilling. Triaxial testing was carried out in present research to establish strength parameters of sand and fiber-reinforced sand. A methodology to determinate friction angle and cohesion intercept of fiber-reinforced and non-reinforced artificially cemented sands, based on unconfined compression and splitting tensile test results, was developed in present research as an alternative to complex lab testing such as triaxial and simple shear tests, once it could be accomplished in any basic soil laboratory. Such methodology has been shown to be quite efficient. Pullout testing of circular plates embedded in layers of sand, fiber-reinforced sand, cemented sand and fiber-reinforced cemented sand were carried out in order to achieve increasing pullout forces after fiber-reinforcement of soils and/or due to soil stabilization with cement insertion. Results indicate a growth of pullout forces for artificially cemented sands, fiber-reinforced cemented sands and for fiber-reinforced sands, when compared to plain sands. Failure modes were assessed through exhumation of soil layers after testing was finished. Failure shapes were deeply affected by insertion of cement, fibers and increasing embedment depth.

Keywords: pullout, plates, soil-cement, soil-fiber, failure envelope.

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Fundações superficiais assentes em camadas de solo reforçadas e não reforçadas com fibras e submetidas a cargas verticais de compressão já foram estudadas por Consoli et al. (2003a, 2009). Estas mesmas solicitações também já foram avaliadas em fundações diretas assentes em camadas de solo-cimento e solo-cimento-fibra (Consoli et al. 2003b, 2008, 2009, Thomé et al. 2005). No entanto, o estudo de fundações superficiais embutidas em camadas de solos tratados com agentes cimentantes e/ou fibras e submetidos a solicitações verticais de tração (arrancamento) ainda não se encontra consolidado e merece atenção pelo potencial de maximização de carga de arrancamento, bem como pela minimização de deslocamentos sob carga de trabalho.

Torres de transmissão de energia elétrica sofrem esforços de tração em suas fundações, o que se deve à ação do vento e também através dos próprios cabos tensionados, os quais as mesmas sustentam. Fundações de obras costeiras (*onshore*) e também marinhas (*offshore*) podem sofrer esforços predominantemente de tração, como é o caso dos ancoradouros e das plataformas de petróleo.

Esses esforços de tração aos quais são submetidas as obras exemplificadas anteriormente, na maioria dos casos, ocorrem de forma cíclica/dinâmica, pela ação do vento, da água ou até mesmo de outros agentes como é o caso dos próprios cabos nas linhas de transmissão.

Conhecendo esses problemas, e com a ideia de desenvolver mecanismos e até mesmo misturas de materiais que auxiliem na resistência de fundações submetidas a esses esforços de tração, optou-se pela utilização de fibras e/ou de cimento Portland no estudo de misturas com areia para a realização de ensaios de arrancamento de placas.

A utilização de fibras para reforço de solos é conhecida a milhares de anos. Cerca de 3000 anos atrás já havia a ideia de associar elementos de reforço para melhoria do comportamento do solo com relação à sua resistência. Os Babilônicos já inseriram materiais fibrosos na Construção de “Zigurates” há mais de 1400 anos antes de Cristo. Algumas

seções da Muralha da China também foram construídas com argila e cascalho entremeados com fibras naturais.

A forma moderna de reforço do solo foi introduzida por Henri Vidal – engenheiro francês - na década de 60. O conceito de Vidal foi de um material compósito formado de tiras metálicas planas colocadas horizontalmente no solo. A interação entre o solo e os membros de reforço era unicamente por atrito devido ao peso próprio. Este material foi descrito como “Terra Armada”. A partir daí, o conceito de solo reforçado avançou rapidamente, com a criação e desenvolvimento de materiais poliméricos sintéticos.

A inclusão de fibras como reforço de solos tem sido estudada por diversos pesquisadores nos últimos anos para diferentes aplicações, desde estruturas de contenção até a estabilização de solos sob fundações e pavimentos (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Freitag, 1986; Maher & Gray, 1990; Fatani et al., 1991; Maher & Ho, 1993; Santoni et al., 2001; Zornberg, 2002).

As fibras sintéticas e poliméricas apresentam o aprimoramento da técnica para estabilização de solos de fundação na atualidade.

Destaca-se na área a experiência brasileira (Silva et al. 1995; Lima et al. 1996; Bueno et al. 1996; Teodoro & Bueno 1998; Teodoro 1999) e a experiência acumulada pelo PPGE/UFRRGS (Ulbrich 1997; Montardo 1999; Feuerharmel 2000; Specht 2000; Casagrande 2001, 2005; Montardo et al. 2002; Homem 2002; Heineck 2002; Casagrande & Consoli 2002, 2004; Casagrande et al. 2002, 2004, 2006, 2007; Specht et al. 2002; Heineck & Consoli 2002, 2004; Donato 2003, 2007; Donato et al. 2002, 2004; Vendruscolo 2003; Heineck et al. 2003a, 2003b, 2005, Santos 2004, 2008; Girardello 2010; Festugato 2011; Consoli et al. 1998, 1999, 2002, 2003a, 2003b, 2003c, 2004, 2005a, 2005b, 2007a, 2007b, 2009a, 2009b, 2009c, 2010, 2011, 2012a, 2012b, 2013a, 2013b).

Existem alguns estudos realizados a partir de provas de carga em solos reforçados com fibras (Consoli et al., 2003-b; Vendruscolo, 2003, Casagrande, 2001, 2005 e Consoli et al., 2009) que sugerem que elas distribuem as tensões em uma área maior, dificultando a propagação de fissuras e aumentando conseqüentemente a capacidade de suporte do solo.

Outro agente de reforço utilizado foi o cimento. Mesmo conhecendo os benefícios do

melhoramento e da estabilização dos solos com agentes cimentante, que são muito utilizados em projetos de estruturas de contenção, na remediação de solos contaminados, na pavimentação e, inclusive, na própria área de fundações submetidas à compressão, o emprego desta técnica para fundações submetidas à tração é incipiente. Existem estudos, como o desenvolvido em 2007 na Austrália por Consoli *et al.* (2007), que realizaram ensaios submetidos à tração com reaterro de areia cimentada, mostram-se promissores, demonstrando ganhos de resistência à tração com a incorporação de pequenos teores de cimento à areia. Cabe salientar que este estudo ficou, infelizmente, limitado somente a um tamanho de fundação, uma profundidade e um único dia de cura.

Dessa forma, é visível a necessidade de se aprofundar nos estudos de investigação dos benefícios que as fibras e o cimento podem causar como agentes que atuam na resistência a tração do material, como melhora na capacidade de suporte de fundações submetidas à carregamentos de tração pela ação do vento, da água ou até mesmo por outros motivos distintos como a ruptura de cabos de alta tensão que geram impactos nas torres que os sustentam, os quais são suportados por suas fundações. Dessa forma, a determinação de parâmetros de resistência do material reforçado é de extrema importância para a elaboração de um projeto, havendo assim a necessidade do desenvolvimento de uma metodologia que forneça condições de se obter a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb através de ensaios básicos, como compressão simples e tração por compressão diametral, sem necessidade de executar ensaios mais complexos como é o caso dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto.

1.2. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é a análise do comportamento mecânico de uma areia quando reforçada de cimento e/ou fibras, através de ensaios de arrancamento de placas embutidas nas camadas deste solo reforçado.

1.2.1. Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral desta pesquisa, alguns objetivos específicos foram determinados e são listados a seguir:

- Obter parâmetros de resistência do solo e de suas misturas;
- Avaliar a forma de ruptura no topo do solo nas diferentes condições de solo reforçado e não reforçado;
- Avaliar a capacidade de carga na ruptura dos diferentes ensaios, em função das profundidades de embutimento da placa e também em função da mistura de solo;
- Avaliar o ganho de resistência pela influência da inclusão de fibras na matriz do solo com profundidades de embutimento maiores.
- Analisar a forma de ruptura ao longo da profundidade nos ensaios realizados em areia e areia-fibra.
- Desenvolver uma metodologia para determinação da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb sem a realização de ensaios triaxiais, mas simplesmente através de resultados de ensaios básicos como de compressão simples e tração por compressão diametral.
- Obter parâmetros de resistência através de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral.

1.3. DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

O trabalho será dividido em seis capítulos distintos, conforme a realização da pesquisa.

Primeiramente inicia-se com o Capítulo 1, de introdução, onde são apresentados os objetivos do trabalho e suas justificativas.

Em seguida, no Capítulo 2 é apresentada uma revisão da literatura existente, definida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

No Capítulo 3, desenha-se o programa experimental, com a descrição dos materiais utilizados, dos equipamentos produzidos e utilizados e dos métodos de ensaios.

Já no Capítulo 4 são apresentadas as análises e discussões dos resultados obtidos nos

ensaios de laboratório.

No Capítulo 5 serão apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de campo.

No Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões que representam a síntese de todo conhecimento adquirido durante a realização de todo o trabalho.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo 2 serão apresentados conceitos sobre fundações submetidas a carregamentos de tração. Aspectos técnicos sobre os mecanismos de interação que existem entre o solo e o reforço, além das alterações do comportamento dos solos causadas pela adição de fibras e cimento também são abordados. Em seguida, são apresentados estudos experimentais e generalidades sobre ensaios de arrancamento placa.

2.2. FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRAÇÃO

Segundo Kovacs *et al.* (1975), as fundações submetidas à tração são utilizadas em cortinas de estacas prancha, torres de transmissão de energia elétrica, pontes, paredes de contenção, muros de arrimo, condutos, entre outras. São também empregadas em construções temporárias, como tendas e barracas. Conforme os autores, as fundações tracionadas podem assumir diferentes formas dependendo do uso e do tipo de solo. As fundações metálicas no formato de placas, discos, brocas ou cones suportam cargas entre 10 a 20 toneladas (98,1 kN a 196,2 kN) e foram as mais utilizadas pelas empresas de transmissão de energia elétrica norte americanas, até meados dos anos 1970, devido aos custos e à facilidade de instalação (Kovacs *et al.*, 1975). Quando maiores as cargas requeridas, os projetistas lançam mão de estruturas de aço em grelha (formado por uma trama de vigas de aço), de sapatas de concreto, de sapatas isoladas ou agrupadas, ou ainda, de estacas. Tirantes e chumbadores também são utilizados.

Conforme Andreadis *et al.* (1981), as fundações submetidas à tração podem ser compostas por placas, bulbos ou sapatas enterradas conectadas a elementos de reação, como cabos e hastes.

Rowe e Davis (1982a, 1982b), dizem que as fundações tracionadas são basicamente utilizadas em torres de transmissão de energia elétrica, cortinas de estacas prancha, muros de arrimo, pontes, estruturas de telhado e dutos de água, gás ou petróleo submetidos a pressões de tração.

Em 1987, Dias relatou que as linhas de transmissão de energia elétrica atravessam extensas áreas, sendo, basicamente, compostas por torres metálicas com espaçamento médio de 400m. Segundo a autora, o problema das fundações destas torres torna-se bem complexo, quando se pensa, por exemplo, em uma linha de transmissão com 26 km, que contém 82 torres, somando 328 fundações. Nestes projetos há vários tópicos polêmicos que envolvem o assunto: (a) os ventos que atuam nos cabos geram esforços de compressão e tração, sendo as torres projetadas para resistirem à tração; (b) os mecanismos de resistência não são suficientemente conhecidos; (c) devido à extensão, há grande variabilidade nos perfis do solo; (d) há pouca bibliografia aplicável para solos brasileiros; e (e) 65% do território brasileiro é coberto por solo parcialmente saturado, cuja resistência depende da umidade, que varia sazonalmente. Em termos de carga, Paladino (1985, *apud* Dias, 1987) apresenta na Tabela 2.1 a magnitude das cargas atuantes nas torres de transmissão de energia.

Tabela 2.1: Cargas atuantes em torres autoportantes de transmissão de energia elétrica

Tipos de Cargas	Torres de Sustentação (kN)	Torres de Ancoragem (kN)
Compressão	150 – 800	300 – 1.800
Arrancamento	100 – 600	200 – 1.600
Horizontais	10 – 100	50 – 300

(Fonte: Paladino,1985 *apud* Dias, 1987)

Segundo Trautmann e Kulhawy (1988), para as torres de transmissão de energia dos Estados Unidos, tipicamente, eram utilizados três tipos de sapatas: (a) estrutura tipo grelha composta por perfis metálicos, montada in loco; (b) sapata em concreto, moldada in loco; ou (c) placas de aço. Conforme exemplificado por Kulhawy (1983, *apud* Trautmann e Kulhawy, 1988), até os anos 1980, cerca da metade das estruturas de transmissão de alta tensão de todo os Estados Unidos eram assentadas sobre sapatas; para a década seguinte, cerca de 1/3 das novas estruturas seriam construídas sobre este tipo de fundação.

Birch e Dickin (1998) citam que as torres de transmissão de energia elétrica são, basicamente, constituídas por estruturas de treliças de aço, ancoradas em quatro fundações individuais. As torres de transmissão, além de suportarem o peso próprio da estrutura e o peso imposto pelos cabos de transmissão, atuam, principalmente, no suporte das forças de tração,

do movimento de rotação e da torção imposto pelos ventos, atuantes em toda a estrutura (torres e cabos).

Bouazza e Finlay (1990) falam que as fundações tracionadas mais comumente utilizadas na construção civil são as sapatas e as placas, pois são fundações mais econômicas e resistentes aos esforços de tração, tanto para o ambiente marinho como para o terrestre. Ainda segundo os autores, as sapatas e as placas são tipicamente utilizadas para estruturas terrestres, como por exemplo, as torres de transmissão de energia; e para estruturas marinhas serve como exemplo os cabos de ancoragem de plataformas e dutos submersos.

Conforme Dyvik et al. (1991) e Andersen et al. (1991), a companhia petrolífera norueguesa Saga Petroleum A.S. utiliza, como fundações, grupos de cilindros abertos na ponta e vedados no topo após a cravação no leito do mar, que trabalham à sucção à vácuo para resistir aos mais diversos tipos de esforços, entre eles à tração, provocados pelas tempestades em alto mar. Os autores salientam que a utilização deste tipo de fundação em detrimento às estacas, justifica-se pelo fator econômico, pois podem ser reaproveitados quando a plataforma for transferida de local.

Segundo Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999), como a intensificação da exploração de hidrocarbonetos tem aumentado a cada ano, há a necessidade de construção de estruturas marinhas que operem a maiores profundidades. Quanto maior a profundidade, maior é a capacidade de carga à tração requerida para as fundações, sendo que esta pode variar entre 20.000 kN a 70.000 kN (Le Tirant, 1979; apud Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Ilamparuthi e Dickin, 2000). Ao passo que nas estruturas terrestres, a capacidade de carga à tração requerida é bem menor, por exemplo, 1.250 kN para o muro de contenção e ancoradouro de navios do porto de Rhode Island (Tudor, 1967; apud Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999). Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) citam ainda que as fundações submetidas aos esforços de tração são bastante comuns em estruturas como torres de transmissão de energia, de televisão, de telecomunicações e em cabos de sustentação de pontes.

O CIGRE (2006) define que a escolha do tipo de fundação e do tipo de torre para estruturas de transmissão de energia deve levar em consideração os carregamentos predominantes (esforços de momento, compressão e/ou tração) e o tipo de solo. As fundações

podem ser divididas em três grupos: (a) isoladas; (b) ancoradas; e (c) interiças (CIGRE, 2006). Nas fundações isoladas e ancoradas cada base da torre é ancorada em cada elemento de fundação, já na fundação inteiriça, todos os elementos da base da torre são ancorados em um único elemento de fundação. Conforme o CIGRE (2008), os carregamentos impostos às estruturas das linhas de transmissão são oriundos dos efeitos meteorológicos (por exemplo, tempestades), ruptura de condutores e de cabos de sustentação e derretimento desuniforme do gelo. Segundo CIGRE (2008), o projeto de fundações de torres de transmissão de energia está coberto de incertezas, seja pela intensidade dos fenômenos naturais, que são probabilísticos por natureza, seja pela distribuição destes esforços para as fundações, ou seja, pela grande variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos.

Merifield *et al.* (2001) citam que muitas estruturas utilizam fundações submetidas a esforços de tração, tais como, as torres de transmissão de energia e as paredes de contenção. Merifield *et al.* (2006) citam que as fundações na forma de placas ou sapatas de concreto submetidas à tração podem ter formas circulares, quadradas, retangulares ou contínuas, sendo, comumente, utilizadas em estruturas nas quais atuam forças de tração, tais como, as torres de transmissão ou as estruturas resistentes ao empuxo lateral do solo, como cortinas de estacas prancha. Atualmente, este tipo de fundação tem sido adotado para promover solução simples e econômica em estruturas de plataformas marinhas de exploração de petróleo e de gás. Conforme os autores, os esforços de tração não atuam somente em estruturas de fundações, mas também em tubulações de óleo e água enterradas.

Pacheco *et al.* (2008) apresentam um trabalho onde resumem os estudos que vem sendo desenvolvidos pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), desde os anos 1970, com fundações de torres de transmissão de alta tensão submetidas à tração. Os autores citam que os resultados dos ensaios de verdadeira grandeza realizados pela UFRJ, ao longo dos últimos 30 anos, apresentam as melhores estimativas quando comparadas às teorias desenvolvidas na Universidade de Grenoble (exemplo: Ribier, 1962; Montel, 1963; Martin, 1963 e 1966; Biarez e Barraud, 1968; Porcheron e Martin, 1968; Trãn-Vô-Nhiêm, 1971; Martin, 1973; Batmanabane, 1973; Martin e Cochard, 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008). Pacheco *et al.* (2008) citam que os esforços de tração em torres de alta tensão podem ser permanentes ou eventuais. Os esforços permanentes ocorrem em torres localizadas nas extremidades das linhas (início e final) ou quando ocorre mudança de direção das linhas de transmissão; já os

esforços de tração eventuais são provocados pelo vento ou pela ruptura mecânica dos cabos de transmissão. Os autores citam ainda que existem dois tipos de torres: (a) autoportante e (b) estaiada. Nestas existe um apoio central onde atuam esforços de compressão e laterais, sendo que os esforços de tração são suportados por cabos de aço; já naquelas, as fundações são projetadas para suportarem todos os tipos de esforços (permanentes ou eventuais, e tração ou compressão ou lateral).

As fundações submetidas a esforços de tração estão presentes em diversas áreas da engenharia, como já citado por diversos autores. São inúmeras as situações onde um projetista de fundações pode se deparar com um esforço vertical em sua fundação. Nas obras de fundações das torres de alta tensão, ancoradouros, plataformas de petróleo, por exemplo, os esforços atuantes de maior importância são os carregamentos resultantes da ação do vento, da água, da ruptura de cabos, entre outros. Com tudo, para a elaboração de um bom projeto que resista a esses esforços, são necessários conhecimentos distintos, sendo eles sobre a ação do vento, a força da água, o esforço resultante da ruptura de um cabo, o impacto de um navio em um ancoradouro, a natureza do solo de fundação nas diversas situações em que ele pode se encontrar, saturado ou não, mudança essa que pode ocorrer durante as diferentes estações do ano, conhecimento sobre as principais formas e tipos de fundações, quais as mais indicadas para cada situação específica e conhecimento sobre o comportamento dos diferentes tipos de fundações.

2.2.1. Comportamento das Fundações Submetidas à Tração

Diversos autores (MacDonald, 1955; Marinpol'skii, 1965; Meyerhof e Adams, 1968; Sutherland *et al.*, 1982; Chattopadhyay e Pise, 1986; Ghaly *et al.*, 1991; *apud* Iamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) citam que as fundações rasas e profundas submetidas à tração devem ser tratadas de forma diferente, pois ocorrem diferenças de comportamento no interior da massa do solo entre cada um dos tipos de fundação. No caso de fundações rasas, a superfície de ruptura atinge a superfície do solo. Já no caso de fundações profundas, esta ruptura ocorre localmente junto à fundação, não atingindo a superfície do terreno, independente do tipo de solo (Vésic, 1971 *apud* Tagaya *et al.* 1988; Meyerhof, 1973 *apud* Velloso, 1987 e Tagaya *et al.* 1988; Bouazza e Finlay, 1990; Merifield *et al.*, 2001).

A transição entre o comportamento de fundação rasa e de fundação profunda é definida como sendo a profundidade crítica (H_{cr}) (Tagaya *et al.*, 1988). Na maioria das vezes, a profundidade crítica (H_{cr}) é também expressa em termos do diâmetro da fundação, sendo definido como o embutimento crítico (H_{cr}/D) (Kovacs *et al.*, 1975).

Desde os estudos pioneiros realizados com areia não existe um consenso sobre qual o valor do embutimento crítico. Por exemplo, Baker e Konder (1965, Kovacs *et al.*, 1975; 1966, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) citam que o embutimento crítico, para a areia estudada pelos autores, ocorre para um embutimento de valor seis ($H_{cr}/D = 6$). O mesmo valor foi definido por Turner (1962; *apud* Kovacs *et al.*, 1975), pois o autor verificou movimentação nula na superfície do terreno acima deste embutimento. Kananyan (1966; *apud* Kovacs *et al.*, 1975), através de seus ensaios (apresentados mais adiante), verificou que, com o aumento da profundidade, menor era a deformação na superfície do terreno, concluindo que a partir de um embutimento de 3, as fundações apresentavam um comportamento de fundação profunda. Kovacs *et al.* (1975), com base nos resultados dos ensaios realizados por Baker e Konder (1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975) e Kovacs (1967, *apud* Kovacs *et al.*, 1975), citam que pode ser utilizado um valor igual a 6 para o embutimento crítico (H_{cr}/D), quando se trata de solos com alta viscosidade e menor que 6 para solos com baixa viscosidade. Já Meyerhof e Adams (1968, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) obtiveram valores de embutimentos críticos (H_{cr}/D) de 4,7 (areia fofa), 6,2 (areia média) e 8,2 (areia densa) para valores de ângulo de atrito (ϕ') de 33,5°; 38,5°; e 43,0°, respectivamente. Meyerhof (1973 *apud* Velloso, 1987 e Tagaya *et al.* 1988), posteriormente, definiu como valores críticos, o embutimento de 4 para areias fofas e argilas e 8 para areias densas; no caso de fundações rígidas, o embutimento para argilas aumenta 50% e praticamente dobra para as areias (fofas ou densas). Sutherland *et al.* (1982, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) obtiveram embutimentos críticos (H_{cr}/D) de 4,5 (areia fofa), 9,5 (areia média) e 10,5 (areia densa) para valores de ângulo de atrito (ϕ') de 33,5°; 38,5°; e 43°, respectivamente. Ilamparuthi e Dickin (2000), a partir da análise de elementos finitos, obtiveram embutimentos críticos da ordem de 5,0 para areias fofas, 6,5 para areias médias e 7,5 para areias densas.

Flicker e Teng (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) citam que a curva idealizada da carga à tração pela deformação é formada por um trecho inicial linear elástico. À medida que a carga aumenta, ocorre a formação de zonas de plastificação em torno da fundação, porém, apesar

disso, a carga continua a aumentar até que seja atingida a carga máxima. Após o pico ocorre a queda da carga. Este comportamento corresponde a uma ruptura brusca e frágil.

De modo a verificar a interferência do ensaio no interior da massa do solo, Andreadis *et al.* (1981) utilizaram medidores de tensão, distribuídos radialmente e ao longo da profundidade. A tensão horizontal ao longo da profundidade varia de zero na superfície, aumentando com a profundidade até atingir um valor máximo, passando a reduzir até atingir o valor de zero na borda da placa. A profundidade onde ocorre a tensão horizontal máxima depende da distância vertical em relação à borda da placa. Para uma distância radial (horizontal) acima de cinco vezes o diâmetro da placa, a tensão horizontal máxima ocorre na metade da profundidade do embutimento. Para uma distância radial menor que cinco vezes, a tensão horizontal máxima se aproxima da borda da placa, e maiores são os valores da tensão horizontal. As tensões horizontais se estendem até uma distância radial de dez vezes o diâmetro das placas. As tensões horizontais medidas num determinado ponto no interior da massa do solo, durante o ensaio de arrancamento, apresentam um comportamento similar à curva de carga-deformação, aumentando com a deformação. Quando atingido o pico de carga de tração, esta permanece constante ou levemente decrescente com o aumento da deformação, enquanto que a tensão horizontal continua aumentando com menos intensidade, até a ruptura do material. Segundo os autores, isso ocorre devido ao fato de que, mesmo atingido a carga máxima à tração, o avanço das tensões horizontais, dentro da massa de solo, vão se propagando devido à movimentação dos grãos de areia. Além das tensões horizontais, Andreadis *et al.* (1981) também mediram as tensões verticais nas proximidades das placas. A variação da tensão vertical reduz, significativamente, com a distância vertical em comparação às tensões horizontais, sendo quase zero acima de cinco diâmetros.

Segundo Stewart (1985), as fundações tracionadas assentes em solos argilosos apresentam dois comportamentos distintos: rasas e profundas. Nas fundações rasas, o comportamento mecânico é comandado pelo solo sobre a fundação, e na ruptura toda a massa de solo englobada dentro da superfície de ruptura sofre deformação, sendo que a superfície de ruptura atinge a superfície do terreno. Nas fundações profundas, a ruptura se caracteriza por ser local, sendo que não ocorre a deformação de toda a massa de solo sobre a fundação, atingindo somente o solo, imediatamente, sobre a fundação e nas laterais. Conforme Stewart (1985), as fundações são consideradas rasas para um embutimento menor que 2 e profundas quando o embutimento for maior que 4,5. Para embutimentos intermediários o

comportamento é misto.

Murray e Geddes (1987) verificaram, em seus ensaios de laboratório, que as curvas de carga-deformação para a areia densa apresentam um pico característico, sendo que após o pico, a carga cai até atingir um valor constante; para as areias fofas não ocorre pico, pois uma vez atingido o valor máximo, este se mantém com o aumento das deformações e/ou ocorrem estágios de oscilação de tensão com incrementos de deformação. Para os ensaios realizados em areia densa, os autores verificaram que o fator de carga à tração (N) e a deformação na ruptura aumentam com o embutimento e decresce com o aumento do comprimento. Ainda com os resultados, foi possível verificar que a carga de ruptura nas fundações retangular com relação 1:5 e 1:10 são muito próximos, sendo que para forma retangular com relação dimensional acima 1:10, já pode ser considerada uma fundação contínua. Os autores também verificaram que, para a areia densa, o aumento na rugosidade de fundação aumenta o fator de carga à tração (N) e a deformação na ruptura. O fator de carga à tração (N) para a areia média é menor em comparação à areia densa, porém na areia média a deformação é maior. Os autores também verificaram que existe uma única relação (curva única) do fator de carga à tração (N) pela deformação, independente do diâmetro das fundações, para a areia densa. Já para areia média esta relação única não pode ser estabelecida.

Segundo Martin (1966, 1973, *apud* Pacheco *et al.*, 2008), a profundidade crítica pode ser obtida: (a) calculando-se a capacidade de carga das fundações submetidas à tração utilizando as equações para fundações profundas e rasas; (b) representando-se as curvas de carga pela profundidade para ambas as fundações; (c) o ponto de interseção entre as duas curvas corresponde à profundidade crítica; e (d) considera-se a carga de ruptura aquela que apresentar o menor valor das duas equações – equação para fundações rasas com profundidade menor que a crítica e equação para fundação profunda com profundidade acima da crítica. A Figura 2.1 demonstra o procedimento a ser adotado.

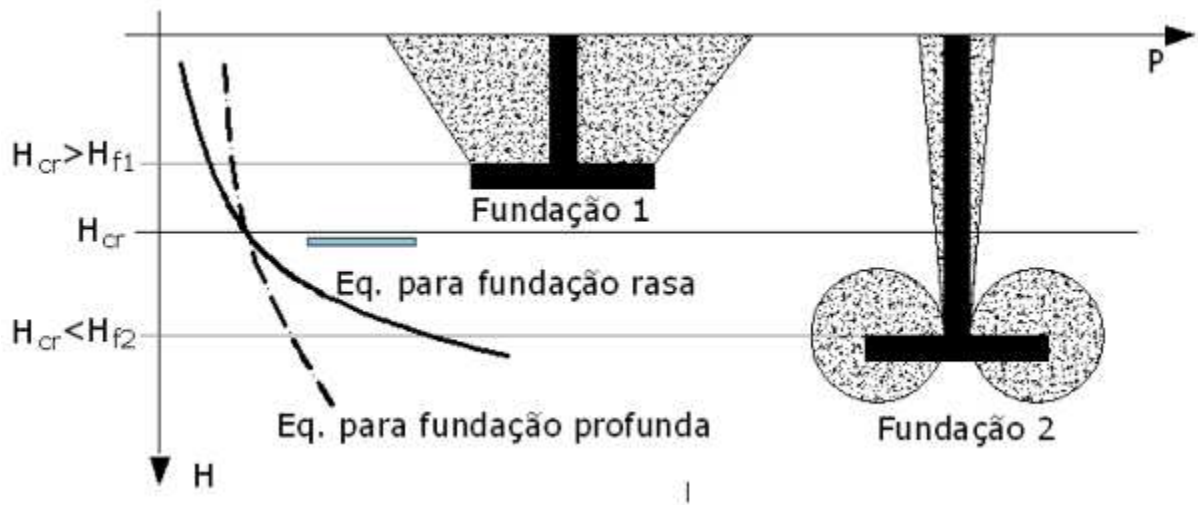


Figura 2.1: Forma prática para determinação da profundidade crítica (adaptado de Martin, 1966 e 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008).

Pode-se perceber que na literatura existe um consenso em relação aos dois possíveis tipos de comportamento das fundações submetidas à tração: (a) rasa – superfície de ruptura emerge na superfície do terreno; e (b) profunda – ruptura local, sem aparecimento de fissuras na superfície do terreno. No entanto, o embutimento crítico apresenta diferentes valores, conforme mostrado. O embutimento crítico depende de diversos fatores, tais como tipo e estado do solo. Assim, para a boa prática da engenharia de fundações e a elaboração de um projeto de fundações submetidas à tração de forma segura, econômica e eficaz, faz-se necessários uma análise completa do tipo de solo e da sua compacidade, para determinação do tipo de fundação a ser utilizada, bem como do seu embutimento. Definidos estes pontos, tens que chegar a conclusões sobre o comportamento da fundação adotada, se será considerada rasa ou profunda, em função do seu embutimento crítico, que conforme a literatura varia em média de 2 a 6 vezes o diâmetro da fundação. Dessa forma será possível o dimensionamento de uma fundação capaz de resistir aos esforços solicitados e de cumprir de maneira segura a sua função.

Segundo Consoli *et. al.* (2012-a), o solo reforçado com 0,5% de fibras apresentou melhora na capacidade de suporte em ensaios de arrancamento de placa embutidos em camadas de areia e areia reforçada com fibras. Ele cita também que a forma de ruptura do solo foi modificada pela inclusão do reforço fibroso à matriz arenosa.

Para Consoli *et. al.* (2012-b), o reforço de solo com cimento, assim como o reforço com

fibras de polipropileno, aumentam a capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração. É importante que ele descreve ainda as mudanças nas formas de ruptura dos materiais reforçados, sendo bem distintas para cada tipo de reforço em comparação ao solo não reforçado e até mesmo entre si.

2.2.2. Superfície de Ruptura das Fundações Submetidas à Tração

Em se tratando do formato das superfícies de ruptura, os autores, ao longo dos anos, vem tentando definir qual seria a forma ideal tanto para fundações rasas, como também, para fundações profundas.

Para as fundações rasas, os autores propuseram um formato *cilíndrico, formado por uma linha reta com a vertical* (Figura 2.2a) (Majer, 1955; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999); *tronco de cone* (para fundação circular) e/ou pirâmide (para fundação quadrada ou retangular), formado por uma linha reta inclinada em determinado ângulo (α) com a vertical (Figura 2.2b) (Mors, 1959; Meyerhof e Adams, 1968; Clemence e Veesaert, 1977; Sutherland *et al.*, 1982; Bobbit e Clemence, 1987; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999); *arco de circunferência convexa* (Figura 2.2c) (Balla, 1961; *apud* Murray e Geddes, 1987; Kanakapura *et al.*, 1994; Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999 – Kananyan, 1966; *apud* Kovacs *et al.*, 1975 - Baker e Konder, 1966; Marinpol'skii, 1965; Chattopadlyay e Pise, 1986; Ghaly *et al.*, 1991; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999 – Murray e Geddes, 1987); *parábola* (Figura 2.2d) (MacDonald, 1963; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999); *espiralada terminando ou não numa superfície linear na proximidade da superfície do terreno* (Figura 2.2e) (Matsuo, 1967, 1968; Khadlikar *et al.*, 1971; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).

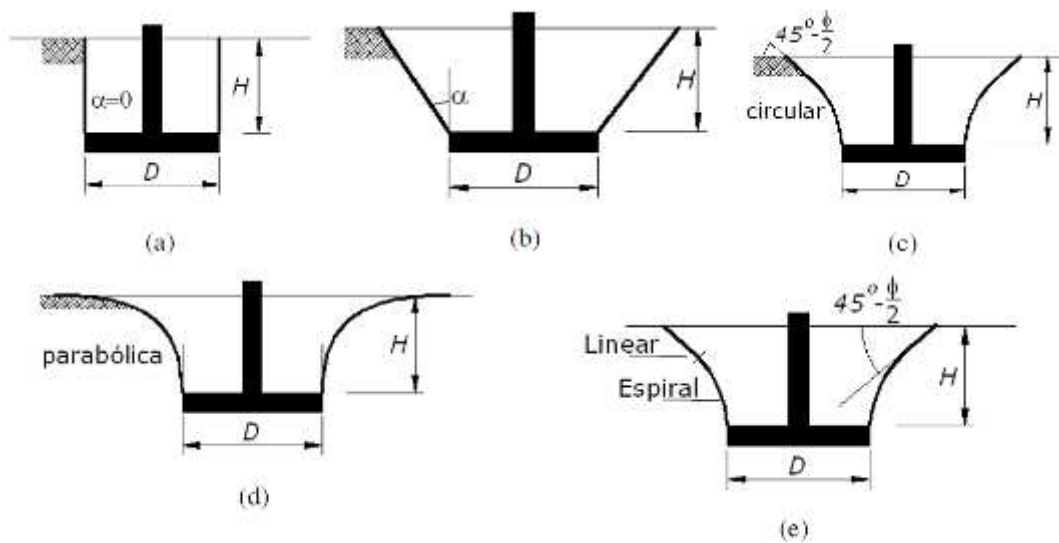


Figura 2.2: Superfícies de ruptura no solo com formato (a) cilíndrico; (b) cônico; (c) circular; (d) parabólico; e (e) espiralado terminado em linear na superfície (adaptado de *apud Kovacs et al., 1975*)

Para as fundações profundas, os autores propuseram uma ruptura local na forma cilíndrica (MacDonald, 1963; Marinpol'skii, 1965; *apud Ilamparuthi e muthukrishnaiah, 1999*). Stewart (1985) estabelece que ocorra movimentação do solo somente nas extremidades da fundação.

Através dos ensaios realizados, Kananyan (1966; *apud Kovacs et al., 1975*) verificou que num primeiro momento (a uma carga de 70% a 80% da carga de ruptura) ocorria a formação de um plano radial de fissuras (a partir do centro da placa) na superfície do terreno; passando à formação de fissuras no formato circular que coincidia com o diâmetro da placa; após as fissuras radiais continuavam a se propagar com aumento nítido da deformação vertical do terreno até a ruptura. A ruptura era marcada pela formação de uma segunda fissura circular com um diâmetro de, aproximadamente, duas vezes o diâmetro das placas. O autor verificou que o plano de ruptura era curvo-linear, com um ângulo de inclinação da superfície com a horizontal (α) no valor de $45^\circ - \phi'/2$.

Conforme citam Martin (1966, *apud Pacheco et al., 2008*) e Biarez e Barraud (1969, *apud Pacheco et al., 2008*), para as fundações rasas, a superfície de ruptura surge na superfície do terreno, e muitos autores simplificam esta superfície como sendo um tronco de cone, cuja inclinação da superfície é representada por um ângulo com a vertical (α). Conforme os autores, para solos argilosos rígidos ($\alpha \approx -\phi'/4$) e granulares ($\alpha \approx -\phi'$), o ângulo

de inclinação é negativo, ou seja, o diâmetro de fissuras visível na superfície do terreno é maior que o diâmetro da fundação – tronco de cone invertido. Para solos argilosos moles, o ângulo de inclinação é positivo ($\alpha \approx \tan^{-1}(\pi/15)$), sendo que o diâmetro de fissuras na superfície do terreno é menor que o diâmetro da fundação. Pacheco *et al.* (2008), de uma forma geral, salientam que para fundações rasas, a superfície de ruptura é comandada pelo tipo de reaterro realizado. Se o solo de reaterro tiver características melhoradas em relação ao solo natural, a superfície de ruptura passa a ser governada pelo solo natural, podendo a superfície ser cônica ($\alpha < 0$) (Figura 2.3a), porém se o reaterro apresentar propriedades mecânicas inferiores ao terreno natural, a superfície de ruptura provavelmente ocorre dentro da massa de solo reaterrada ($\alpha > 0$) (Figura 2.3c). Para fundações profundas, a superfície de ruptura não aparece na superfície do terreno, sendo que no caso dos solos rígidos ocorre uma ruptura local (Figura 2.3b), enquanto que nos solos moles a superfície de ruptura se propaga num ângulo de inclinação, da mesma forma que a rasa, até uma determinada altura, que é igual a profundidade crítica (Figura 2.3e).

Segundo Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999), no estudo experimental realizado por eles, observaram visualmente que para as fundações rasas ocorreu uma superfície de ruptura que pode ser aproximada por uma superfície linear inclinada (tronco de cone invertido), que emerge na superfície da areia, formando um ângulo (θ ou α) de $\phi'/2 \pm 2^\circ$ com a vertical, sendo $\phi'/2 - 2^\circ$ para a areia fofa e $\phi'/2 + 2^\circ$ para a areia densa (Figura 2.4). Já para as fundações profundas, independente da compactidade da areia, a superfície de ruptura fica confinada dentro da massa de areia, no formato similar a de um balão (Figura 2.5), sendo que esta inicia da borda da fundação seguindo uma superfície linear, da mesma forma que as fundações rasas, formando um ângulo (θ) de $0,8 \cdot \phi^\circ$ com a vertical, até fechar uma superfície côncava, de modo que a partir de determinada altura (aproximadamente duas vezes e meia o diâmetro da fundação) não ocorre mais deformação do solo. Este tipo de comportamento, tanto para as fundações rasas e profundas, é independente do estado seco ou imerso, bem como do formato e do tamanho das fundações.

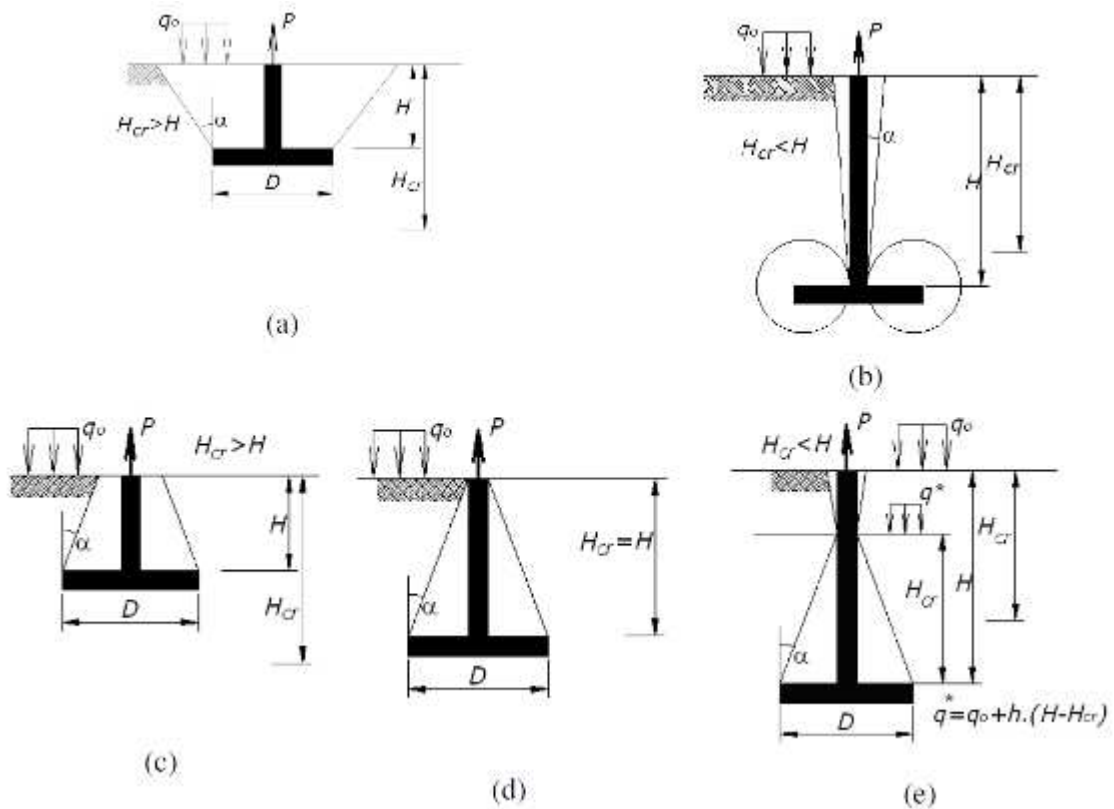


Figura 2.3: Superfície de ruptura das fundações: (a) rasa em solo rígido; (b) profunda em solo rígido; (c) rasa em solo mole; (d) intermediária em solo mole; e (e) profunda em solo mole (Martim, 1966 e 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008).

No que diz respeito às superfícies de ruptura formadas por fundações submetidas à esforços verticais de tração, se observa alguns conceitos fornecidos pela literatura que auxiliam na determinação da profundidade de embutimento de uma fundação, se será ela superficial ou profunda, em função do tipo de solo utilizado no reaterro e também do tipo de solo local. Essas informações são fundamentais para a perfeita escolha dos critérios de projeto; tipo de fundação, profundidade de embutimento, tipo e compacidade do solo de reaterro, as quais podem ser bem definidas se tiver o conhecimento da forma de ruptura da fundação escolhida. É importante dizer que conhecendo a forma de ruptura de cada uma das possíveis fundações a serem utilizadas em um projeto, se pode definir com mais qualidade quais as dimensões e formatos são adequados às cargas submetidas e ao solo onde serão assentadas.

Apesar de vários tipos diferentes de superfície de ruptura já ter sido identificados pelos mais diversos autores, nota-se que não existe um consenso na literatura em relação a este assunto. Sendo assim, através das provas de carga realizadas neste trabalho, se verificará o

tipo de superfície de ruptura que será gerada nas diferentes misturas de solo e profundidades de embutimento.

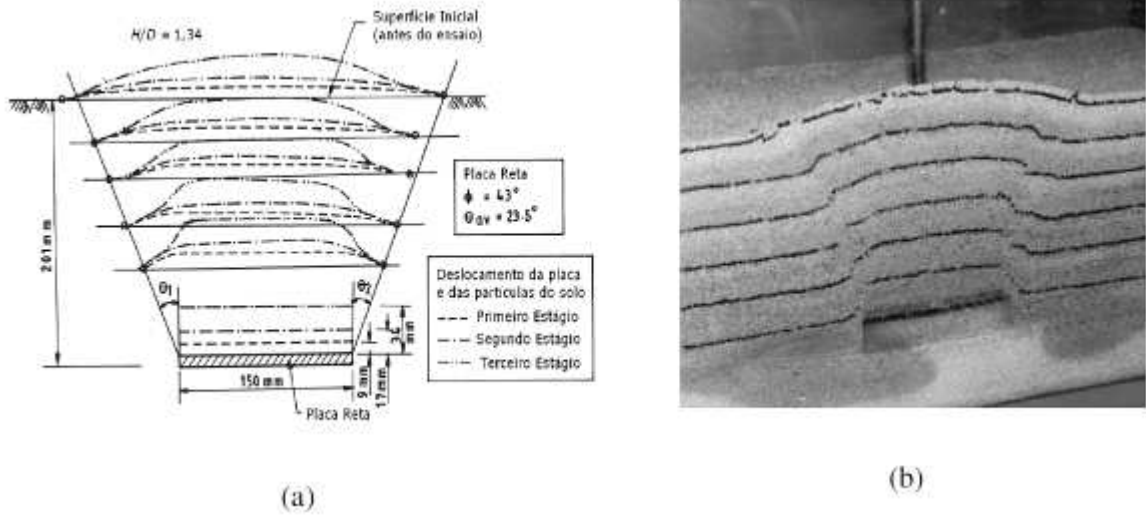


Figura 2.4: Formato da superfície de ruptura para uma fundação rasa (a) croqui e (b) fotografia (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).

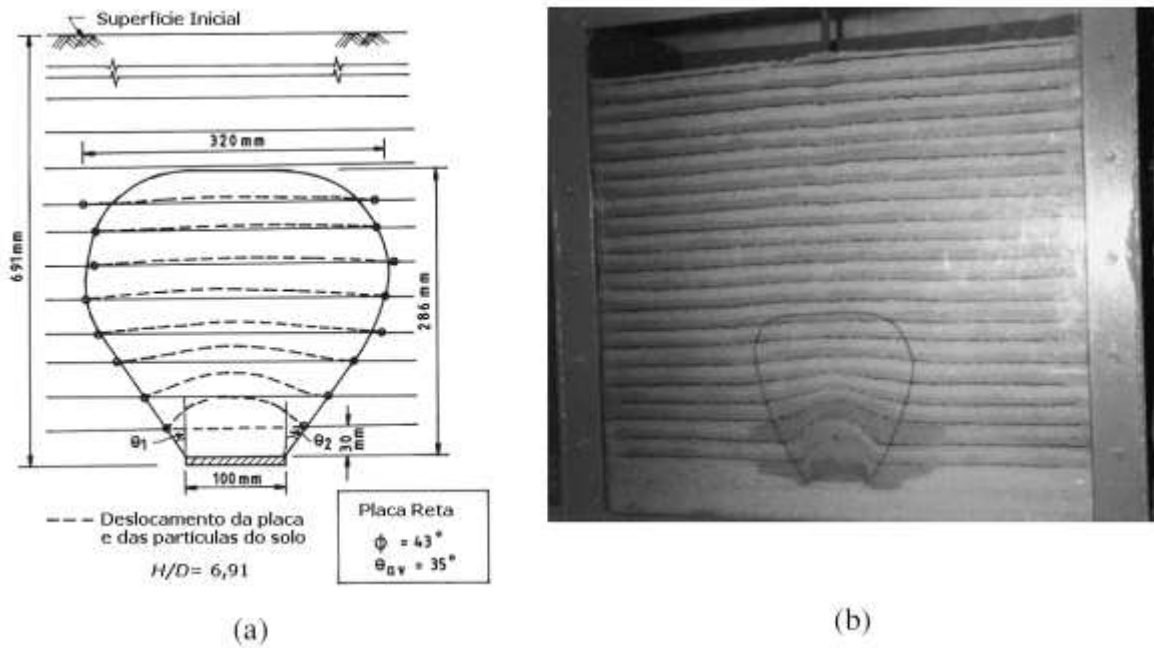


Figura 2.5: Formato da superfície de ruptura para uma fundação profunda (a) croqui e (b) fotografia (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).

2.3. SOLO FIBRA

2.3.1. Estabilização e Reforço de Solos

A estabilização de solos com a utilização de fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos, a qual vem despertando um interesse cada vez maior no meio científico. Prova disso se encontra em alguns dos livros mais recentes de engenharia dos materiais, onde os materiais compósitos fibrosos são abordados em capítulos específicos (Taylor, 1994; Hannant, 1994; Hollaway, 1994; Illston, 1994; Johnston, 1994 e Budinski, 1996).

Compreende-se como melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que visem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. Deseja-se o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua permeabilidade. O termo melhoria de solos está associado ao tratamento através de processos químicos, enquanto que o termo reforço está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes.

Segundo Van Impe (1989), os processos de estabilização podem ser classificados como temporários, permanentes e permanentes com adição de novos materiais. A estabilização temporária consiste naquela limitada a um curto espaço de tempo, geralmente o tempo de execução de uma certa fase da obra, como por exemplo, o congelamento de solos e o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose. A estabilização permanente sem adição consiste em processos de compactação e tratamento térmico, como a compactação superficial ou profunda. A estabilização permanente de solos com adição de novos materiais normalmente combina a compactação com adição de um novo material, como estabilização com cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos. Este processo de reforço de solo consiste em se introduzir no maciço elementos que possuam resistência à tração elevada (fitas metálicas, mantas, geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, fibras, etc.).

A utilização de geossintéticos no Brasil data do final dos anos 70 e início dos anos 80, com obras não só envolvendo aplicações em drenagem e filtração, mas também no reforço de

solos. Apesar do substancial crescimento do interesse em geossintéticos no país nos últimos anos, este ainda pode ser considerado tímido. Para Palmeira (1992) o desenvolvimento da pesquisa sobre geossintéticos tem contribuído para a utilização destes materiais na geotecnia.

Palmeira (1995) aborda os tipos de geossintéticos disponíveis, sendo estes classificados em geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras, e geocompostos. Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente, e utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração e proteção. As geogrelhas são grelhas plásticas utilizadas como elementos de reforço. As geomalhas são estruturas planas com elevado volume de vazios para utilização como meio drenante. As geomembranas constituem elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em obras de engenharia civil. Geocomposto foi um termo criado para denominar o material originado da combinação de dois ou mais geossintéticos.

O fibrossolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas para utilização em pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande *et al.*, 2002).

Para muitas situações, a adição de algum componente seja ele para estabilização ou para simples reforço do solo pode ser a única solução para viabilizar uma obra. Problemas em solos moles, por exemplo, em locais onde é necessária a implantação de algum tipo de fundação ou até mesmo uma pista de rolamento, podem ser solucionados ou minimizados com a adição de algum agente estabilizador, o qual irá alterar as propriedades mecânicas do solo, conferindo a ele mais resistência, ou menores deformações, entre outros aspectos. A inclusão de algum reforço também pode resolver problemas em solos de baixa capacidade de suporte de cargas, ou até mesmo reduzir em grandes quantidades as suas deformação quando submetidos a grandes carregamentos, através das alterações das propriedades mecânicas desse solo. A utilização de qualquer um dos tipos de agentes estabilizantes ou reforços em solos pode ser a única saída para a viabilidade de um projeto de fundações, o que nos mostra a grande importâncias deste conhecimento para um projetista desta área.

2.3.2. Tipos de Fibras Empregadas como Reforço

No mercado, existe uma ampla variedade de fibras para serem testadas. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez irão afetar o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação.

No entanto, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado, como fibras de aço (Taylor, 1994). Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

O conhecimento sobre os materiais de reforço são fundamentais para a sua escolha em um projeto. O profissional tem a obrigação de coletar informações sobre as características do material, o seu comportamento quando adicionado ao solo, a sua disponibilidade no mercado em grande quantidade e com um custo que não torne inviável a sua utilização. Todos estes aspectos é que vão auxiliar na definição de qual material utilizar, em função principalmente do tipo de melhora que se faz necessária ao solo, seja de aumento da resistência ou da diminuição das deformações, por exemplo. Com todas essas informações o projetista poderá definir o tipo de reforço a ser utilizado.

As fibras podem ser classificadas em quatro grandes classes: naturais, poliméricas, minerais e metálicas, abordadas individualmente a seguir.

2.3.2.1. Fibras naturais

Os primeiros tipos de fibras a serem empregados na história da humanidade foram as fibras naturais. As fibras vegetais utilizadas em materiais compósitos podem ser de bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana-de-açúcar (Hannant, 1994). Algumas destas fibras podem atingir grandes resistências, como por exemplo, as fibras do bambu que atingem normalmente resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

A avaliação da durabilidade dos compostos formados com fibras vegetais é o principal problema a ser investigado, pois podem ser degradadas pela adição de fungos e microorganismos. Segundo Teodoro (1999), a exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos causa uma rápida degradação das fibras. Como por exemplo, o emprego das fibras vegetais como reforço de materiais cimentados com cimento Portland comum.

2.3.2.2. Fibras poliméricas

Para ser empregada como reforço de solos, a família das fibras poliméricas talvez seja a mais promissora. Os polímeros, de acordo com sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras.

Atualmente vários formatos de fibras poliméricas têm sido empregados como reforço de solos. Têm-se as chamadas fibriladas, que são as fibras que apresentam um formato trançado quando esticadas transversalmente, projetadas para que se “abram” durante o processo de mistura com o solo.

Vários autores têm estudado tais fibras, a citar Al Wahab & Al-Qurna (1995), Al Wahab & El-Kedrah (1995) e Nataraj *et al.* (1996). Outro formato também utilizado por alguns autores (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997) e que se diferencia um pouco do formato de fibra, são as malhas, que proporcionam um maior intertravamento com as partículas do solo. Outro tipo, desenvolvido na França, chamado de Texsol, consiste em um filamento contínuo que é distribuído aleatoriamente dentro da massa de solo.

As fibras poliméricas podem ser divididas em fibras de polipropileno, de polietileno, de poliéster e fibras de poliamida, descritas a seguir:

- *Fibras de Polipropileno*: as fibras de polipropileno são constituídas de um tipo de material que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si de forma a que possam deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994). Essas fibras possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição; seu módulo de elasticidade gira em torno de 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (Taylor, 1994). Tais características conferem aos materiais a que estas fibras são incorporadas uma substancial resistência ao impacto;
- *Fibras de Polietileno*: as fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada e altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações por fluência, o que significa que, se elas forem utilizadas para suportar tensões altas permanentemente em um compósito fissurado, consideráveis alongações e deflexões podem ocorrer ao longo do tempo (Hannant, 1994). Procurando minimizar o problema da baixa aderência e módulo, tem sido desenvolvido o polietileno de alta densidade;
- *Fibras de Poliéster*: o poliéster apresenta alta densidade, rigidez e resistência, conferindo tais características às fibras feitas deste material. Essas fibras possuem um aspecto bastante similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (Taylor, 1994). O poliéster atualmente mais conhecido é o polietileno tereftalato, cuja sigla é PET. É o material constituinte das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros;
- *Fibras de Poliamida (Kevlar)*: polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto, se estas moléculas forem esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (Taylor, 1994). A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000 MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64 GPa, e o Kevlar 49, cuja

resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300 GPa (Hollaway, 1994).

2.3.2.3. Fibras minerais

Dentre as fibras minerais, podem-se citar as de carbono, vidro e amianto, apresentadas a seguir:

- *Fibras de Carbono*: baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza destas, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420 GPa. Características que tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras (Taylor, 1994).
- *Fibras de Vidro*: as fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, isto é, fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 μm (Taylor, 1994). Cerca de 99% das fibras de vidro são produzidas a partir do vidro tipo E, que é susceptível ao ataque dos álcalis.
- *Fibras de Amianto*: as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000 MPa e módulo de elasticidade em torno de 160 GPa, e apresentam uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μm (Taylor, 1994). Esta fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Em função disso, sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

2.3.2.4. Fibras metálicas

As fibras de aço conduziram a um número considerável de pesquisas como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil apresentam fator de forma na faixa de 30 a 50, comprimento variando de 01 a 7,62 cm e diâmetro entre 0,13 e 0,9 mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à sua ruptura.

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1100 MPa e o módulo de elasticidade é de 200 GPa. Este tipo de fibra tem uma grande variedade de formatos para aumentar a resistência

ao arrancamento. Dependendo do meio a que estão inseridas, podem apresentar problemas de corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (Taylor, 1994). Seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz (Hannant, 1994).

2.3.3. Estudos Experimentais

É notório que a grande maioria dos autores concentraram seus esforços em comparar o comportamento de solos reforçados com o de solos não reforçados através dos respectivos parâmetros de resistência ou deformabilidade, analisado principalmente as consequências em detrimento das causas. Sendo assim, deseja-se focalizar e identificar as causas, ou seja, os mecanismos que regem o comportamento do material compósito, sem desprezar as consequências, pois elas nos permitem identificar quando ocorrem mudanças nos mecanismos.

Pode-se dizer que existe uma grande complexidade nos fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra. São inúmeras as combinações de variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação. Para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra. Conhecendo-se as mudanças na estrutura do material reforçado com fibras em relação ao solo sem fibras, ter-se-á base para avaliar até que ponto o comportamento mecânico dos solos reforçados pode ser explicado pelas mudanças nos parâmetros usuais empregados para solos não reforçados.

As características de resistência e deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão x deformação do solo reforçado. McGown *et al.* (1978) propuseram a divisão de reforço de solos em inclusões extensíveis e não-extensíveis. O elemento de reforço extensível tem deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Sua principal função é de aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico, além do acréscimo de resistência mecânica. Já o elemento de reforço não-extensível tem deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, confere ganho de resistência mecânica, porém, rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper.

Gray & Ohashi (1983) propuseram um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras. Ensaios de cisalhamento direto foram executados com areia, nos estados fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a inclusão da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar a existência de uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas e, acima desta, as fibras são alongadas. As fibras com módulo baixo comportaram-se como uma inclusão extensível, ou seja, não romperam durante o ensaio. O aumento do comprimento das fibras resultou num aumento da resistência, porém, esse aumento é verificado até um certo limite, a partir do qual, este efeito não é mais observado.

Freitag (1986) examinou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado segundo uma larga faixa de teores de umidade. Foram usadas três fibras sintéticas diferentes: uma de nylon (descartada no início dos trabalhos por dificuldades de mistura), uma de polipropileno (com 0,20 mm de diâmetro) e outra também de polipropileno chamada Fibermesh (0,10 mm de diâmetro). As fibras mediam 20 mm de comprimento e o teor adicionado foi de 1% em volume. Os resultados indicaram que houve aumento da resistência à compressão não confinada, principalmente para teores de umidade próximos à ótima e no ramo úmido da curva de compactação. As curvas tensão x deformação mostraram que o solo reforçado rompe em uma deformação bem superior à do solo não reforçado, sendo capaz de absorver maior energia de deformação.

McGown *et al.* (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. A adição do reforço aumentou de forma considerável a resistência do solo obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida.

Gray & Maher (1989) salientam que uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. O mesmo pode-se dizer para o processo de compactação. Uma das principais vantagens de fibras distribuídas aleatoriamente é a manutenção da resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. Neste trabalho foi analisada a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica, onde o aumento da relação l/d resulta na

redução desta tensão de confinamento crítica e torna mais efetiva a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento, porém, o crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de fibra é observado até um certo limite.

Shewbridge & Sitar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios em equipamento de cisalhamento direto cujas dimensões eram maiores que as convencionais. Para o solo reforçado, a zona de cisalhamento era mais larga e aumentava com a concentração, rigidez e aderência entre o solo e o reforço.

A técnica de reforço alvo de grande parte dos trabalhos mais recentes é o emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas, pois ela possui duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimiza o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induz planos preferenciais de fraqueza (Maher & Gray, 1990). As características almejadas com a inclusão de fibras nem sempre dizem respeito a um aumento da capacidade de suporte do material. Vários outros aspectos, como maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última, entre outros, são exemplos disso.

Fatani *et al.* (1991) realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar o comportamento de uma areia siltosa reforçada. Os elementos de reforço consistiam de fibras metálicas flexíveis, semi-rígidas e rígidas. A influência da orientação das fibras segundo o plano de cisalhamento foi investigada. Reforços posicionados a 90° em relação ao plano de cisalhamento e distribuídos aleatoriamente são mais efetivos no aumento da resistência. Embora o Fatani *et al.* (1991) cita que 90° em relação ao plano de cisalhamento teria um aumento mais efetivo, outros estudos mais recentes dizem que $45^\circ + \phi/2$ é que seria o ângulo em que se obteria a maior efetividade no aumento da resistência.

As propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher & Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, compressão diametral, flexão e condutividade hidráulica. Foram utilizadas fibras de polipropileno, vidro e celulose. Observou-se que a inclusão aleatória das fibras aumentou significativamente a resistência e a ductilidade do compósito, sendo este aumento mais

pronunciado para baixos teores de umidade. Para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes na superfície de ruptura contribuindo para o aumento da resistência. Porém, após a ruptura, as fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente, o que denota a importância de fibras mais longas quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia. A adição de reforços fibrosos aumentou a permeabilidade da argila estudada, sendo mais pronunciada para maiores teores de fibra.

Silva *et al.* (1995) realizaram ensaios de compactação, compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras (laminetes plásticos de 3,6 mm de largura; 0,2 mm de espessura com 5, 10 e 20 mm de comprimento) em um solo argiloso e outro arenoso. Os autores verificaram que não há mudanças significativas nos parâmetros de compactação quando as fibras são adicionadas, nem problemas para compactar os solos estudados. A resistência à compressão não confinada do solo argiloso reforçado com inclusões foi sempre superior ao valor correspondente ao solo sem inclusões, independente do teor e do comprimento das inclusões. O solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor, e várias combinações destas duas variáveis podem determinar um comportamento melhor ou pior do solo reforçado em relação ao do solo sem inclusões. Ensaio de placa também acusaram aumento da capacidade de suporte dos solos quando reforçados com os laminetes plásticos.

Para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra a partir da qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo a alteração de comportamento somente à parcela coesiva. A tensão de confinamento correspondente à mudança no mecanismo de interação solo-fibra é então definida como a tensão de confinamento crítica, caracterizando o ponto onde a resistência ao cisalhamento, desenvolvida na interface solo-fibra, se iguala ou supera a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência última à tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre solo e fibra.

Ranjan & Charan (1996) realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente para

estudar a influência das características das fibras (teor, relação l/d , superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento. Baseados nos resultados obtidos os autores constataram a existência da tensão confinante crítica e que, aumentando a relação l/d , a tensão confinante crítica reduz de valor, ou seja, as fibras são suscetíveis ao arrancamento somente em um intervalo pequeno de tensão de confinamento.

Nataraj *et al.* (1996) apresentaram os resultados de uma série de ensaios de laboratório em um solo arenoso e outro argiloso reforçados com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente. Com a adição de fibras não houve alterações significativas nos parâmetros de compactação do solo, porém, houve um aumento da resistência ao cisalhamento das areias, sendo o aumento mais pronunciado para maiores teores de fibras. Independentemente do solo estudado, foi observado que a inclusão das fibras aumentou a resistência à compressão não confinada. Tanto o solo arenoso quanto o argiloso apresentaram valores de CBR maiores com a inclusão das fibras.

Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1998-a) avaliaram o efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo arenoso artificialmente cimentado e não cimentado através de ensaios de compressão não-confinada, diametral e triaxiais drenados. Fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico, ao passo que fibras relativamente flexíveis (polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Considerações semelhantes também foram feitas por Consoli *et al.* (2002) quando avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

Teodoro & Bueno (1998) avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram avaliados diferentes teores e comprimentos de fibras através de ensaios de compressão não-confinada e triaxiais não-drenados. Foram executados painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetidos à variação térmica. Os autores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora, no geral, sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que no solo arenoso as envoltórias tendem a ser bilineares à medida que o teor e o comprimento das fibras aumentam. O efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no

entanto, evitar o fissuramento.

Murray *et al.* (2000) executaram ensaios de compactação e de compressão triaxial para avaliar as características de compactação e o potencial de deformação de um solo silto-arenoso reforçado com fibras de carpete recicladas e fibras de polipropileno fibriladas, distribuídas aleatoriamente. Inclusões de fibras discretas aumentaram a resistência de pico significativamente reduzindo a perda de resistência pós-pico, mudando em alguns casos, o comportamento do material, de rígido para dúctil. Os ensaios de compactação indicaram que o peso específico seco máximo diminuiu, aumentando o teor de umidade ótimo, com o aumento do teor de fibra. Os ensaios triaxiais revelaram que ambos os tipos de fibras aumentaram a resistência na ruptura e modificaram a taxa de deformação de um solo silto-arenoso. Não foi observado um teor de fibra ideal para o material reforçado com fibras de carpete recicladas, porém, para as fibras de polipropileno, esse teor é de aproximadamente 1%, e as perdas de resistência referentes à saturação são reduzidas no solo reforçado.

Feuerharmel (2000) estudou o comportamento de uma argila caulínica, artificialmente cimentada e não-cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Comparando a influência da adição dessas fibras a dois outros solos (um arenoso e outro areno-siltoso), concluiu-se que: (1) a adição de fibras de polipropileno provocou reduções no módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo. Para misturas não-cimentadas, os solos menos rígidos foram os mais afetados enquanto que as alterações na areia foram pequenas; (2) quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento resistente dos solos não-cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras; (3) para os solos não-cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, as fibras constituem uma estrutura entrelaçada que impõe uma resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo. Este efeito depende da adesão entre o solo e as fibras, sendo que para a areia, onde esta adesão é inferior aos demais solos, não se observa alterações significativas na variação volumétrica.

Estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande & Consoli (2002) em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno mostraram um crescimento constante da resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Segundo os autores, as fibras passaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência a partir de 2,5% de deformação axial.

Zornberg (2002) propôs uma metodologia para analisar o equilíbrio limite de solos reforçados através de uma caracterização estrutural independente, do solo e das fibras, baseando-se em um equacionamento de estruturas discretas. Tal metodologia contrapõe a análise tradicional de solo reforçado com fibras, que usa ensaios de laboratório para a caracterização das propriedades deste, ou seja, este método tem por finalidade analisar distintamente as características do solo (peso específico, coesão e ângulo de atrito), e das fibras (comprimento, diâmetro e peso específico), a fim de estudar as suas atribuições para a análise de distribuição de tensões. Porém uma discussão proposta por Heineck & Consoli (2004), mostra que a precisão de parâmetros através deste equacionamento somente é válida quando a ruptura é governada pelo arrancamento das fibras, não pela ruptura destas, em tensões superiores à crítica, havendo uma superestimação do intercepto coesivo, enquanto o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado. Segundo os autores citados, a diferença entre os parâmetros obtidos experimentalmente e analiticamente é possivelmente causada por características das fibras e aspectos distintos do programa de ensaios utilizado.

O comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulicas, foi analisado por Heineck (2002). Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e bentonita foram adicionadas a amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim. Uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica indicou a utilização do material compósito (caulim e fibras) como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos. Prosseguindo o estudo, Heineck *et al.* (2003-a) e Heineck *et al.* (2005) avaliaram a contribuição de fibras para grandes deformações de cisalhamento (ensaios de *ring shear*), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a influência da inserção de fibras em solos para pequeníssimas deformações (ensaios triaxiais com *bender elements*). Os resultados mostraram que a influência do reforço fibroso nos solos continua após grandes deformações de cisalhamento, não havendo perda de resistência mesmo para deslocamentos

horizontais da ordem de 250 mm e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

O estudo realizado por Donato (2003), seguido por Donato *et al.* (2002 e 2004), teve como propósito avaliar o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e triaxial pode-se observar que as fibras provocam uma queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material reforçado, bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz. Além disso, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Vendruscolo (2003) verificou a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios triaxiais e concluiu que a influência desta inclusão sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades da matriz, onde o efeito da adição de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para materiais compósitos com maiores densidades. O autor cita também que a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Um amplo estudo realizado por Consoli *et al.* (2004) avaliou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada) e a redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo se acentua para o compósito cimentado. Por outro lado, as fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de ruptura de frágil a dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36 mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida, fato este não observado para os outros tipos de fibra estudados. Ou seja, não é possível estabelecer regras de comportamento sem o conhecimento prévio das propriedades dos materiais envolvidos.

Santos (2004) desenvolveu um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e avaliou o comportamento, sobre a trajetória de tensões K_0 , de uma areia e de misturas de areia-fibra, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos. Os resultados mostraram que: (1) a inclusão de fibras torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões e que a variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior for o comprimento destas; (2) a tensão lateral diminui com a inclusão de fibras, sendo esta redução cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais e proporcional ao comprimento das fibras; (3) a presença de fibras modifica o comportamento tensão-deformação no carregamento principalmente nas tensões iniciais e praticamente mantém a mesma forma da curva da areia sem fibras nas tensões maiores e no descarregamento e (4) os valores de K_0 diminuem com a inclusão de fibras e com o aumento do comprimento das mesmas para todos os níveis de tensão tanto no carregamento quanto no descarregamento, mantendo-se praticamente constantes no carregamento e crescendo no descarregamento.

Casagrande (2005) estudou o comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno, submetidos a grandes deformações, que possuíam características adequadas para o emprego em *liners* de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles. Foram realizados ensaios triaxiais consolidados drenados com distintas trajetórias de tensões e isotrópicos com aplicação de altas tensões, em amostras de areia e areia-fibra, como também em ensaios de cisalhamento do tipo *ring shear* e provas de carga em placa de 0,30 m de diâmetro sobre espessas camadas de areia compactada, reforçada e não reforçada com fibras. Nesta pesquisa buscou-se investigar o comportamento tensão-deformação de misturas reforçadas, os efeitos do comprimento, porcentagem, diâmetro e alongamento/ruptura das fibras, tensão de confinamento, granulometria do solo e densidade das misturas, nas propriedades mecânicas do material reforçado, bem como a influência da adição de fibras no comportamento carga-recalque e nos mecanismos de ruptura de uma areia reforçada. A adição de fibras influenciou o comportamento compressivo da areia, aumentou os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico das matrizes estudadas após grandes deslocamentos horizontais, sem quedas significativas de resistência pós-pico no caso da matriz arenosa. O efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para baixas tensões efetivas médias iniciais, menores diâmetros, maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para misturas mais densas. O comportamento carga-recalque do

solo arenoso foi significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando mecanismos de ruptura.

Segundo Consoli et al. (2012a), a inclusão de fibras ocasiona uma mudança na forma de ruptura do material, apresentando na superfície fissuras radiais para a areia sem reforço, enquanto que na mistura com fibras, foram observadas apenas algumas fissuras concêntricas. Ele cita também que a areia reforçada com fibras de polipropileno apresenta um ganho de resistência mesmo com grandes deslocamentos.

Também em outro estudo, Consoli et al., (2012b), percebe que em uma mistura de areia e cimento Portland, quando acrescida de fibras, a resistência do material continua aumentando mesmo com deslocamentos muito grandes, sem a presença de um pico definido de resistência, como no caso da mistura de areia e cimento, sem adição de fibras.

Lovisa et. al. (2010) realizou ensaios de cisalhamento direto para investigar a influência do teor de água sobre o comportamento da resistência ao cisalhamento de uma areia reforçada com 0,25% de fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Os resultados indicam que o ângulo de atrito de pico na areia reforçada com fibras na forma úmida é cerca de 3° menor do que no seu estado seco a uma densidade relativa superior a 50%. Segundo o autor, a inclusão de fibras confere ao material um aparente intercepto coesivo, no estado seco, o que permanece praticamente inalterado com o acréscimo de certa quantidade de água. O ângulo de atrito de pico fica expresso como função da densidade relativa da areia para ambos os casos, reforçados e não reforçados.

Edinçliler et. al. (2010) realizou ensaios de cisalhamento direto em areia reforçada com fibras de borracha de pneus. Ele determinou que o aumento na proporção de fibras aumenta a resistência ao cisalhamento do material.

Cabe salientar que estudos realizados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul demonstram que a inclusão de fibras altera de forma significativa o ângulo de atrito do material, como poderá ser visto na sequência em alguns ensaios triaxiais apresentados que foram desenvolvidos na areia reforçada com fibras de polipropileno. É importante frisar que as fibras são diferentes das utilizadas no estudo citado anteriormente.

Kumar et. al (2012) realizou ensaios de placa sobre camada de areia reforçada com

fibras distribuídas aleatoriamente, com percentuais de 0,50, 0,75, 1,00 e 1,25%. Os resultados mostram que há um aumento significativo na capacidade de suporte de carga sobre um leito de areia reforçada com fibras, e que a inclusão de fibras é mais eficaz se a camada de areia reforçada é compactada com uma densidade relativa de 55%, em comparação com a que foi compactado em 25% de densidade relativa.

Olgun (2013) adicionou fibras de polipropileno em um solo estabilizado com cimento e cinzas volantes, o que segundo ele conferiu à mistura um aumento na resistência à ruptura quando solicitados à esforços de compressão.

Rosete et. al. (2013) avaliou em laboratório danos mecânicos e abrasão causados em geossintéticos. Segundo ele os efeitos dos danos mecânicos e abrasão induzida dependem essencialmente da estrutura do geossintético. Resultados mostram que as pernas pela abrasão induzida são maiores do que pelo danos mecânicos induzidos, demonstrando que a abrasão é o mecanismo de condicionamento que mais afeta a resistência à tração do geossintético.

Conforme Nguyen et. al. (2013), através de ensaios de compressão triaxial em laboratório em areia reforçada com geotextil, a resistência entre a areia reforçada e a não reforçada foi fortemente correlacionada com a soma da resistência à tração máxima mobilizada em todas as camadas de reforço, indicando que a resistência à tração do reforço mobilizada melhora diretamente a resistência ao cisalhamento do solo reforçado.

Em várias condições, em múltiplos projetos, numa gama imensa de situações, o reforço fibroso pode ser utilizado como saída para a viabilidade de um projeto, para garantir a implantação de uma determinada estrutura, para possibilitar à engenharia de fundações voos mais audaciosos estendendo os limites do possível.

A seguir são apresentadas, resumidamente, as conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados acima no comportamento de solos reforçados. Alguns aspectos apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada.

- *Teor de fibra*: quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997;

Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001; Vendruscolo, 2003); o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher & Ho, 1993); a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002).

- Comprimento da fibra: quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni *et al.*; 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003); o aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade e aumento da capacidade de absorção de energia (Crockford *et al.*, 1993; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002); o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994).
- Orientação das fibras: os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997; Fatani *et al.*, 1991); fibras distribuídas aleatoriamente mantêm a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray & Al-Refeai, 1986; Gray & Maher, 1989).
- Rugosidade: as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).
- Módulo de elasticidade da fibra: fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray & Ohashi, 1983; Specht, 2000); fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas (Shewbridge & Sitar, 1990).
- Tensão confinante: foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra como fator de forma das fibras (l/d), coeficiente de uniformidade e forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).

2.3.4. Alterações nas Propriedades dos Solos devido a Inclusão de Fibras

Na sequência são descritas algumas alterações que ocorrem no solo devido à inclusão de fibras. Diversos autores já relataram em seus trabalhos algumas mudanças que ocorrem no comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras. Estas mudanças são relacionadas à compactação, resistência, deformabilidade, modo de ruptura, variação volumétrica e rigidez inicial.

Uma visão um tanto crítica sobre essas alterações pode ser feita em relação à melhoria das propriedades do solo com o acréscimo dos agentes de reforço. Na grande maioria dos casos temos problemas durante a execução do projeto por falta de resistência do solo, ou mesmo por grandes deformações geradas por grandes carregamentos. Nessas situações esses problemas podem ser resolvidos com o auxílio de alguns agentes, até mesmo para resistir a carregamentos cíclicos ou dinâmicos sem romper, conferindo ao material propriedades mecânicas capazes de absorver cargas, com deformações maiores sem o surgimento de picos de resistência. O conhecimento dessas alterações em todas as propriedades do material irá conferir ao projetista a capacidade de resolver um problema, muitas vezes visto sem solução.

2.3.4.1. Compactação

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho com areia. Observou que as fibras conferem uma certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para as mesmas energias de compactação, sendo este aumento linear em relação à quantidade de fibra e independente do tipo de compactação empregada. Resultados de ensaios empregando-se dois tipos de reforços diferentes sugeriram ainda que a influência na compactação é comandada pela interação entre solo e reforço, atentando para aspectos como a granulometria do solo, forma das partículas, textura e área superficial do reforço.

Al Wahab & Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (zero; 0,5; 1 e 2% em peso do solo seco) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados demonstraram um decréscimo da densidade e um acréscimo na umidade ótima para a adição de 2% de fibra, considerados não muito significativos.

Bueno *et al.* (1996) observaram o mesmo comportamento com relação à umidade para um solo arenoso, ao contrário do solo argiloso, onde não foi observada nenhuma alteração na umidade ótima. Em ambos os casos, a densidade máxima não sofreu alterações com a inclusão de fibras.

Vários outros autores relataram também não ter encontrado nenhuma alteração significativa com a inclusão de fibras (*e.g.* Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1999; Casagrande, 2001; Heineck, 2002).

Leocádio (2005) observou um aumento significativo na densidade seca máxima de um solo laterítico quando reforçado com fibras de sisal tratadas superficialmente com EPS. Aumento no teor de umidade ótimo também foi observado quando se aumentou o teor das fibras, com redução deste aumento da umidade ótima com o tratamento superficial. O autor justifica que o tratamento com EPS reduz a absorção de umidade das fibras de sisal.

2.3.4.2. Resistência ao cisalhamento de pico

Estudos comparativos entre um material granular e um coesivo realizado por Bueno *et al.* (1996) mostraram que os solos coesivos são menos sensíveis ao aumento do comprimento das fibras. Análises baseadas em ensaios triaxiais revelaram um acréscimo no ângulo de atrito com a adição do reforço, sendo este maior quanto maior for a quantidade de fibras.

Ranjan & Charan (1996) observaram que a curva tensão x deformação de uma areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais da ordem de 20 %. Teodoro (1999) observou um aumento na resistência de uma areia siltosa com o aumento no comprimento das fibras de polipropileno de 0 para 30 mm, comportamento este distinto do solo argiloso, que apresentou um máximo de resistência para fibras de 15 mm.

O estudo realizado por Maher e Gray (1990), utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios das partículas, mostrou que o aumento do tamanho das partículas ($D_{50} = 0,25$ mm para 0,6 mm) não alterou a tensão de confinamento crítica, mas diminuiu a contribuição das fibras para a resistência.

Acréscimos na resistência pela inclusão de fibras ao solo foram relatados por vários

autores. Alguns constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986), por outro lado, outros constataram um aumento não linear (Shewbridge & Sitar, 1989; Jewell & Wroth, 1987; Teodoro, 1999).

Montardo (1999) relatou o aumento do ângulo de atrito interno de uma areia uniforme com e sem cimentação artificial, reforçada com diferentes tipos de fibras. Com relação ao intercepto coesivo, o autor somente encontrou um aumento para a areia não cimentada reforçada com fibras de polipropileno.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com o aumento do teor de fibras também foi relatado por diversos pesquisadores (Hoare, 1979; Gray & Ohashi, 1983; Bueno *et al.*, 1996; Nataraj *et al.*, 1996; Stauffer & Holtz, 1996). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram somente o aumento da parcela coesiva de uma areia siltosa reforçada, sem alterações significativas no ângulo de atrito. Por outro lado, Heineck (2002) e Casagrande (2005) constataram uma bi-linearidade na envoltória de ruptura de uma areia siltosa reforçada com fibras. A parte inicial da envoltória possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito que supera o dobro do valor correspondente ao solo sem reforço. Já na segunda parte da envoltória, acima da tensão confinante crítica, o ângulo de atrito é semelhante ao do solo sem reforço, entretanto, houve um acréscimo razoável do intercepto coesivo. A bi-linearidade foi também observada por vários autores (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Stauffer & Holtz, 1996; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001). Gray & Al Refeai (1986). Foi observado ainda que quanto menor for a rugosidade ou aderência da interface solo-fibra, maior é a tensão de confinamento crítica. Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento da resistência.

Segundo Vendruscolo (2003), as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento do ângulo de atrito, já para o solo cimentado, as fibras têm uma influência maior sobre a coesão última e o ângulo de atrito último.

Montardo (1999) e Consoli *et al.* (2002) constataram o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra.

Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Resultados semelhantes também foram obtidos por Heineck (2002) para uma areia reforçada com fibras. Não foi constatada pelos autores a existência de uma tensão de confinamento crítica para estes materiais.

Com relação à granulometria do solo, Stauffer & Holtz (1996) realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e uma uniforme, porém com mesmo diâmetro médio (D_{50}) dos grãos do solo. Os autores observaram um aumento maior de resistência na areia bem graduada com a adição de fibras. A forma das partículas também é um fator que influencia na resistência do solo reforçado com fibras (Gray & Maher, 1989). A contribuição das fibras na resistência diminui com o aumento do índice de esfericidade das partículas, ou seja, partículas de solo mais arredondadas prejudicam a eficiência do reforço.

Teodoro (1999) observou um aumento da resistência com o aumento do comprimento das fibras (comprimento máximo igual a 30 mm) de uma areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno. Distinto comportamento o mesmo autor observou para um solo argiloso, onde o máximo de resistência foi alcançado para um comprimento de 15 mm.

2.3.4.3. Resistência ao cisalhamento pós-pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Fatani *et al.*, 1991; Ranjan *et al.*, 1996; Consoli *et al.*; 1997-b, 1999, 2002-b; Donato *et al.*, 2004 e Casagrande, 2005).

2.3.4.4. Deformabilidade

Foi observado por McGown *et al.* (1988), através de um ensaio de placa de pequenas dimensões, uma grande parcela de deformação recuperada com o descarregamento, referente a 20% da deformação total imposta.

McGown *et al.* (1988), para areias e Maher & Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996), para argilas, relataram um aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1999) obtiveram redução do módulo

com a inclusão de fibras, para areias cimentadas e não cimentadas.

Stauffer e Holtz (1996) relataram que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduada que para uma bem graduada (ambas com mesmo diâmetro D_{50} dos grãos).

Para Heineck (2002) e Heineck *et al.* (2003-a), a taxa de deformação onde as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência ao cisalhamento depende do tipo de matriz.

2.3.4.5. Modo de ruptura

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma observação feita em caráter unânime pelos vários autores que avaliaram este parâmetro (Hoare, 1979; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1993; Nataraj *et al.*, 1996; Consoli *et al.*, 1999), sendo este aumento mais pronunciado quanto maior a quantidade de fibras.

O modo de ruptura de areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel & Gourc (1997) em um ensaio biaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da banda de cisalhamento, porém, modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da banda de cisalhamento, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço. O desenvolvimento da banda também é diferente, pois após um nível de deformações limite, elas se tornam menos ativas com o aumento das deformações. Mas por outro lado, na medida em que as deformações progridem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

Segundo Feuerharmel (2000), a forma de ruptura do solo é grandemente alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente ou por uma combinação apropriada dos fatores comprimento das fibras e tensões efetivas médias normais atuantes.

2.3.4.6. Variação volumétrica

A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, segundo relatos de Stauffer & Holtz (1996), sendo este aumento mais pronunciado para uma areia uniforme do que para uma areia bem graduada, ambas com mesmo diâmetro médio (D_{50}).

O aumento da compressibilidade do solo com a inclusão de fibras também foi observado por Bueno *et al.* (1996). Segundo Shewbridge & Sitar (1989), a deformação volumétrica aumenta com o acréscimo da quantidade de reforço, porém, de forma não linear, similar ao observado por Nataraj *et al.* (1996).

2.3.4.7. Rigidez inicial

McGown *et al.* (1988), para areias, Maher & Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996), para argilas, relataram aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997), Consoli *et al.* (1999) e Casagrande (2001) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras.

Portanto, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial. Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo. Estudos realizados pelo autor em argila e areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno indicaram grande redução do módulo, enquanto que, os resultados de ensaios realizados em areia reforçada mostraram pequenas alterações no módulo. Entretanto, considerando misturas cimentadas reforçadas com fibras, as reduções do módulo foram bastante acentuadas para os três solos analisados.

Os resultados de ensaios dinâmicos utilizando *bender elements* realizados por Heineck (2002) não indicaram alteração do G_0 do solo arenoso quando da inclusão das fibras.

2.4. SOLO CIMENTO

Assim como no concreto, a pasta de cimento une as partículas, porém, no solo cimentado as partículas não são totalmente envoltas pela pasta de cimento (ACI, 2009). Vendruscolo (2003) define que a mistura do solo com cimento é similar ao concreto, sendo que a diferença está, basicamente, no tipo de agregado empregado. Enquanto que no concreto as partículas de cimento envolvem o agregado granular (pedra britada e areia) ligando suas partículas, no solo cimento as partículas de cimento envolvem grãos de solos finos, resultando assim em ligações menos resistentes comparadas às do concreto (Vendruscolo, 2003).

O Instituto Americano do Concreto (ACI) define o solo cimentado como sendo “*a mistura de solo e uma quantidade medida de cimento e água, compactada a uma alta densidade*” (ACI, 2009). Assim, segundo ACI (2009), o solo cimentado corresponde à mistura de solo/agregado, cimento Portland, água e adição ou não de outros materiais cimentícios, adequadamente, compactado e curado de modo a se obter um material rígido com determinadas características técnicas de aplicação na área da engenharia. Já a ABNT (1990, 1992a, 1992b, 1992c) apresenta definição semelhante: “*Produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem...*”.

Segundo a ACI (2009), o solo cimentado ainda é caracterizado por um material capaz de satisfazer as características de durabilidade e/ou resistência, de modo a resistir aos carregamentos impostos (trânsito, no caso de estradas) ou resistir aos fenômenos naturais (ciclos de gelo/degelo, secagem/molhagem, erosão e abrasão sobre condições de fluxo, etc.); diferentemente do solo melhorado com cimento, que tem o objetivo de melhorar uma propriedade específica.

Ambientalmente, a USACE (1995) define que a avaliação da eficiência da técnica de solo cimento, para aplicação em técnicas de estabilização e *liners*, consiste na realização de uma série de ensaios químicos (lixiviação, extração química, caracterização tóxica e outros) e físicos (resistência à compressão simples, permeabilidade, durabilidade, densidade e outros).

Para a USACE (1995), a eficácia consiste em manter o material estabilizado e íntegro ao longo dos anos. Desta forma é necessária uma constante avaliação deste material ao longo do tempo, com a realização de ensaios de durabilidade pós-tratamento. Geralmente, os ensaios

empregados para avaliação da durabilidade consistem em submeter o material estabilizado a ciclos de molhagem/secagem e gelo/degelo.

Conforme a ACI (2009), o solo cimentado tem larga aplicação na engenharia geotécnica, sendo utilizado como base de pavimentos flexíveis ou rígidos de estradas de rodagem e pista de aeroportos; proteção de taludes de barragens e margens de rios, revestimento de canais, reservatórios e lagoas; base de diques; e estabilização de fundações. Também têm aplicação ambiental, como a estabilização de solos contaminados e *liners* de fundo e cobertura (Cruz, 2003; Knop, 2003; Lemos, 2006).

Em fundações, o uso do solo cimentado tem sido utilizado para construções que exigem capacidade de carga elevada. A ACI (2009) cita como exemplos: (a) as fundações da usina nuclear de Koeberg, localizada na África do sul, onde uma camada de 5,5 m de areia saturada foi estabilizada com 5% de cimento Portland de modo a aumentar a coesão e prevenir a liquefação; (b) em 1980, a estabilização com cimento de uma camada de 3,7 m de espessura de um depósito calcário pouco consistente, em detrimento da execução de pilares e tubulões, para a construção de 38 edifícios comerciais em Tampa, Flórida, geraram uma economia da ordem de 400 mil dólares; (c) o reaterro de um bolsão de argila mole (com 10,7 m de profundidade e um volume de 44.100 m³), tratado com cimento, na barragem de Cochiti, centro-norte do Novo México, proporcionou um material com características mecânicas semelhantes ao arenito que compõe o terreno; e (d) a substituição de solo cimentado (com 10% de cimento) por concreto nas fundações (89.900 m³) da barragem de Richland Creek, Texas, proporcionou uma economia de 7,9 milhões de dólares.

Desde os anos 1990, o comportamento de solo cimentado já vem sendo estudado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Entre os diversos trabalhos realizados, pode-se exemplificar as dissertações e teses de Prietto (1996), Vendruscolo (1996), Garcia (1998), Heineck (1998), Sales (1998), Rotta (2000), Cruz (2003), Knop (2003), Vendruscolo (2003) Prietto (2004), Foppa (2005), Medero (2005), Rotta (2005), Dalla Rosa (2006), Lemos (2006), Knop (2007), Cruz (2008), Dalla Rosa (2009), Festugato (2011), Ruver (2011), Fonini (2012), Floss (2012), Dalla Rosa (2013), Silvani (2013), Saldanha (2014) e Faro (2014). Estes estudos foram direcionados para a investigação do comportamento destes materiais, por meio de ensaios de laboratório, bem como, a sua aplicação prática em fundações.

A ACI (2009), diz que quase todos os tipos de solos podem ser tratados com cimento, exceto solos orgânicos, argilas altamente plásticas, solos com elevados índices de sulfatos e solos arenosos com baixíssima reação. Já solos granulares são particularmente adequados, sendo que os solos com grãos finos (entre 5% e 35% passante na peneira nº 200 – abertura de 75 μ m) são mais facilmente misturáveis e, em geral, são mais econômicos pois requerem teores de cimento menores (ACI, 2009). A NBR-12.253 (ABNT, 1992b) define que sejam empregados somente solos nos quais a totalidade dos grãos passe na peneira com abertura de 75 mm e que no máximo 45% dos grãos fiquem retidos na peneira com abertura de 4,8 mm; bem como se enquadrem nos grupos A1, A2, A3 e A4 da classificação da norma americana ASTM D 3282.

Conforme a ACI (2009), as propriedades do solo cimentado podem ser influenciadas por diferentes fatores, tais como: tipo e composição do solo, teor de cimento e água, grau de compactação, tipo e uniformização da mistura e condições de cura. Clough *et al.* (1981), através dos resultados de seus ensaios, verificaram que o comportamento de uma areia cimentada é influenciado drasticamente pelo teor de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica.

Segundo Rios *et. al* (2012), o comportamento de compactação de um solo cimentado artificialmente foi analisado pelo índice de porosidade/cimento ajustada usando uma correlação estabelecida na literatura recente. Verificou-se que para cada valor deste índice, definido como a razão entre a porosidade ao conteúdo volumétrico de cimento, não havia uma linha de compressão normal original (NCL). Os NCLs das amostras cimentadas para cada índice de porosidade/cimento ajustado não convergem com a NCL da areia siltosa não cimentada em grandes tensões, mas chegou a uma linha paralela a ela. A NCL da areia cimentada plotados mais longe da NCL da areia não cimentada como o índice de porosidade/cimento diminuiu.

Segundo Consoli *et al.*, (2013), a inclusão de 3% de cimento à matriz arenosa aumentou consideravelmente a resistência do material em mais ou menos dez vezes a resistência do material sem reforço, modificando também as formas de ruptura.

Horpibulsuk *et. al.* (2014) fez uma tentativa para identificar o parâmetro dominante que rege as propriedades mecânicas de uma argila celular levemente cimentada. Descobriram os

autores nesse trabalho que as propriedades são governadas pela relação de água/vazio de cimento, citado como WV/C.

Como pode ser visto, o solo cimentado já é uma técnica de tratamento de solo promissora, sendo a mesma já utilizada com sucesso em diversas áreas da Geotecnia. Esta técnica já vem sendo estudada na Universidade Federal do Rio Grande do Sul desde meados dos anos 1990. Entre os diversos trabalhos, podem-se destacar aqueles que utilizaram a areia de Osório/RS, a qual também foi utilizada nas provas de carga à tração realizadas neste trabalho.

Assim como o solo reforçado, o solo estabilizado também apresenta melhora na grande maioria de suas propriedades mecânicas. Novamente relacionando isso para a prática da engenharia de fundações, um projetista com o conhecimento necessários sobre as alterações dessas propriedades, pode resolver inúmeros problemas com custos muitas vezes pequenos, pelo menos em relação à outras soluções existentes para viabilizar uma obra em solos que precisam ser melhorados. Mais uma vez fica expressa a importância de novos conhecimentos em soluções para problemas com solos que possuem deficiências para sustentação de cargas ou solos muito deformáveis, por exemplo.

2.4.1. Dosagem de Solo Cimento

Por ser um material muito utilizado na construção civil, e nas mais diversas áreas da engenharia civil, o cimento possui uma metodologia de dosagem já consagrada desde os primórdios do século XX, sabendo-se que a resistência do concreto é determinada pelo teor de água/cimento.

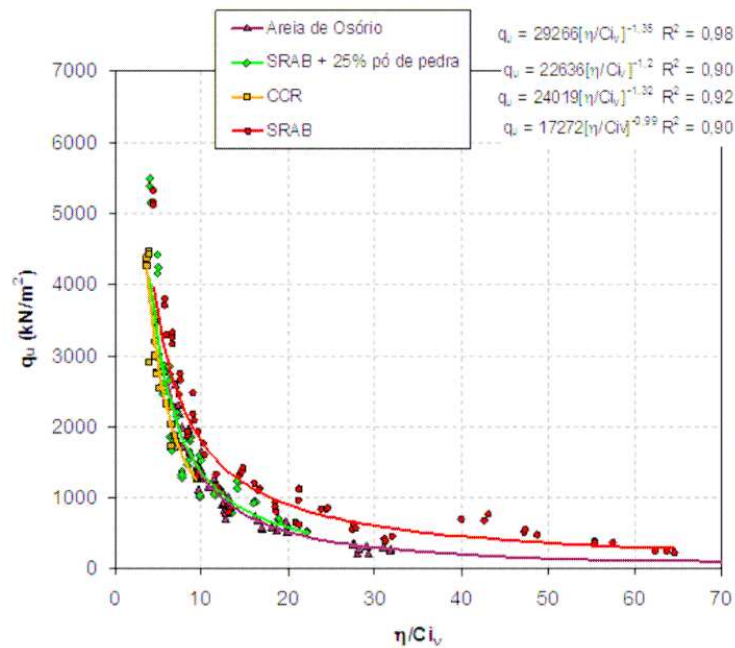
É muito importante na prática de fundações, que se saiba realizar uma dosagem correta do solo cimento. Para um projeto de qualidade, o domínio da técnica de dosagem é fundamental, sendo indispensável para a elaboração de trabalhos capazes de desenvolver de forma precisa as suas funções.

Em se tratando do solo cimentado, um dos primeiros trabalhos a tentar obter parâmetros de dosagem foi o trabalho de Larnach (1960 *apud* Vendruscolo, 2003). O autor cita que não é possível estabelecer uma relação entre as propriedades de resistência, a partir do fator

água/cimento, da mistura solo cimento, pois na compactação não é possível a eliminação total do ar. Nos seus estudos, verificou que existe uma correlação entre o teor total de vazios (água + ar) do solo (nove parte de areia fina para uma parte de argila) e a quantidade de cimento (V_v/V_c), com a resistência à compressão simples (q_{RCS}).

A NBR-12.253 (ABNT, 1992b) estabelece critérios para a dosagem de solo cimentado para fins da aplicação em pavimentação. A norma é bastante prática por sugerir teores de cimento Portland para determinados tipos de solo. A dosagem consiste em, primeiramente, caracterizar fisicamente o solo em termos de granulometria, ensaios de compactação e limites de liquidez e plasticidade. Em seguida, deve ser realizada uma bateria de ensaios de compressão simples, com diversos teores de cimento, no grau de compactação máximo. A dosagem corresponde ao menor teor de cimento que apresentar uma resistência média de 2,1 MPa.

Recentemente estudos realizados na UFRGS, por Foppa (2005), Bittencourt *et al.* (2006), Lopes Júnior (2007, 2011), Cruz (2008), Fonini (2013), Floss (2013) e Saldanha (2014) para diferentes tipos de solo cimentados com cimento Portland, mostram que a correta dosagem é obtida quando à compressão simples é correlacionada à relação entre a porosidade e a quantidade de cimento em volume (η/C_{iv}), onde C_{iv} é o volume cimento dividido pelo volume de solo seco (Figura 2.15) e não em função do fator vazios/cimento (V_v/V_c). O fator vazios/cimento (V_v/V_c) somente tem validade para um mesmo teor de umidade, pois se mantém a mesma quantidade de vazios, aumentando o teor de umidade, baixando consequentemente, a resistência (Foppa, 2005).



Observações: solos residual de arenito Botucatu – SRAB (Foppa, 2005), concreto compactado a rolo – CCR - (Bittencourt et al., 2006), solos residual de arenito Botucatu – SRAB mais pó-de-pedra (Lopes Júnior, 2007) e areia de Osório (Cruz, 2008).

Figura 2.6: correlação entre a resistência à compressão simples (q_{RCS}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v), para diferentes materiais cimentados (Cruz, 2008).

Em 2008, Cruz estudou a areia fina de Osório/RS cimentada com diferentes teores de cimento Portland em várias porosidades, a fim de validar um método de dosagem, a partir do qual fosse possível determinar os parâmetros de resistência e de rigidez. Cruz (2008), a partir da Figura 2.16, verificou que quanto maior for a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v), menor será a resistência do material, independente da tensão de confinamento. O autor mostra que, para as diferentes tensões de confinamento, o material apresenta o mesmo comportamento, e que quanto maior a tensão de confinamento, maior será a resistência do material. O autor salienta ainda que, a partir de um dado valor de porosidade, quantidade de cimento e tensão de confinamento, é possível determinar a resistência do material, de modo a validar o uso da relação porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v), na dosagem de areia-cimento. Por fim, Cruz (2008), em seu trabalho, obteve equações nas quais desenvolveu os parâmetros de resistência da areia cimentada (σ' e ϕ') e do módulo cisalhante (G_o), a partir da relação da porosidade com a quantidade de cimento

em volume (η / C_{iv}).

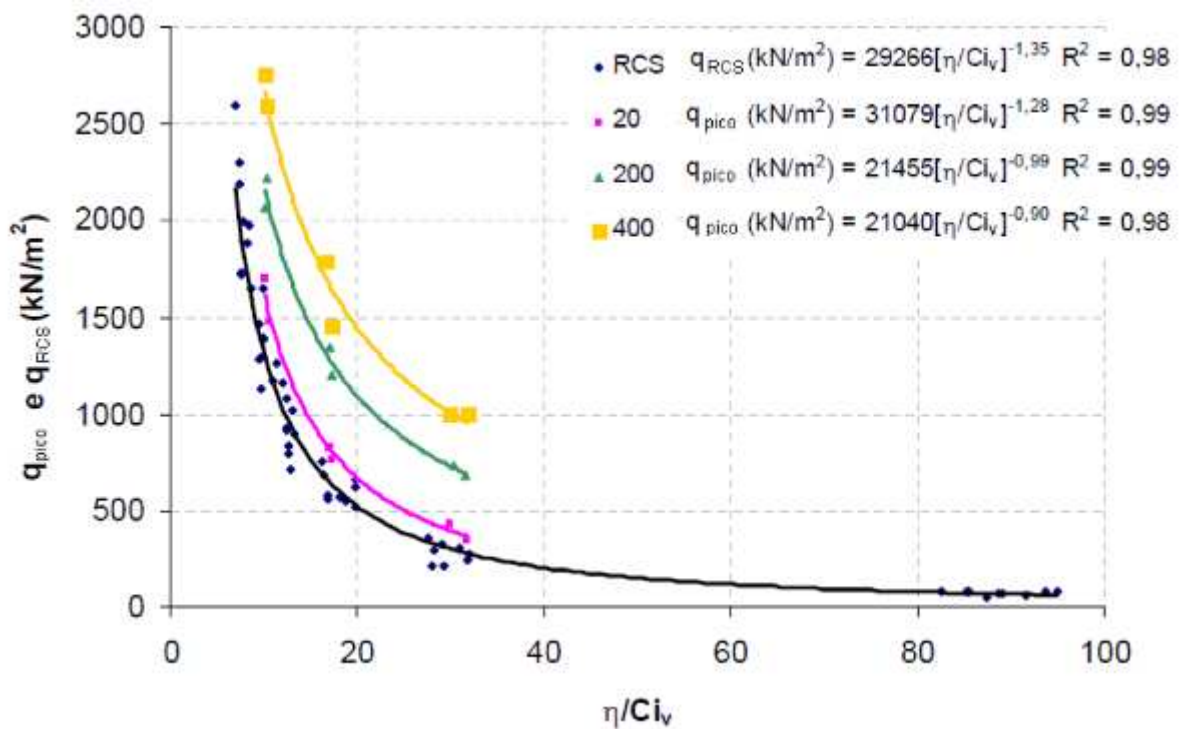


Figura 2.7: Correlação entre tensão de ruptura a diferentes tensões de confinamento (resistência a compressão simples - q_{RCS} e tensão de pico nos ensaios triaxiais - q_{pico}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η / C_{iv}) (Cruz, 2008).

2.4.2. Execução do Solo Cimento

É proposto pelo CIGRE (2006) um caderno técnico enfatizando os principais cuidados que se deve ter na execução de fundações de torres de transmissão de energia. Conforme o caderno, deve haver interação entre o projeto e todas as fases da execução, de modo que o projeto de fundações proposto deve ser constantemente avaliado durante a sua execução. Assim, o solo cimento não deve fugir a esta regra.

Diversas entidades norte americanas (por exemplo: *American Cement Portland, Federal Highway Administration, Federal Aviation Agency, Coal Promotion Ash Association, American Concrete Institute*, etc.) propõem metodologias para dimensionamento, execução e monitoramento do solo cimentado (ACI, 2009). No Brasil, a ABNT (1990, 1992a) estabelece a metodologia dos ensaios para a verificação de desempenho mecânico, a partir de ensaios à compressão simples.

A ACI (2009) cita em relação à mistura que a mesma pode ser feita de duas formas: (a) mistura no próprio local; e (b) mistura em central – misturador rotativo ou tipo moinho. Quando a mistura é realizada no próprio local, previamente à aplicação do cimento, o solo deverá ser escarificado e deverá possuir umidade inferior ao da mistura, de forma a evitar a formação de grumos. A ACI (2009) recomenda ainda um tempo máximo de 60 minutos entre a mistura e a compactação, devendo o tempo de transporte ser, preferencialmente, inferior a 30 minutos, quando produzido em central.

Ainda segundo a ACI (2009), o primeiro cuidado na execução da mistura diz respeito à temperatura ambiente, não sendo recomendada uma temperatura inferior a 7° C, devendo ser tomadas medidas para evitar o congelamento do solo cimentado, nos primeiros 7 dias de cura. Em caso de chuva, é recomendado interromper a execução e, havendo o evento na fase de compactação, os serviços deverão ser concluídos imediatamente.

No presente trabalho optou-se pela utilização da dosagem definida por Cruz (2008), sendo que a mistura da areia e do cimento e também da areia com fibras e cimento foram feitas em campo. A eficiência da mistura em campo e procedimento de cura não controlada foram determinados por ensaios de compressão simples realizados por Ruver (2011), onde os resultados de campo foram comparados com os resultados dos corpos de provas moldados em laboratório realizados por Cruz (2008).

Além do domínio da técnica de dosagem, o projetista de fundações que utilizar a mistura de solo cimento deve conhecer, de forma precisa, o processo de execução desse material, para especificar e garantir que o trabalho seja feito de forma correta, para que as resistências determinadas em projeto sejam atendidas.

2.5. MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA NA RUPTURA À TRAÇÃO

Existem para Flucker e Teng (1966; *Apud Kovacs et al.*, 1975) basicamente, três tipos de métodos para a determinação da capacidade de carga à tração de fundações rasas: (a) método do cone; (b) método do empuxo do solo; e (c) modelos semi-empíricos ou empíricos. Segundo os autores, o método do cone tenta contemplar a resistência ao cisalhamento da

verdadeira superfície de ruptura do solo, envolto pela fundação (assumindo uma variedade de formas, pelos mais diversos autores), acrescido do peso do solo e da fundação. Já no método do empuxo do solo, também chamado método do cilindro/prisma de atrito, a superfície de ruptura real é desprezada, sendo que a capacidade de carga é determinada pelo atrito ao longo de um plano vertical delineado pelo perímetro da fundação, acrescido do peso do solo e da fundação (Kovacs *et al.*, 1975). Sabe-se que os métodos semi-empíricos (ou empíricos) são desenvolvidos a partir de ensaios de campo ou laboratório, sendo que, a partir destes ensaios, são inferidas equações que procuram descrever o comportamento de fundações semelhantes que deram origem ao modelo. Para as fundações profundas, submetidas à tração, não existe uma distinção entre os métodos como é feito para as fundações rasas (Kovacs *et al.*, 1975).

Na sequência do trabalho será apresentada uma breve visão sobre alguns modelos para determinação da capacidade de carga à tração de fundações, sem ordem cronológica, independente do tipo de fundação (rasa ou profunda) e do tipo de método (teórico, semi-empírico ou empírico), sem se ater a esta classificação.

Para fundações rasas, a carga de ruptura (equação 2.01) pode ser expressa pela soma do peso do solo acima da fundação envolto pela superfície de ruptura (W_s), do peso da fundação (W_f), da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (P_c), e da resultante da aderência e do vácuo gerada na interface da base e da lateral da fundação e do solo (P_s). A parcela correspondente à aderência e ao vácuo geralmente é desprezada quando se tem solos bem drenados como é o caso da areia.

$$P = W_s + W_f + P_c + P_s \quad (2.01)$$

O modelo de Jaky (1948, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) foi desenvolvido, originalmente, para a determinação da capacidade de carga de tubulões. O modelo baseia-se na formação de uma zona de tensões junto à ponta dos tubulões quando é carregado. Esta mesma zona de tensões é gerada quando uma estaca, de base alargada, no caso o tubulão, é submetida aos esforços de tração. Desta forma, a equação de Jaky pode ser utilizada para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas submetidas à tração, acrescido da parcela referente ao atrito lateral (Kovacs *et al.*, 1975) (equação 2.02).

$$P = c' \cdot A \cdot \cot(\phi') \cdot \left[\tan^2 \left(15 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{2 \cdot \pi \cdot \tan(\phi') - 1} - 1 \right] + [p_{e0} \cdot (H - 2,80 \cdot D) \cdot f_{c0}] \quad (2.02)$$

Onde: p_{e0} = perímetro do fuste e f_{c0} = coeficiente de atrito (Tabelado) junto ao fuste em função do tipo e do estado do solo.

Considerando uma superfície de ruptura cilíndrica ou prismática, Majer (1955, *apud* Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) propôs um modelo para a determinação da capacidade de carga, tendo como perímetro a própria base da fundação, sendo a capacidade de carga definida pelo peso da fundação, peso cilindro (ou prisma) de solo e resistência ao atrito formado junto à área do cilindro (ou prisma) de ruptura (equação 2.03). Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) citam que este foi um dos primeiros métodos desenvolvidos para determinação da capacidade de carga de fundações submetidas à tração. Posteriormente, diversos autores, como Mueller e Mors, definiram que a parcela de resistência de atrito era função do empuxo horizontal do solo, sendo que o coeficiente de empuxo passivo (k_p) apresentou os melhores resultados (Flucker e Teng, 1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975). Mors (1963, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) cita outros autores que definiram, empiricamente, através de ensaios de campo, a parcela de resistência ao atrito.

$$P = \gamma \cdot A \cdot (H - H_o) + 2 \cdot p_e \cdot k \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan(\phi') \quad (2.03)$$

No caso de modelo desenvolvido por Mors (1959, *apud* Murray e Geddes, 1987; Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) somente considera o peso do solo contido em um tronco de cone invertido, ignorando a resistência ao cisalhamento dos solos. O ângulo de abertura do cone (α) depende do tipo de solo (Mors, 1959; *apud* Murray e Geddes, 1987), podendo variar entre 0 e $2 \cdot \phi'$ (Mors, 1959; *apud* Birch e Dickin, 1998). Kovacs *et al.* (1975) salientam que este método era o mais conhecido e comumente utilizado na época, sendo que a capacidade de carga dependia, fundamentalmente, do ângulo de inclinação do cone (ou prisma, no caso de fundação retangular). Por exemplo, a Companhia Americana de Pontes (*American Bridge Company – ABC*) adotava um ângulo de 30° , dividido por um fator de segurança que dependia da carga a ser aplicada e da condição do solo; já no Tennessee (*Tennessee Valley Authority – TVA*), os valores do ângulo de abertura do cone (α) eram

tabelados, variando entre 0° e 30°. Denberry (1962; *apud* Kovacs *et al.*, 1975) desenvolveu um ábaco para a determinação da capacidade de carga, que é função da área da fundação e da profundidade de embutimento, cujo valor obtido era multiplicado por um fator de segurança em função da classificação do solo.

Empiricamente Turner (1962, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) formulou um modelo tendo como base os resultados de 50 ensaios de arrancamento. O autor propôs duas equações (2.04 e 2.05): uma para fundações com embutimento menor que 1,5 (função do quadrado do embutimento) e outra para embutimento maior ou igual a 1,5 (função da área da base da fundação).

$$P = 2,1 \cdot \sqrt{k[c' + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi')] \cdot (H/D)^2 \cdot (D^2 - D_0^2)}, \text{ para } H/D < 1,5 \quad (2.04)$$

$$P = 5,8 \cdot k[c' + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi')] \cdot (D^2 - D_0^2), \text{ para } H/D \geq 1,5 \quad (2.05)$$

Foi proposto também por Marinpol'skii (1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Krishna, 2000) um modelo para o método do cone para fundações circulares rasas (embutimento menor que 6) e profundas. Segundo Kovacs *et al.* (1975), a equação 2.06 desenvolvida por Marinpol'skii é bastante similar à equação de Balla para solos não coesivos e estima, razoavelmente, bem os resultados de ensaios de campo (exemplo: Kananyan, 1966; *apud* Kovacs *et al.*, 1975). Porém, o modelo de Marinpol'skii apresenta resultados superestimados para solos coesivos (Kovacs *et al.*, 1975). Conforme Krishna (2000), a metodologia desenvolvida por Marinpol'skii considera a compressão do cilindro de solo acima da fundação, sendo que o avanço do arrancamento aumenta a compressão do solo e, conseqüentemente, aumenta a resistência de atrito. Este aumento na resistência de atrito provoca o aumento do diâmetro de ruptura, gerando uma superfície de ruptura curvilínea conforme mostra a Figura 2.8a.

$$P = \pi \cdot \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 - \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{\gamma \cdot H \cdot \left[1 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 + k_a \cdot \tan(\phi') \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right) \right] + 4 \cdot [c' + \gamma \cdot H \cdot k_a \cdot \tan(\phi')] \cdot \frac{H}{D}}{1 - \left(\frac{D_0}{D} \right)^2 - \mu \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right)} + W_f \quad (2.04)$$

Onde: μ = constante (ábaco), função do ângulo de atrito do solo.

Em se tratando de fundações profundas, Marinpol'skii (1965, *apud* Krishna, 2000) considera a resistência ao arrancamento como sendo a energia necessária para a expansão de uma cavidade cilíndrica de solo (Figura 2.8b), abaixo da fundação com uma determinada altura (H_q). A equação 2.05 é o modelo proposto para a capacidade de carga à tração para fundações profundas na condição limite de expansão.

$$P = \frac{\pi \cdot q_H \cdot (D^2 - D_0^2)}{2 \cdot [2 - \tan(\phi^{\circ})]} + f \cdot (\pi \cdot D_0) \cdot [H - (D - D_0)] \quad (2.05)$$

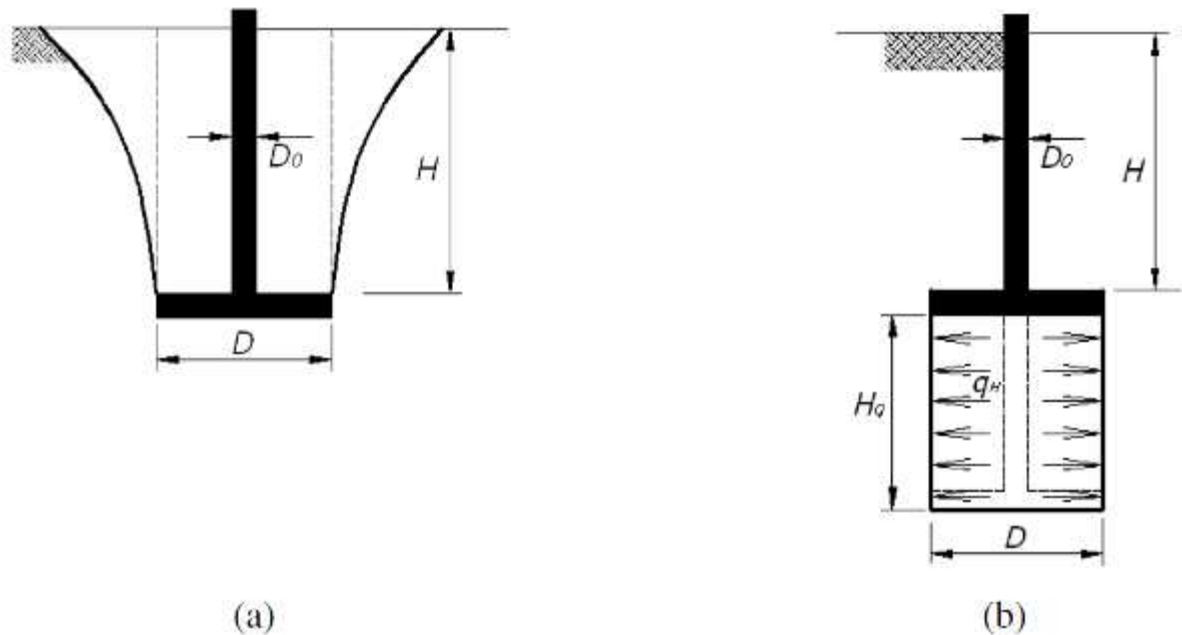


Figura 2.8: Superfície de ruptura para (a) fundação rasa e (b) fundação profunda (adaptado de Marinpol'skii, 1965; *apud* Krishna, 2000).

Conforme Sutherland (1965, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Merifield *et al.*, 2006), inicialmente o modo de ruptura é dependente também da densidade das areias. Alguns anos após, Sutherland *et al.* (1982, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) propuseram um modelo simplificado para a determinação da capacidade de carga de fundações rasas e profundas, considerando a superfície de ruptura como um plano, cuja inclinação é função da densidade relativa e do ângulo de atrito das areias. Sutherland *et al.* 1982, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) verificaram que a superfície de ruptura

apresenta uma inclinação (α) de $0,48.\phi'$, de $0,60.\phi'$ e de $0,65.\phi'$ para areias com ângulo de atrito (ϕ') de $33,5^\circ$, de $38,5^\circ$ e de 43° , respectivamente.

Adotando a mesma metodologia já adotada por Ball, Khadilkar *et al.* (1971, *apud* Murray e Geddes, 1987; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) propuseram nova metodologia, porém com a superfície de ruptura formada por uma espiral logarítmica. Sendo assim, a resistência de atrito gerada ao longo da superfície de ruptura não foi considerada.

É importante dizer que Vésic (1975, *apud* Tagaya *et al.*, 1988) diz que o comportamento de fundações profundas é similar ao comportamento dos tubulões quando submetidas à tração. Ele estabeleceu ainda um modelo (equação 2.06) com base na teoria da plasticidade e da expansão da cavidade.

$$P = \left(\frac{2 - \sin(\phi')}{2} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi' \right) \tan(\phi')} \right) \cdot \gamma \cdot A \cdot H + W_f \quad (2.06)$$

Segundo puderam observar Clemence e Veesaert (1977, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Krishna, 2000), a superfície de ruptura geralmente é curva, mas se aproxima de uma superfície plana, com uma inclinação de 20° com a vertical, para areias densas com ângulo de atrito de 41° , podendo ser aproximado por $\phi'/2$. Já Bobbit e Clemence (1987, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) estabeleceram uma superfície na forma de um cone truncado invertido (com um ângulo, também, de $\phi'/2$ em relação à vertical) para estimar a capacidade de carga de fundações helicoidais. O modelo expresso por Clemence e Veesaert (1977, *apud* Krishna, 2000) é dado pela equação 2.07. Para o coeficiente de atrito em repouso (k), os autores citam que varia entre 0,6 e 1,5, podendo ser considerado um valor médio de 1,0.

$$P = \left(\frac{D.H^2}{2} + \frac{H^3 \cdot \tan(\phi'/2)}{3} \right) \cdot \pi \cdot \gamma \cdot k \cdot \tan(\phi') \cdot \cos^2 \left(\frac{\phi'}{2} \right) + W_f + W_s \quad (2.07)$$

Foi apresentado por Kanakapura *et al.* (1994) uma metodologia para a determinação da capacidade de carga de fundações contínuas rasas sujeitas a esforços de tração para qualquer tipo de solo ($c' \neq 0$ e/ou $\phi' \neq 0$), conforme a equação 2.08. Eles citam que a metodologia

desenvolvida à tração é similar à metodologia introduzida por Terzaghi (1943, *apud* Simons e Menzies, 1977; Cintra *et al.*, 2003; Velloso e Lopes, 2004) para fundações submetidas à compressão. Da mesma forma, como mostrado por Terzaghi e Peck (1967, *apud* Simons e Menzies, 1977; Cintra *et al.*, 2003; Velloso e Lopes, 2004), que apresentaram ábacos para os fatores de capacidade de carga à compressão, Kanakapura *et al.* (1994) apresentaram ainda ábacos para a determinação dos fatores de capacidade de carga à tração. Os autores verificaram que a metodologia está apta para prever, com boa aproximação, a capacidade de carga em argila, em areias fofas e em areias de média compactidade, porém apresenta resultados superestimados para as areias densas.

$$P = c' \cdot F_c \cdot B + q_0 \cdot F_q \cdot B + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot F_\gamma \cdot B^2 + W_s + W_f \quad (2.08)$$

É citado ainda por Pacheco *et al.* (2008), que nas fundações submetidas à tração, as deformações cisalhantes comandam os deslocamentos; já nas fundações submetidas à compressão os recalques são comandados pelas deformações volumétricas. Desta forma, uma mesma tensão num mesmo solo, produz menores deslocamentos à tração do que recalques à compressão. Assim, para o dimensionamento das fundações à tração somente são consideradas as equações de equilíbrio limite de tensões, enquanto que nas fundações à compressão, além do equilíbrio limite de tensões, são levados em consideração os limites de recalques.

Mueller (1961, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) desenvolveu um modelo para fundações em concreto baseado na teoria do empuxo lateral, no qual foi considerada a parcela referente ao plano de cisalhamento ao longo da superfície prismática (ou cilíndrica), delimitada pelo perímetro da fundação, mais a parcela referente ao empuxo horizontal (equação 2.09). Em relação ao coeficiente de empuxo, o autor sugere o uso do coeficiente de empuxo ao repouso (k), no entanto, primeiramente, em função da segurança era utilizado o coeficiente de empuxo passivo ($p \cdot k$), a ser determinado pela equação 2.10. Já Mors (1963, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) sugere uma função exponencial para o coeficiente de empuxo passivo ($p \cdot k$) (equação 2.11). Ireland (1963, *apud* Krishna, 2000), na mesma época, sugere que seja utilizado o coeficiente de empuxo ao repouso (k), tendo como valores de 0,5 para solos granulares e 0,4 para solos argilosos.

$$P = \frac{k \cdot \gamma \cdot H}{2} p_e \cdot H \cdot \tan(\phi') + p_e \cdot (H - H_0) \cdot f_c \quad (2.09)$$

$$k_p = 0,90 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.10)$$

$$k_p = \frac{2}{j+1} \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.11)$$

Onde: f_c = coeficiente de atrito (tabelado) em função do tipo e do estado do solo contra o concreto, j = constante empírica (tabelado), função da configuração do solo e da fundação.

Pela Universidade de Grenoble (Biarez e Barraud, 1968; *apud* Kovacs *et al.*, 1975 – Martin, 1966 e 1973; Martin e Cochard, 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008 e Garcia *et al.*, 2008) foi criada uma metodologia que consiste numa modelagem empírica para fundações rasas e profundas. A metodologia tem como base os resultados de ensaios de laboratório e de campo, realizados em diversas configurações de fundações, tipos e condições de solo. Desta forma, a metodologia desenvolvida pelos autores pode ser utilizada para um vasto número de configurações. O modelo para fundações rasas baseia-se na resistência ao cisalhamento em uma superfície de ruptura que forma um ângulo (α) com a vertical, que pode ser negativo ou positivo (Figuras 2.09 e 2.10). Para as fundações rasas, os autores desenvolveram diferentes equações em função da inclinação das fundações em relação a horizontal (β). Para as fundações profundas, os autores desenvolveram duas metodologias: (a) uma para solos com ângulo de atrito inferior a 15° ($0^\circ < \phi' < 15^\circ$), que corresponde à soma da resistência do empuxo até uma altura de duas vezes a profundidade crítica e mais a resistência ao atrito acima daquela altura; e (b) outra para solos com ângulo de superior a 15° ($\phi' > 15^\circ$) que é dependente do tipo de rigidez do fuste (Figura 2.11), dada pela equação 2.10 (Biarez e Barraud, 1968; *apud* Kovacs *et al.*, 1975).

$$P = p_e \cdot \frac{D}{\cos(\beta)} \left[c' \cdot M_c + \gamma \cdot H \cdot (M_{\phi+\gamma}) + q_0 \cdot M_q \right] + \gamma \cdot A \cdot H + W_f \cdot \cos(\beta), \text{ para } \beta < 30^\circ \quad (2.12)$$

Onde:

$$M_c = M_{c0} \left[1 - \frac{1}{2} \cdot (\tan(\alpha)) \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right) \right]; \quad M_{\phi+\gamma} = M_{\phi0+\gamma0} \left[1 - \frac{1}{3} \cdot (\tan(\alpha)) \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right) \right];$$

$$M_q = M_{c0} \cdot (\tan(\phi') + \tan(\alpha)) \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot (\tan(\alpha)) \cdot \left(\frac{H}{P_e} \right) \right]$$

Sendo que os valores de M_{c0} e $M_{\phi0+\gamma0}$ são constantes, função do ângulo de atrito (ϕ') e ângulo da superfície de ruptura (α), podem ser obtidas em obtidas por meio de ábacos (Kovacs et al., 1975) ou por equações (Pacheco et al., 2008).

$$P = A \cdot (c \cdot N_c + 0,50 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\phi + q_0 \cdot N_q) + W_f \cdot \cos(\beta), \quad \text{para } \beta > 30^0 \quad (2.13)$$

Onde: N_c , N_ϕ e N_q são fatores de carga adimensionais dependentes do ângulo de atrito (ϕ') do solo e da inclinação (β), cujas equações podem ser encontradas em Pacheco et al. (2008).

$$P = A \cdot M_i \cdot (\gamma \cdot H \cdot \tan(\phi') + c'), \quad \text{para } \phi' > 15^0 \quad (2.14)$$

Sendo $M_i = \frac{12 \cdot \pi}{1 + 6 \tan(\phi') \cdot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right)}^{-1.6}$ para fundações circulares e $\frac{4 \cdot \pi}{1 + \frac{\pi}{2} \tan(\phi')}$ para fundações quadradas a contínuas.

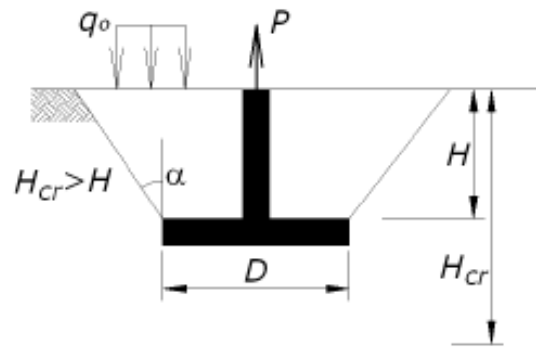


Figura 2.09: Superfície de ruptura de fundações rasas em solo rígido.

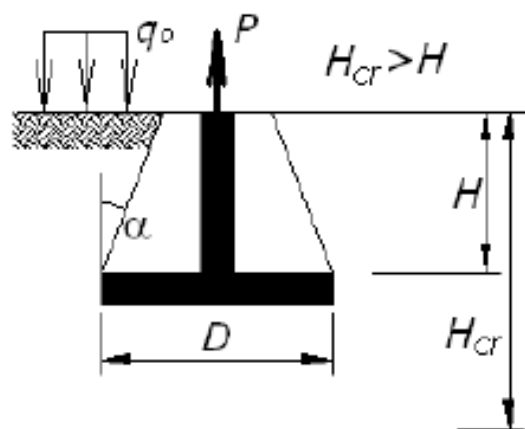


Figura 2.10: Superfície de ruptura de fundações rasas em solo mole.

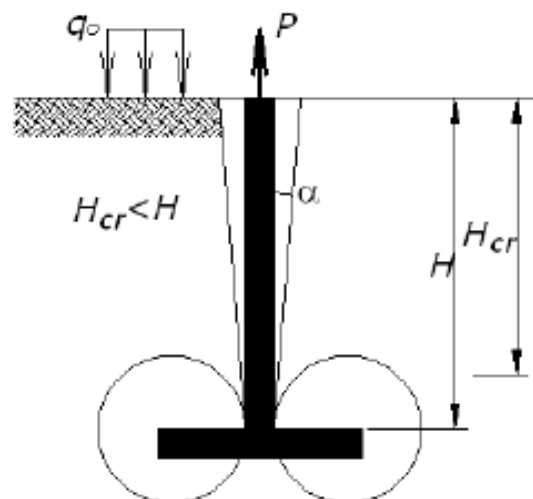


Figura 2.11: Superfície de ruptura de fundações profundas em solo mole.

Meyerhof e Adams (1968, apud Tagaya et al., 1988; Krishna, 2000) propuseram um

modelo semi-empírico para fundações contínuas que, posteriormente, foi adaptado para fundações retangulares e circulares. A partir de ensaios, os autores verificaram que a resistência à tração aumenta com o embutimento e que as superfícies de ruptura apresentaram distintas formas, no caso de areias densas. Já para argilas, ocorreu um complexo sistema de tensões de quebra, com desenvolvimento de significativa poro-pressão acima e abaixo das fundações. E por fim, para fundações profundas, as superfícies de ruptura foram semelhantes, tanto para areias, como para argilas (Krishna, 2000). As equações de Meyerhof e Adams (1968, apud Tagaya et al., 1988; Krishna, 2000) são compostas por uma parcela de coesão e outra devido ao empuxo ao longo da superfície vertical, que é dependente do ângulo de atrito. As equações 2.15 e 2.16 são, respectivamente, para fundações contínuas rasas e profundas. Já as equações 2.17 e 2.18, são para fundações circulares e retangulares, respectivamente.

$$P = .2c' .H + \gamma .H^2 .k .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.15)$$

$$P = .2c' .H + \gamma .(2H_{cr} - H) .H .k .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.16)$$

$$P = (\pi .D) .c' .H + \frac{s}{2} (\pi .D) .H^2 .\gamma .k_u .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.17)$$

$$P = .2c' .H .(B + L) + \gamma .H^2 (2.s_u .B + L - B) .k_u .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.18)$$

Onde: $k_u = 0,75$ a $1,00$ e $s =$ fator de forma, governado pelo empuxo em uma superfície convexa.

Ainda é apresentado por CIGRE (2008) um trabalho cujo principal objetivo é definir um modelo probabilístico de calibração de fatores de capacidade de carga de modelos teóricos, tendo como base alguns resultados de provas de carga de verdadeira grandeza.

É importante salientar que, como pode ser visto anteriormente, existem vários métodos para previsão de capacidade de carga. No presente trabalho foram escolhidos 03 (três) métodos em função dos resultados obtidos por Ruver (2011), os quais apresentaram melhores

aproximações quando comparados aos resultados de campo obtidos por ele.

É importante citar, que esses métodos podem ser utilizados para previsão de capacidade de carga, porém tem-se que avaliar todas as condições dos materiais utilizados e as variáveis empregadas no processo de cálculo, para que os resultados não apresentem discrepâncias muito grandes com os valores reais de campo. Além de tudo, o projetista que utilizar essas ferramentas, deve ter um bom conhecimento sobre o solo em questão, para poder avaliar os resultados e definir se estão dentro de padrões aceitáveis ou não.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido teve como objetivo principal investigar o comportamento mecânico de uma areia reforçada e não reforçada com fibras e cimento, através de ensaios de arrancamento de placas embutidas nas camadas destes materiais, bem como através da análise das curvas de carga *versus* deslocamento e da forma de ruptura obtida na superfície dos ensaios e ao longo da sua profundidade, com a exumação dos mesmos.

As etapas que constituem o programa experimental são detalhadamente descritas neste capítulo, bem como a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, os métodos utilizados na preparação dos ensaios, detalhes de execução dos ensaios e equipamentos.

O programa experimental pode ser descrito com três objetivos. Primeiramente a execução de ensaios triaxiais com a mistura de solo-cimento-fibra para a obtenção de parâmetros de resistência, sendo que para as outras misturas já existem esses ensaios realizados e os parâmetros obtidos e também ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral na mistura de solo-cimento-fibra. Em segundo lugar serão executados ensaios de arrancamento de placas embutidas em camadas de solo-fibra e solo-cimento-fibra, em diferentes profundidades de embutimento. E por fim, em terceiro lugar, serão exumados os ensaios de campo.

3.2. VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Para o atendimento aos objetivos específicos, o presente trabalho se restringe a estudar a influência das fibras (0,5% em relação ao peso seco de material) e do cimento (3% em relação ao peso seco do material) quando adicionados à massa de solo para reforço de fundações submetidas a ensaios de arrancamento. A escolha dessas variáveis, bem como sua faixa de variação, decorreu da necessidade de delimitar o trabalho e foi baseada em estudos já realizados.

Uma vez identificadas as variáveis mais importantes, avalia-se a influência destas,

variando-as de forma controlada enquanto mantêm-se as demais variáveis fixas (umidade, peso específico, percentuais de fibra e cimento). As faixas de variação para as variáveis investigadas referentes aos ensaios realizados são apresentadas nos itens subsequentes.

3.2.1. Ensaios Triaxiais

Foram realizados 03 ensaios triaxiais em solo-cimento-fibra com tensões de confinamento de 20, 60 e 100kPa com 3% de cimento e 0,5% de fibras, com uma porosidade de 40,5%, que nos dá um peso específico aparente seco de 15,8 kN/m³. Os parâmetros (ângulo de atrito e intercepto coesivo) das outras misturas foram obtidos na literatura, pois os ensaios já foram realizados por diferentes pesquisadores.

3.2.2. Ensaios de Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Foram realizados 30 ensaios de compressão simples com 0,5% de fibras em relação ao peso seco de material e percentuais de cimento variando de 1, 2, 3, 5 e 7%. Para os resultados de tração por compressão diametral também foram executados 30 ensaios com o mesmo percentual de fibras dos ensaios de compressão simples e o mesmo percentual de cimento de 1, 2, 3, 5 e 7%.

3.2.3. Ensaios de Arrancamento de Placa

A contribuir para o desenvolvimento do conhecimento sobre o uso de fibras distribuídas aleatoriamente na massa de um solo arenoso e também a utilização de cimento, verificando o comportamento do material através de ensaios de arrancamento de placas embutidas em camadas de solo reforçado comparados a resultados dos ensaios realizados em solo sem reforço.

Foram realizados nessa pesquisa ensaios de arrancamento de placa em diferentes profundidades de embutimento e com variações no material utilizado para o reaterro das placas. Ainda para fins de comparação, foram utilizados os resultados obtidos por Ruver (2011) realizados com uma mistura de solo cimento. As variáveis investigadas nos ensaios

são descritas na Tabela 3.1 a seguir.

Tabela 3.1: Variáveis investigadas nos ensaios de arrancamento de placa.

Material do Reaterro	Profundidade de Embutimento (cm)	Total de ensaios
Areia	30 – 45 – 60 – 120 – 210 – 300	6
Areia-fibra	30 – 45 – 60 – 120 – 210 – 300	6
Areia-cimento-fibra	30 – 45 – 60	3
Areia-cimento (Ruver 2011)	30 – 45 – 60	3

Observação: o percentual de fibras é de 0,5% em todos os ensaios contendo fibras, enquanto o percentual de cimento é de 3,0% também em todos os ensaios contendo cimento.

3.3. MATERIAIS

3.3.1. Areia

A areia utilizada neste estudo é proveniente de uma jazida localizada no município de Osório – RS. Este material caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme que, segundo Spinelli (1999), tem o quartzo como material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica. Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, conforme apresentados na Figura 3.1 e na Tabela 3.2.

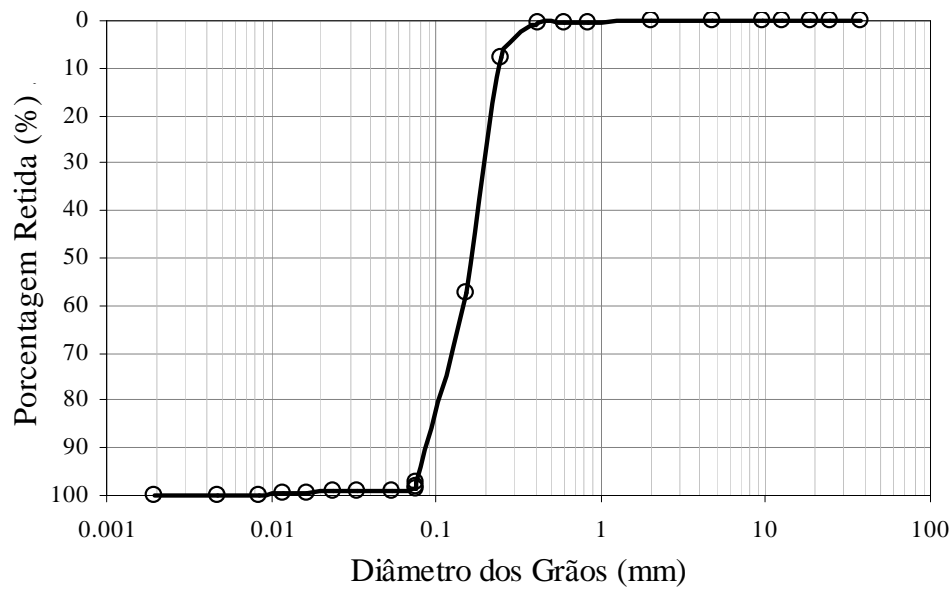


Figura 3.1: Curva granulométrica da areia.

Tabela 3.2: Índices físicos da areia e areia-fibra.

Índices Físicos	Areia de Osório
Peso específico real dos grãos (γ_s)	26,3 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,1
Coefficiente de curvatura, C_c	1,0
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,09 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,16 mm
Índice de vazios, $e_{mínimo}$	0,60
Índice de vazios, $e_{máximo}$	0,90
Mistura Areia-Fibras / Índice de vazios, $e_{mínimo}$	0,61*
Mistura Areia-Fibras / Índice de vazios, $e_{máximo}$	0,93*

* Utilizados para a obtenção de mesma densidade na execução das camadas reforçadas para ensaios de placa.

3.3.2. Fibras

As fibras utilizadas como elemento de reforço são poliméricas de polipropileno e estão disponíveis no mercado em forma de pequenos filamentos. Foram escolhidas por apresentarem características uniformes e bem definidas, por serem inertes quimicamente e por estarem disponíveis em grande quantidade no comércio, o que possibilita a extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

Estas fibras foram produzidas pela Maccaferri e doadas para pesquisa. A grandeza que representa a espessura dos filamentos, na indústria têxtil, é o título, cuja unidade é o dtex ($1 \text{ dtex} = 1\text{g}/10000\text{m}$). As fibras utilizadas nesta pesquisa são corrugadas e possuem título de 100 dtex e comprimento de 50 mm.

A Tabela 3.3 apresenta as principais características, definidas pelo fabricante, das fibras utilizadas. A Figura 3.2 apresenta as fibras de polipropileno de 50 mm de comprimento e um detalhe mostrando sua rugosidade.

Tabela 3.3: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.

Propriedades Mecânicas	Fibras 100 dtex
Espessura	100 μm
Densidade relativa	0,91
Módulo de elasticidade	3 GPa
Resistência à tração última	120 MPa
Deformação na ruptura	80%



Figura 3.2: Aspecto das fibras de polipropileno de 100 dtex com 50 mm de comprimento (fonte: FITESA S/A).

3.3.3. Água

Água destilada foi utilizada na preparação das amostras e na realização dos ensaios triaxiais. Na realização dos ensaios de placa, devido ao grande volume de água, foi utilizada água de poço artesiano fornecida pela Universidade de Passo Fundo, sem destilação.

3.3.4. Cimento

O agente cimentante utilizado neste estudo foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI RS), normalizado pela NBR 5733 (ABNT, 1991). Conforme a ABCP (2002), o cimento leva em sua fabricação o calcário (constituído por óxido de cálcio – CaO) e a argila caulínica (composta basicamente por sílica - SiO_2 e alumina - Al_2O_3 , que pode conter uma pequena parcela de óxido férrico - Fe_2O_3). O calcário e a argila, na proporção adequada para cada tipo de cimento, são finamente moídos, misturados e queimados a temperaturas de até 1450°C , em longos fornos rotativos. Neste processo de queima, a água (H_2O) e o gás carbônico (CO_2), presentes na mistura são eliminados. Desta queima é formado

o clínquer, esferas vítreas do tamanho de “bolas de gude”. O clínquer sai do forno ainda incandescente, sendo resfriado rapidamente. Após o resfriamento é adicionado cerca de 3,0% de gesso ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$), sendo o conjunto finamente moído para constituir o cimento.

As características que conferem ao cimento ser de alta resistência inicial são devido a uma proporção particular de argila e calcário na produção do clínquer, em conjunto com a moagem mais fina do cimento, que proporciona ao produto uma resistência maior já nos primeiros dias, em comparação com os outros tipos de cimento. Diferentemente dos outros tipos de cimentos, que levam altos teores de adições de materiais pozolânicos (cinza de casca de arroz, etc.), escória de alto forno e/ou material carbonático, o cimento CP-V ARI somente admite um teor máximo de 5% de material carbonático. Na Tabela 3.4 são apresentadas as principais características do cimento de alta resistência inicial. Na Figura 3.3 são apresentadas as resistências à compressão simples para os diferentes tipos de cimento com o avanço do tempo de cura.

Tabela 3.4: Características do cimento utilizado.

Tipo de Cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Tempo de Pega (h)	Norma Brasileira
		Clínquer + Gesso	Material Carbonático		
Alta Resistência Inicial	CP V - ARI	100 - 95	0 - 5	1 - 10	NBR 5733

(ABCP, 2002)

Cruz (2008) justifica a utilização do cimento CP-V ARI, pelo fato de que com três dias de cura, a resistência deste cimento é equivalente a do cimento Portland CP IV para um período de cura de 28 dias, enquanto, a resistência do cimento CP-V ARI aos sete dias de cura é equivalente ao cimento CP-III aos 28 dias de cura.

Considerando o volume de cimento utilizado nos ensaios de campo e o tipo de fornecimento (embalagens de papel contendo 50kg, Figura 3.4), tomou-se o cuidado de comprar sempre a mesma marca, em quantidades suficientes para a utilização em duas semanas (evitando, assim, longos períodos de estocagem) e do mesmo fornecedor (de grande

porte, garantindo o fornecimento do cimento não muito velho). Desta forma foi possível manter as mesmas características e propriedades do agente cimentante, no decorrer dos ensaios de campo.

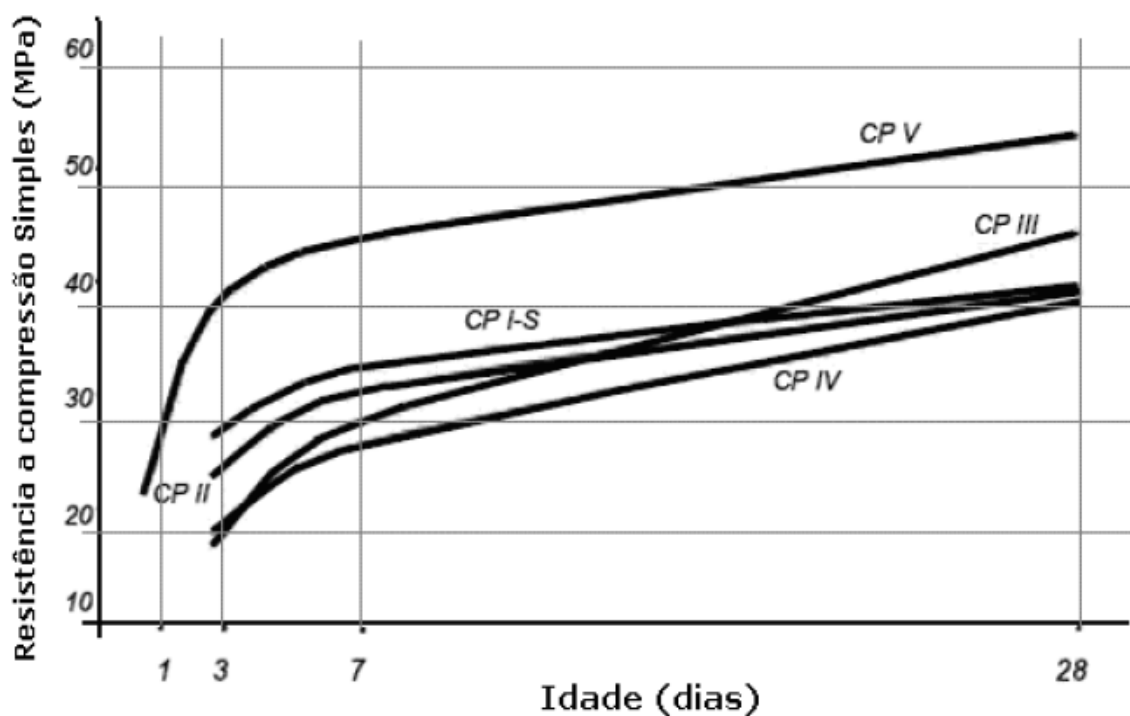


Figura 3.3: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

3.4. CAMPO EXPERIMENTAL

3.4.1. Localização

Os ensaios de arrancamento de placas foram realizados no campo experimental (Figuras 3.4 e 3.5) do Centro Tecnológico (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR), da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado no Campus de Passo Fundo junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul.



Figura 3.4: Fotografia do Campo Experimental.



Figura 3.5: Imagem de satélite com a localização do campo experimental (software Google Earth).

3.4.2. Caracterização

O solo escavado que serviu de base para a execução das provas de carga é do tipo residual de horizonte B, oriundo da decomposição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar).

Do ponto de vista pedológico, o solo é caracterizado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, pertencente à unidade Passo Fundo (Streck *et al.*, 2002). Conforme Streck *et al.* (2002), este tipo de solo se caracteriza por ser bem drenado e profundo. Os autores também citam que este tipo de solo possui um perfil homogêneo, devido à transição gradual entre os horizontes. É um tipo de solo muito intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro (responsável pela cor vermelha), apresentando baixa CTC (atividade de argila menor que 17 cmol/kg), acentuada acidez, baixa reserva de nutrientes e toxicidade por alumínio para as plantas.

Como o trabalho utiliza o solo do local somente para contenção do reaterro que é feito com areia provinda da Cidade de Osório, reforçada por fibras e por cimento, a caracterização aprofundada do presente solo não faz-se necessário, devido a pequena influência do mesmo nos resultados, não fazendo parte das variáveis investigadas.

3.5. MÉTODOS

3.5.1. Ensaios Triaxiais

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios triaxiais é realizada em um molde tripartido com dimensões suficientes para confecção de amostras com 100mm de diâmetro e 200mm de altura que são utilizadas no equipamento triaxial apresentado na Figura 3.6 a seguir.



Figura 3.6: Equipamento triaxial utilizado nos ensaios.

A mistura dos materiais é iniciada com areia e água destilada, seguida pela adição de fibras e após o cimento, até a completa homogeneização visual. Em amostras não-reforçadas, ocorre apenas a adição de água destilada ao solo e a mistura. Para obtenção de amostras homogêneas que permitam a análise paramétrica dos resultados, a metodologia de compactação proposta por Ladd (1978) é adotada. Com a membrana dentro do molde, o material é compactado em três camadas. Através das medidas da massa de mistura adicionada e da altura das camadas, a densidade relativa desejada é obtida. Sobre o pedestal da prensa triaxial, as amostras são desmoldadas com aplicação prévia de aproximadamente 5 kPa de sucção, mantida até a completa montagem do sistema e a aplicação de tensão confinante.

Os critérios adotados para a aceitação dos corpos de prova em relação aos parâmetros de compactação, como peso específico aparente seco e umidade, foram respectivamente de 2 % e 3 % de tolerância para mais ou para menos.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os princípios descritos por Bishop & Henkel (1962), por Head (1980-a, b e c) e pelos procedimentos de ensaio já consolidados pelos laboratórios de Mecânica dos Solos da UFRGS.

Após a colocação dos corpos de prova na câmara triaxial e o ajuste dos sensores de efeito Hall, para medidas internas de deformação, inicia-se a fase de saturação das amostras nos ensaios saturados. O processo de saturação, para assegurar maior dissolução das bolhas de

ar, é realizado em duas etapas. Inicialmente ocorre a percolação de água, feita da base para o topo do corpo de prova. Nessa etapa, a amostra é submetida a uma tensão confinante de 20kPa para impedir o fluxo preferencial entre a mistura e a membrana. Em seguida, acontece a aplicação da contrapressão. Estágios de incrementos são aplicados na tensão confinante e na contrapressão, sendo a tensão efetiva mantida constante em aproximadamente 20kPa.

A garantia de saturação da amostra é monitorada através da medição do parâmetro B de Skempton (1954), que atinge valores superiores a 0,98, medido antes da fase de adensamento.

A partir daí é aplicada a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada e a fase de adensamento da amostra é iniciada. A variação volumétrica é medida para o cálculo do índice de vazios após o adensamento. No cálculo da tensão desvio, as correções de área e de membrana são aplicadas, conforme a abordagem proposta por La Rochele et al. (1988). A velocidade de carregamento adotada para a fase de cisalhamento é de 0,9mm/hora.

3.5.2. Ensaio de Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Foram utilizados, para os ensaio de compressão simples, corpos de prova em formato cilíndrico de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A confecção dos corpos de prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

A pesagem dos materiais se deu através de balança com precisão de 0,01 g, sendo os materiais misturados com auxílio de uma espátula metálica, até se atingir uma coloração uniforme o que indica a homogeneização da mistura. Em seguida adiciona-se a água e continua-se a mistura até obter novamente a homogeneidade do material.

A quantidade de fibras e cimento adicionadas às amostras foram calculados em relação ao peso de solo seco, sendo adicionado 0,5% de fibras de polipropileno e percentuais de cimento que variam de 1, 2, 3, 5 e 7% para os ensaios de compressão simples e de tração por compressão diametral.

A moldagem foi feita em 3 camadas, cuidando para escarificar levemente o topo da camada anterior para adicionar o material da camada seguinte, para aumentar a integração

entre elas. Concluída a moldagem, os corpos de prova foram retirados dos moldes e acondicionados em sacos plásticos para evitar variações significativas do teor de umidade. Essas amostras foram armazenadas e curadas durante 7 dias em ambiente com temperatura controlada ($23^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$).

3.5.2.1. Procedimentos do Ensaio de Compressão Simples

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 100kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 e 50 kN. A velocidade de deformação dos ensaios foi de 1,14 mm por minuto. Os procedimentos seguiram a norma americana ASTM D 5102/1996.

As amostras, após a cura na câmara úmida, foram submersas em um recipiente com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação. Após a retirada dos corpos de prova da submersão, os mesmos foram superficialmente secados com a ajuda de um tecido absorvente. Posteriormente, iniciou-se a execução do ensaio onde foram obtidas as cargas máximas atingidas por cada corpo de prova.

Como critério de aceitação dos resultados, estipulou-se que as resistências individuais de três amostras não deveriam exceder mais de 10% da resistência média desse conjunto, critério esse que é utilizado em todas as pesquisas realizadas a partir de ensaios de compressão simples dentro do LEGG/ENVIRONGEO.

3.5.2.2. Procedimentos do Ensaio de Tração por Compressão Diametral

O processo do ensaio de tração por compressão diametral compreende em carregar a amostra cilíndrica no sentido de seu diâmetro. Esse pode ser considerado um ensaio de fácil execução e amplamente utilizado no meio científico, assim como o ensaio de compressão simples.

Para determinação da resistência à tração por compressão diametral utiliza-se da equação abaixo:

$$\sigma_t = \frac{2.P}{\pi.D.H} \quad (3.01)$$

Onde:

P = carga suportada pelo corpo de prova

D = diâmetro do corpo de prova

H = altura do corpo de prova

Para estes ensaios foram utilizados os mesmos equipamentos e os mesmos procedimentos do ensaio de resistência à compressão simples, descrito no item 3.5.2.1, apenas com uma diferença, que são as amostras dispostas no sentido horizontal, enquanto que para determinação da resistência à compressão simples o carregamento é aplicado nas amostras no sentido vertical. A norma que rege a execução desses ensaios de resistência à tração por compressão diametral é a NBR 7222/83.

3.5.3. Ensaios de Arrancamento de Placa

Com a parceria existente entre a UFRGS e a UPF surgiu a ideia da continuação da execução de ensaios de prova de carga em placa no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, já realizados por Donato (2007) e Ruver (2011), com início nos trabalhos desenvolvidos por Casagrande (2005).

3.5.3.1. Equipamentos utilizados

Para a realização dos ensaios de placa, se utilizou uma placa rígida de aço de 2,54 cm de espessura e 30 cm de diâmetro. Na Figura 3.7 é possível visualizar a placa utilizada, assim como também os cabos de aço que foram utilizados na realização dos primeiros ensaios, com profundidades de embutimento menores e ainda em tentativas de realização com a utilização dos mesmos em profundidades maiores, o que resultou no arrebentamento dos mesmos, devido ao grande carregamento.

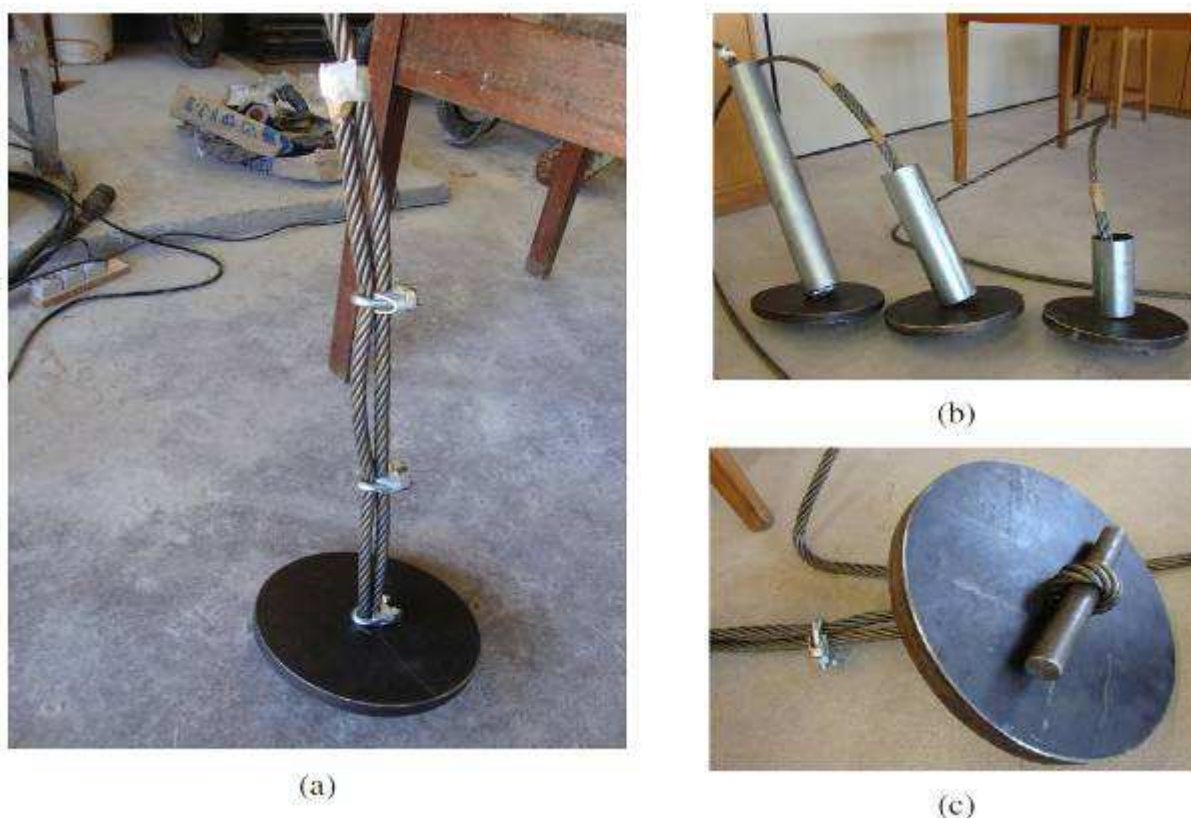


Figura 3.7: Fotografias da montagem das fundações - (a) vista do laço preso com cliques; (b) vista das três placas de 30 cm de diâmetro prontas com o encamisamento para cada embutimento; e (c) vista do transpasse do laço atravessado pela barra de aço, Ruver (2011).

Os primeiros ensaios foram montados com esse sistema de espigas de aço fixadas com abraçadeiras. No entanto, para os ensaios realizados com profundidades de embutimento maiores, da ordem de 2,10 e 3,00m, os carregamentos foram aumentados significativamente, precisando ser repensado esse sistema.

Dessa forma, foi preciso rever os equipamentos, tanto para ligação da placa com o meio externo como para um sistema de aplicação de forças (macaco hidráulico) que facilitasse e desse maior confiabilidade ao sistema e conseqüentemente aos resultados.

Gentilmente, os representantes da Empresa Dywidag Ltda forneceram um sistema de barras de tração, com todos os materiais necessários, inclusive três novas placas nas mesmas características das antigas.

O sistema fornecido pela Empresa Dywidag Ltda. é composto por barras de tração de 32mm de diâmetro, com ranhuras em formato de rosca para a fixação de porcas, as quais são utilizadas para travar a placa à barra e também para travar o macaco, para que seja aplicado o

carregamento. Algumas placas com função de arruelas também foram utilizadas no contato entre a placa e a porca.

Dessa forma, foi necessária a aquisição de um macaco hidráulico de protensão, o qual apresenta o pistão vazado para a passagem de barras de tração. Conforme a Figura 3.8 a seguir, se pode ver o novo equipamento utilizado nos ensaios com profundidades de embutimento maiores e realizados na areia e areia reforçada com fibras. Para o cimento, não foram executados ensaios com embutimentos maiores, devido ao grande ganho de resistência, o qual impossibilitaria o arrancamento dos mesmos com os equipamentos anteriormente disponíveis.

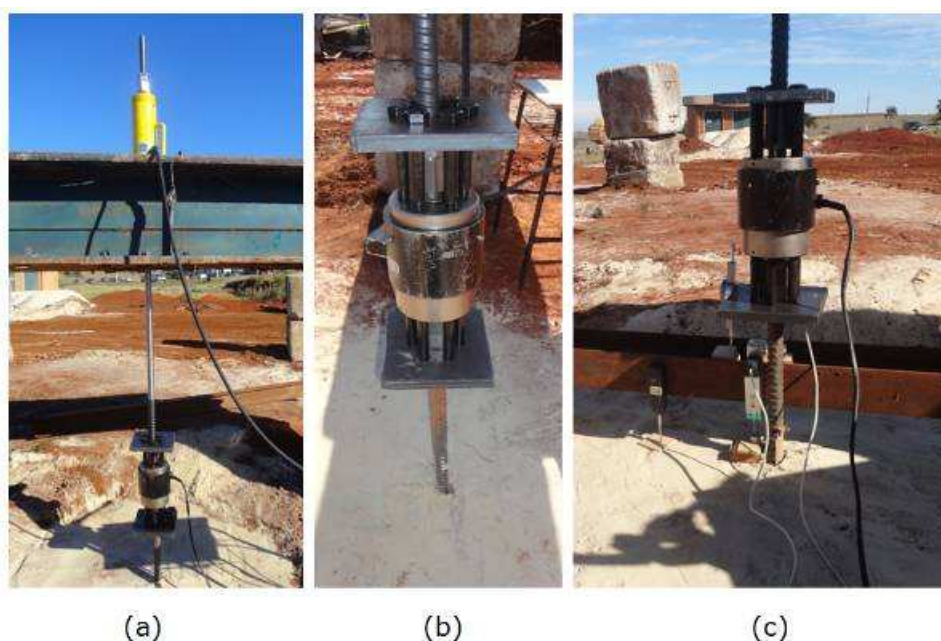


Figura 3.8: Equipamento de tração dos ensaios: (a) equipamento completo, com célula de carga, viga de reação e macaco de protensão; (b) célula de carga conectada à placa e ao macaco; e (c) célula de carga e medidores de deslocamento fixados a viga de apoio.

Na Figura 3.9, estão os equipamentos utilizados nos primeiros ensaios de pequenos embutimentos, ainda com a utilização de correntes e cabos de aço para a conexão da placa com o sistema de aplicação de carga. A carga era aplicada com o auxílio de um macaco hidráulico comum. Apesar do macaco hidráulico funcionar tanto à tração (contração do êmbolo) como à compressão (avanço do êmbolo), não foi possível a sua utilização para aplicação de tração direta, pois não havia forma de fixá-lo embaixo da viga de reação. Como solução, apoiava-se o macaco sobre a célula de carga e esta sobre a viga (Figuras 3.9a e c). Em volta do macaco hidráulico e da viga passavam correntes, unidas por manilhas (Figuras

3.9a e c). O elo inferior da corrente era unido ao laço do cabo de aço (Figuras 3.9a e d), por meio de manilhas (um ou dois dependendo da carga a ser imposta). O acionamento manual da bomba a óleo (Figura 3.9b) empurrava o êmbolo do macaco para cima, puxando a corrente, que por sua vez tracionava o cabo de aço puxando a fundação. A Bomba era da marca ENERPAC, com uma entrada e uma saída, com manômetro de 10 ton/700 kgf/cm³.

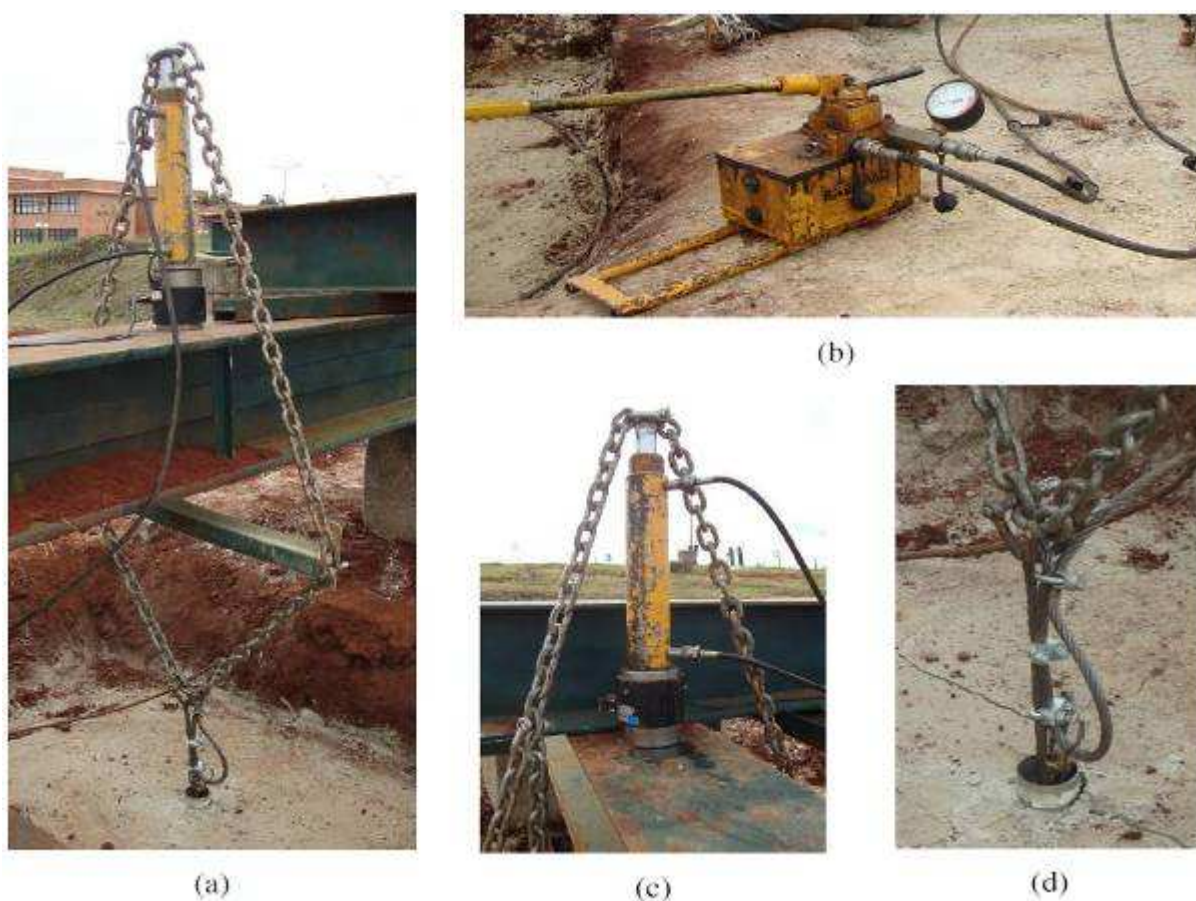


Figura 3.9: (a) sistema de aplicação de carga por meio do macaco hidráulico e respectivo detalhamento – (b) bomba a óleo; (c) disposição do macaco e da célula de carga; e (d) união entre o laço do cabo de aço e as correntes (Ruver, 2011).

Para o sistema de aplicação de forças de tração, como já ilustrado acima, na Figura 3.9a, foi utilizado um macaco hidráulico de protensão, com capacidade de carga de 30 toneladas. O sistema é composto por um pistão hidráulico e uma bomba, os quais são conectados por uma mangueira especial que suporta a pressão do óleo que sai da bomba e segue para acionar o pistão.

O sistema de reação foi composto por blocos de concreto de dimensões de 0,75 x 0,75 x 0,75 m apoiados, diretamente, na superfície do solo, dispostos de tal forma, que pudessem

receber as vigas de reação. O vigamento era composto por vigas de perfil H de aço (Figura 3.10). Cada extremidade da viga era apoiada diretamente sobre um bloco de concreto, como pode ser visto na Figura 3.11 a seguir. Nessa Figura pode-se ver todo o equipamento montado, desde a viga de reação como também o macaco de protensão, assim como também o sistema de aquisição de dados conectado à célula de carga e também os medidores digitais fixados a uma viga de referência.

O sistema de medição de carregamentos foi composto por uma célula de carga com capacidade de 500 kN ligada ao sistema de aquisição de dados e também a uma leitora digital. O deslocamento da placa foi monitorado através de réguas resistivas com curso de 50 mm e 0,01 mm de precisão, ligadas ao sistema de aquisição de dados nos últimos ensaios realizados (areia e areia-fibra com embutimento de 4, 7 e 10). Para os deslocamentos do solo no topo e também a conferência do deslocamento da barra, foram utilizados defletômetros digitais.

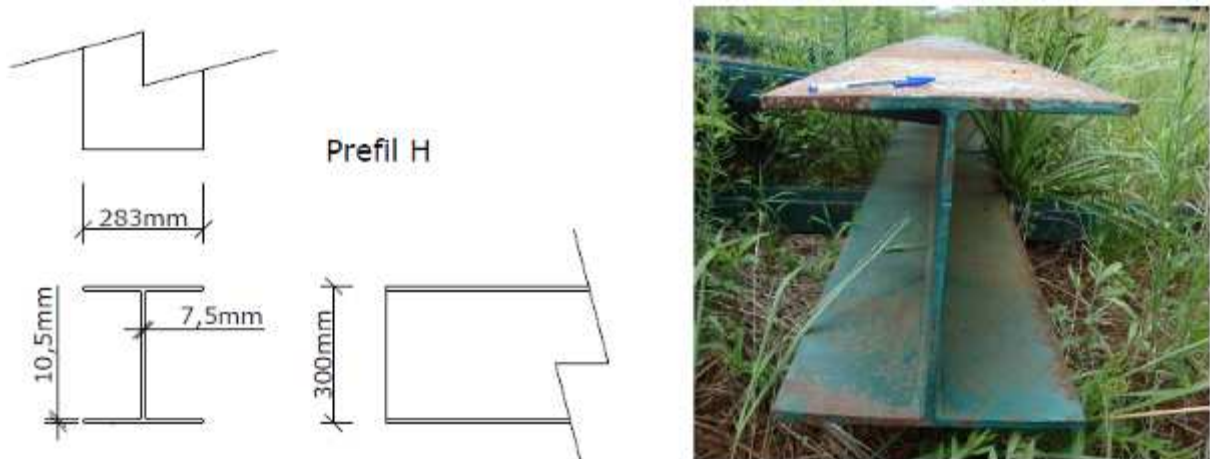


Figura 3.10: Viga utilizada para reação dos ensaios (Ruver, 2011).



Figura 3.11: Sistema de reação e aplicação de carga.

3.5.3.2. Montagem dos Ensaios

No Campo Experimental do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo foram determinados os locais da execução de todos os ensaios de campo, conforme mostra a Figura 3.12.

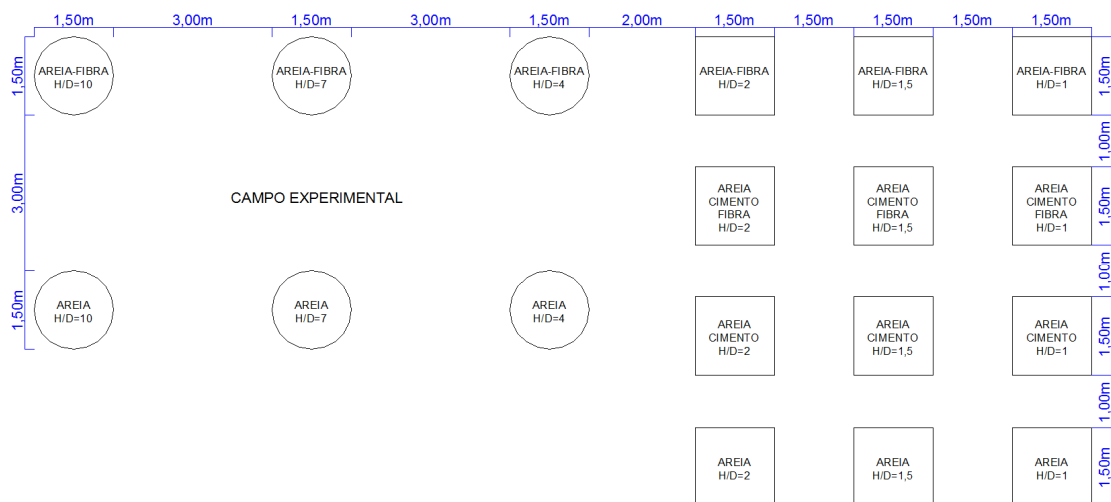


Figura 3.12: Croqui de localização dos ensaios de campo.

Para acomodar as misturas foram feitas escavações no solo local, com dimensões de 1,50x1,50m para os embutimentos de 30, 45 e 60cm, enquanto para os ensaios com embutimentos maiores foi utilizado um caminhão com perfuratriz, o qual executa fundações na região, da Empresa Multisolos de Passo Fundo. Essas escavações foram executadas com brocas de diâmetro 1,50m e profundidades de 1,20, 2,10 e 3,00m, com dimensões necessárias para garantir, do ponto de vista prático, um meio contínuo, no caso o solo, sem a interferência das paredes, como apresentada na Figura 3.13 e 3.14.

Na Figura 3.15 já apresenta o ensaio sendo realizado, após o término da compactação da primeira camada de solo. A tira preta perceptível nessa imagem é areia tingida com pó xadrez, muito utilizado na construção civil. Essa areia de coloração diferente serve para identificar os deslocamentos da massa de solo após a exumação do ensaio.



Figura 3.13: Escavação de 1,50m de diâmetro para execução do ensaio e acomodação da placa no fundo da área escavada.



Figura 3.14: Imagem da escavação realizada para execução dos ensaios



Figura 3.15: Colocação de areia tingida de preto para identificação da deformação das camadas na exumação dos ensaios.

Em seguida, na Figura 3.16, retirada da Tese de Doutorado de Ruver (2011), se pode visualizar, em corte, como foram realizados os ensaios. A placa circular é colocada no fundo

Comportamento de Ensaio de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

da área escavada, centralizada na mesma e nivelada para receber as camadas de reaterro.

A moldagem dos ensaios, após a placa estar devidamente acomodada no fundo da cava de ensaio, acontece da seguinte forma:

A areia é submetida a ensaio para determinação de sua umidade. A umidade do solo utilizado nos ensaios foi de 10%, com variação de mais ou menos 1%. Após a obtenção do percentual de umidade, foram feitos cálculos para identificar a quantia de água necessária a ser acrescida à areia para deixá-la na umidade ideal. A mistura da areia com a água foi feita com o auxílio de uma betoneira elétrica com capacidade de 350 litros.

A areia foi transportada com auxílio de baldes metálicos do local onde estava armazenada até a betoneira, onde foi acrescida a quantidade ideal de água e a homogeneização da mistura.

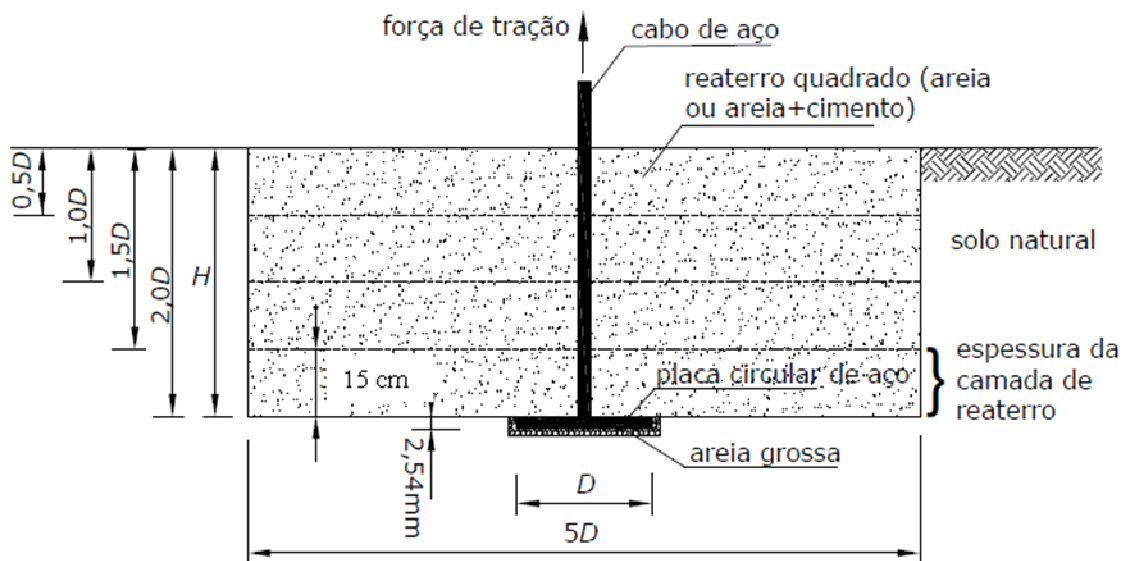


Figura 3.16: Vista em corte do tamanho das cavas, posição das placas e forma de execução do reaterro (Ruver, 2011).

Quando da utilização de fibras ou de cimento, ou até mesmo quando da utilização dos dois agentes em conjunto, a mistura também foi feita na mesma betoneira, na margem do local escavado para o ensaio, onde posteriormente foi lançado o material.

A ordem de mistura era a seguinte: primeiramente se acrescenta a areia na betoneira e posteriormente a água; quando o acréscimo de fibras, a mesma é feita após o acréscimo da

água; quando a utilização do cimento, o mesmo é feito como no concreto, primeiro misturando-o com a areia e depois acrescentando-se a água; já no caso da mistura com fibras e cimento, a fibra é misturada ao solo e posteriormente acrescentado o cimento, e por último, a água. O percentual de fibras adotado em todas as misturas foi de 0,5% em relação ao peso de solo seco. Para o cimento, o percentual utilizado foi de 3%, também para todas as situações.

No ensaio com utilização das fibras, elas foram incluídas na betoneira, após o mistura estar homogênea com 10% de umidade. As fibras foram desfiadas anteriormente à adição na areia, e são apresentadas na Figura 3.17 a seguir.



Figura 3.17: Fibras desfiadas utilizadas no ensaio.

O lançamento da mistura no local escavado para o ensaio era realizado diretamente da betoneira, e distribuída com a ajuda de uma enxada. Na Figura 3.18 se pode observar a areia sendo lançada para posterior compactação.



Figura 3.18: Lançamento da areia na cava para compactação.

Após a mistura ser lançada no local escavado, ela era espalhada para posterior compactação. A compactação ocorria em camadas de 15cm de espessura, sendo necessário o enchimento de duas betoneiras, em média, para cada camada.

A compactação era realizada com soquetes manuais de madeira. A compactação ocorria com a queda desse soquete sobre a massa de solo, até chegar a altura desejada, deixando a camada com os 15cm de espessura.

O controle de compactação ocorre através da retirada de cilindros de solo após a compactação e verificando sua massa específica. Outra forma de controle é feita através da massa de solo necessária para preencher uma camada de 15cm de altura e 1,50m de diâmetro, na densidade desejada. O peso específico médio desejado era de $1,75 \text{ g/cm}^3$.

Após todo o local escavado estar preenchido com o material do ensaio, o mesmo era coberto por lonas para evitar o acúmulo de água da chuva até a aplicação dos carregamentos, a qual era feita sempre posteriormente a execução de três ensaios em profundidades de embutimento distintas.

3.5.3.3. Execução dos Ensaio

Após o término da montagem dos ensaios, os quais não foram reforçados com cimento, se pode dar início aos carregamentos. Quando acrescidos de cimento, foram deixados em repouso por 7 dias de cura.

A ABNT não estabelece normalização específica para a realização de provas de carga à tração para fundações rasas. A norma NBR 6489 (ABNT, 1984b) trata somente de provas de carga em fundações rasas submetida à compressão. A norma NBR 12131 (ABNT, 1992c) fixa diretrizes para provas de carga estáticas para estacas, podendo os esforços serem axiais – compressão ou tração – e/ou transversais. Esta segunda norma foi considerada apropriada para os ensaios realizados na presente pesquisa.

Desta forma, foram adotados os procedimentos estabelecidos pela NBR 12131 (ABNT, 1992c), paralelamente, a algumas observações feitas na NBR 6489 (ABNT, 1984b). Conforme recomendado por ambas as normas citadas anteriormente, a carga era aplicada em estágios, de igual carga, não superiores a 20% da estimativa de carga máxima, obtida por ensaios realizados como testes. Desta forma, cada prova de carga foi realizado com no mínimo cinco incrementos de carga.

Aplicado o incremento de carga, aguardava-se o equilíbrio das leituras da célula de carga. Equilibrada a carga, registrava-se imediatamente o seu valor e o das deformações correspondentes. As leituras das deformações eram registradas em tempo dobrados, a partir dos trinta primeiros segundos (30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, ...). A Norma NBR 12.131 (ABNT, 1992c) estabelece que, mesmo havendo estabilização das deformações, o incremento deve ser mantido por um tempo mínimo de 30 minutos. A norma NBR 6489 (ABNT, 1984b) não estabelece tempo mínimo porém observa que havendo estabilização, diferença de no máximo 5% entre deformações lidas na última leitura e a anterior, poderá ocorrer novo incremento de carga. Para as provas de carga executadas nesta pesquisa, verificou-se que todos os incrementos de carga se estabilizavam, variação de 0% de deformação no centro do reaterro de uma leitura em relação à outra, entre os primeiros trinta segundos e o primeiro minuto, independentemente da areia ser ou não reforçada. Apesar da rápida estabilização, deixava-se a carga por pelo menos 5 minutos, antes da aplicação do novo incremento, ou seja, não foi considerado necessário tempo de estabilização prolongado.

Da carga de ruptura, tomava-se o cuidado para realizar as leituras o mais rápido possível, pois quando esta ocorria, a carga caía repentinamente e as deformações aumentavam rapidamente. Uma vez tendo ocorrido à ruptura, tentava-se manter a estabilização da carga, porém, devido à propagação das fissuras e à desintegração do reaterro, quanto mais se impulsionava a bomba, mais a carga caía. Nos últimos ensaios onde tínhamos aquisição da célula de carga automatizada, facilitou em relação a carga máxima obtida no ensaio.

Finalizado o ensaio era verificado se a carga máxima registrada correspondia ao valor máximo gravado na memória da leitora. Todos os ensaios foram levados até a ruptura, a qual era nítida para as pequenas profundidades de embutimento, ficando mais difícil a identificação conforme aumentava a profundidade.

Feito o ensaio, o sistema de carga era descarregado sem o registro do descarregamento, pois o reaterro já estava completamente comprometido pela fissuração e pelas trincas. O sistema de carga e a instrumentação eram desmontados.

3.5.3.4. Exumação dos Ensaios

Após realizadas a montagem e a execução do ensaio, e obtidos os resultados, se passava para a fase de exumação dos mesmos. Ela foi realizada somente nos ensaios com areia e areia reforçada com fibras, devido a dificuldade de exumação na mistura feita com cimento, pelas características do material ser semelhantes a de um concreto de baixa resistência.

A exumação nada mais é do que fatiar a massa de solo ao meio, retirando uma de suas metades para analisar a deformação das camadas de solo próximas a placa e ao longo da profundidade.

Durante a montagem do ensaio, como já dito anteriormente, à cada camada de solo compactado, antes de se iniciar a execução da próxima camada, faz-se a colocação de uma tira de areia tingida na cor cinza escuro para identificar a emenda entre as camadas e possibilitar a visualização dos deslocamentos da massa de solo após o arrancamento da placa.

A exumação era feita com o auxílio de uma retroescavadeira hidráulica a qual abre uma trincheira perpendicular ao local onde está a areia com ou sem reforço de fibras. Nesse local, entra uma pessoa e começa a escavar o que restou da mistura até chegar a centro, mantendo-se

o eixo horizontal, entre as duas laterais do local escavado, conforme foi disposta a areia tingida.

Conforme avança na escavação, e chegando próximo ao centro, o solo vai sendo moldado como uma parede vertical de areia ou areia reforçada e sendo alisada, para permitir um bom acabamento para as análises de deslocamento da massa de solo, principalmente logo acima da placa.

Após concluída a exumação, foram fotografadas as camadas de solo e analisados os deslocamentos, e então as trincheiras e cavas são fechadas com o auxílio da retroescavadeira.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo se fará a apresentação e ainda algumas análises dos resultados dos 3 ensaios triaxiais realizados neste trabalho, com a mistura de solo-cimento-fibra, com tensões de confinamento de 20, 60 e 100kPa. Para análise, são apresentados ainda outros ensaios realizados por Girardello (2010) e Cruz (2008), nas misturas de areia e areia-fibra, e ainda areia-cimento, respectivamente. Uma metodologia para determinação da envoltória de ruptura para solos cimentados com e sem fibras sem a realização de ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto também será apresentada, utilizando-se de resultados de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral.

4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

Girardello (2010) realizou ensaios na areia reforçada com fibras em duas densidades relativas diferentes, 50% e 90%, em tensões de confinamento de 20, 100 e 200kPa. Na Tabela 4.1 a seguir estão os resultados obtidos dos ensaios realizados no material saturado. Nesse caso, o ajuste da trajetória passando pela origem foi satisfatório, resultando em coesão zero para todos os ensaios.

Tabela 4.1: Ângulo de atrito e intercepto coesivo do material saturado. Girardello (2010).

Material	Densidade Relativa (%)	ϕ'	c'
Areia	50	36,6°	0,0 kPa
	90	39,2°	0,0 kPa
Areia-fibra	50	47,2°	0,0 kPa
	90	53,0°	0,0 kPa

Cruz (2008) realizou ensaios triaxiais drenados para os valores de fator vazios/cimento

de aproximadamente 10, 17 e 30, com a finalidade de avaliar o efeito da tensão de confinamento e de obter o c' e o ϕ' destas amostras ensaiadas em tensões efetivas de 20, 200 e 400kN/m². Para análise nessa pesquisa, utilizam-se os resultados obtidos com a mistura de 3% de cimento, o que equivale ao percentual utilizado nos ensaios de placa. No entanto, Cruz (2008) realizou ensaios com 3 e 3,3% de cimento, considerando, para esses, um fator de vazios/cimento de aproximadamente 30. Como o intuito da pesquisa era comprovar que a areia tem o mesmo comportamento, ou muito similar para amostras que tenham o mesmo valor do fator vazios/cimento, então, para isso, utilizaram-se as trajetórias com o mesmo fator vazios/cimento para originarem as envoltórias (Figuras 4.1, 4,2 e 4,3) de resistência, não mais separadas conforme a porcentagem de cimento, mas sim pelo fator vazios/cimento.

Os resultados dos parâmetros de resistência obtidos por Cruz (2008) são apresentados abaixo, na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Ângulo de atrito e intercepto coesivo da mistura areia-cimento. Cruz (2008).

Material	Fator vazios/cimento (η / C_{iv})	ϕ'	c'
Areia-cimento	~ 30	27,3°	102,7 kPa
Areia-cimento	~ 17	33,4°	190,1 kPa
Areia-cimento	~ 10	38,3°	346,0 kPa

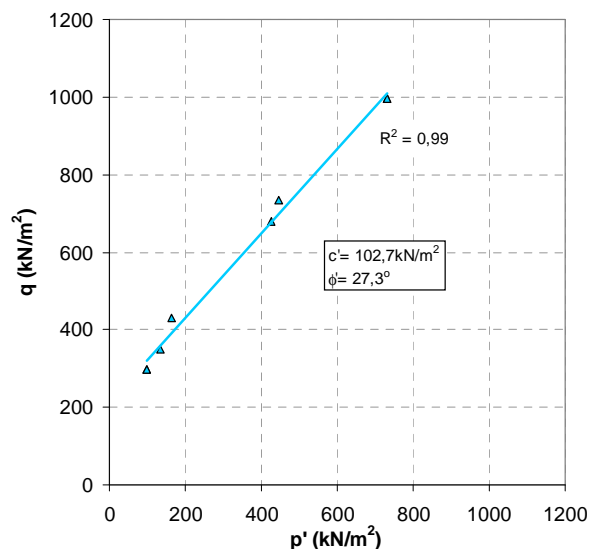


Figura 4.1: Envoltória de ruptura para o fator $\eta / C_{iv} \sim 30$. Cruz (2008).

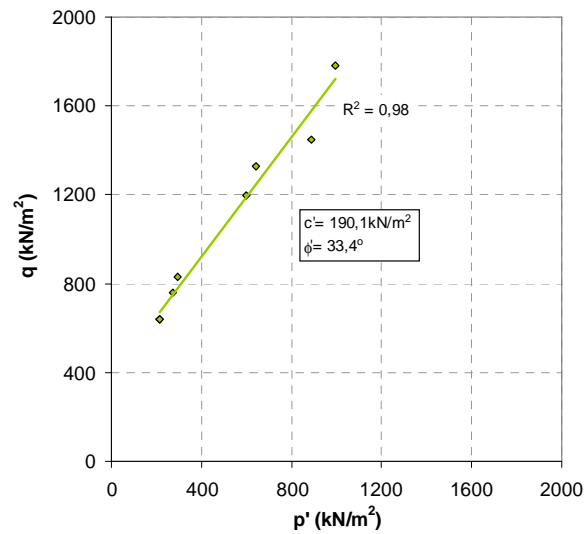


Figura 4.2: Envoltória de ruptura para o fator $\eta / C_{iv} \sim 17$. Cruz (2008).

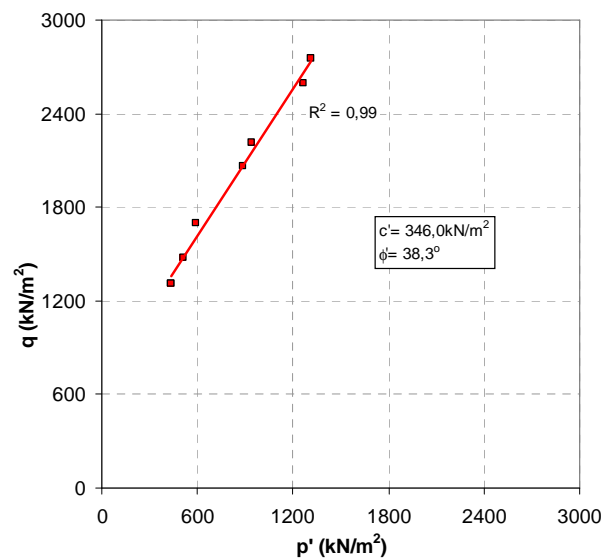


Figura 4.3: Envoltória de ruptura para o fator $\eta / C_{iv} \sim 10$. Cruz (2008).

Como não haviam ensaios triaxiais realizados na mistura de areia-cimento-fibra nas mesmas condições dos ensaios apresentados anteriormente por outros autores, optou-se pela realização de três ensaios com tensões de confinamento relativamente baixas (20, 60 e 100kPa), para que fosse possível se obter, através deles, os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) desta mistura em condições de tensões próximas as de campo, para aplicação posteriormente de metodologias de previsão de capacidade de carga em estacas solicitadas à tração. Os resultados obtidos nesses ensaios são apresentados a seguir na Tabela

4.3 e a envoltória de resistência apresentada na Figura 4.4.

Tabela 4.3: Ângulo de atrito e intercepto coesivo da mistura areia-cimento-fibra.

Material	Fator vazios/cimento (η / C_{iv})	ϕ'	c'
Areia-cimento-fibra	26,8	44,3°	82,5 kPa

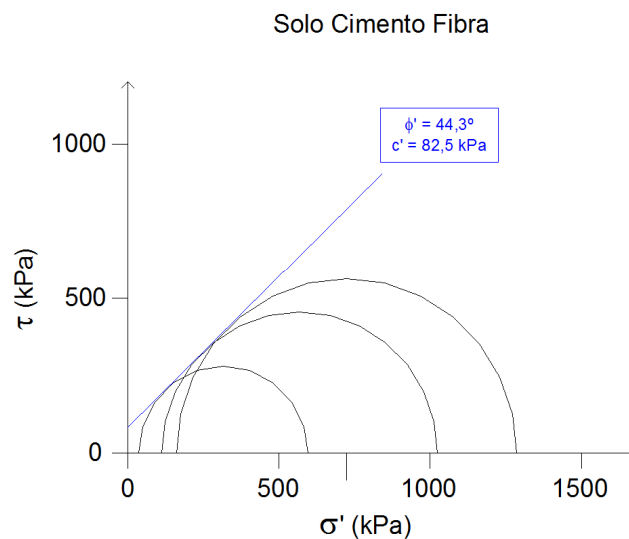


Figura 4.4: Envoltória de ruptura do solo-cimento-fibra para o fator $\eta / C_{iv} \sim 30$.

4.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados dos ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral na areia reforçada com 0,5% de fibras e percentuais variados de cimento são apresentados nas Figuras 4.5 e 4.6, respectivamente. Eles foram executados com a finalidade de propor uma metodologia capaz de obter a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (ângulo de atrito e coesão) através de ensaios de fácil execução, com equipamentos existentes em praticamente todos os laboratórios de Geotecnia, como compressão simples e tração por compressão diametral, sem a necessidade de realizar ensaios mais complexos e demorados, como é o caso do ensaio triaxial e também do ensaio de cisalhamento direto.

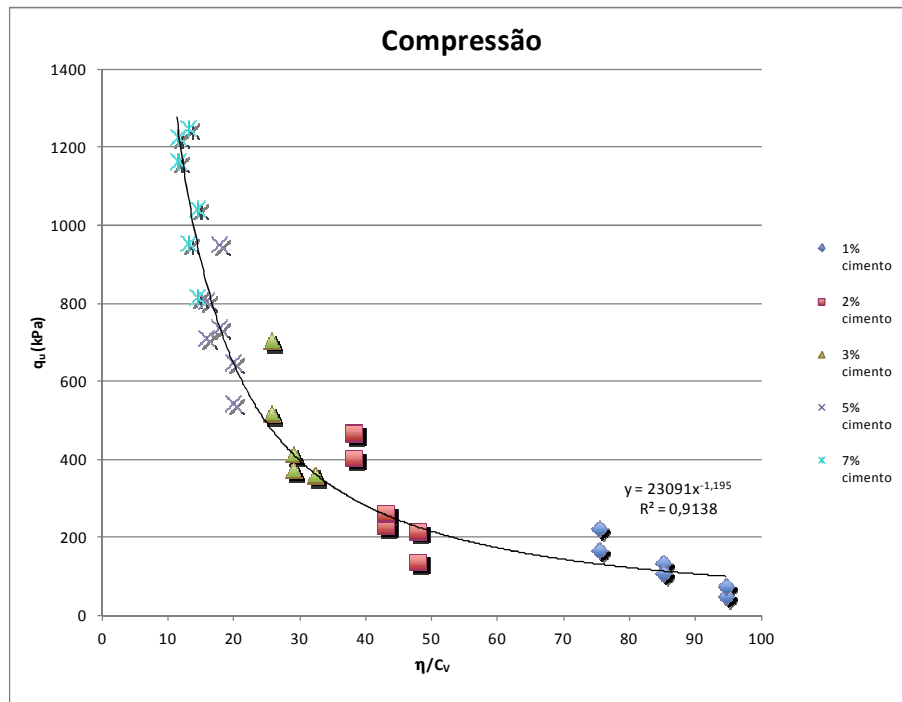


Figura 4.5: Resultados dos ensaios de compressão simples.

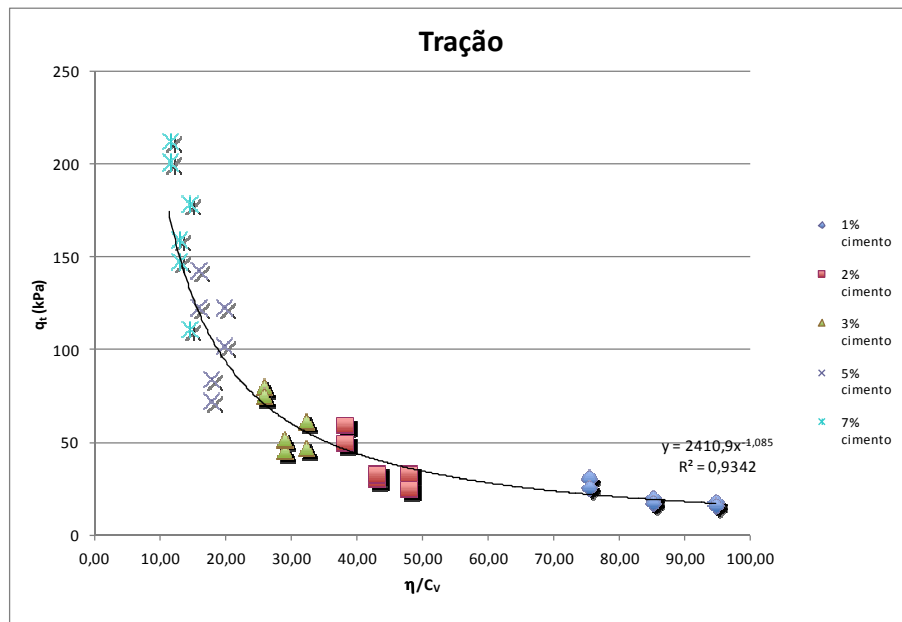


Figura 4.6: Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral.

4.4. METODOLOGIA PROPOSTA PARA DETERMINAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DE AREIA REFORÇADA COM CIMENTO E FIBRAS

4.4.1. Teoria de Ruptura de Mohr-Coulomb

A teoria de ruptura de Mohr-Coulomb é representada pela resistência ao cisalhamento (τ) versus a tensão efetiva normal (σ') traçando semicírculos de Mohr que representam o estado de tensão na ruptura e, em seguida, desenhando uma tangente a esses semicírculos, que representa a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Conforme apresentado na figura 4.7, na teoria de ruptura de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento (τ) de um determinado material é assumida, considerando as condições de tensão efetiva, variando linearmente com a tensão normal efetiva (σ'), de acordo com dois parâmetros: intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito (ϕ'), como mostrado na equação (4.01).

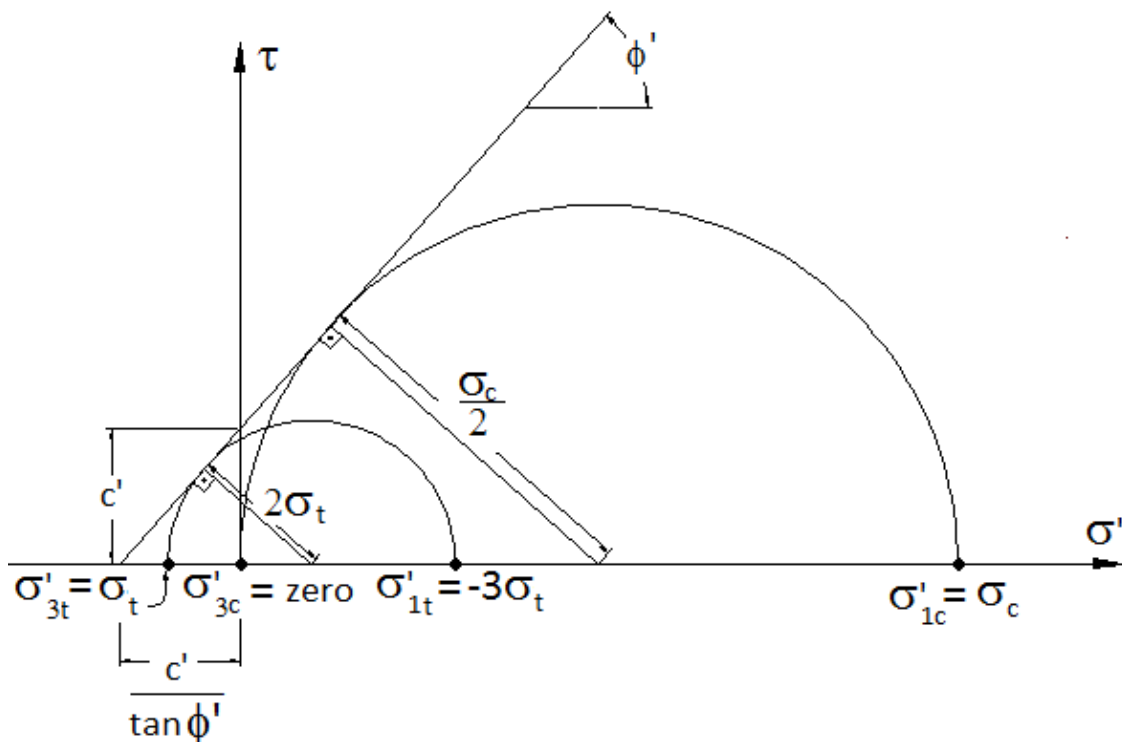


Figura 4.7: Envoltória de ruptura de acordo com a Teoria de Mohr-Coulomb baseada em ensaios de compressão e tração diametral.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.01)$$

Usando ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral nos principais estados de tensão na ruptura, em que a principal tensão mínima efetiva (σ'_3) e principal tensão máxima efetiva (σ'_1) são $\sigma'_{3c} = \text{zero}$ e $\sigma'_{1c} = \sigma_c$ para compressão simples e $\sigma'_{3t} = \sigma_t$ e $\sigma'_{1t} = -3\sigma_t$ (Jaeger et al., 2007) para ensaios de tração diametral, é possível estabelecer as seguintes equações, com base no triângulo/retângulo - mostrado na figura 4.7, respectivamente para os resultados do ensaio de compressão simples equação (4.02) e tração diametral equação (4.03).

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma_c}{2}}{\left(\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (4.02)$$

$$\sin \phi' = \frac{2\sigma_t}{\left(\sigma_t + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (4.03)$$

Substituindo c' ($\tan \phi'$) da equação (4.02) na equação (4.03) e reorganizando-a em termos de ($\sin \phi'$) acaba-se na equação (4.04).

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \quad (4.04)$$

E conseqüentemente

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right) \quad (4.05)$$

Na sequência, substituindo ϕ' da equação (4.05) na equação (4.02) e rearranjando em termos de c' acaba-se na equação (4.06).

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right)\right]}{2 \cos \left[\arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right)\right]} \quad (4.06)$$

No desenvolvimento de uma metodologia racional de dosagem para o solo-cimento,

Consoli et al (2010c) demonstrou que a proporção de porosidade/cimento (η/C_{iv}), definida como a porosidade da mistura compactada dividida pelo teor de volumétrico cimento, é um parâmetro adequado para avaliar a resistência à compressão simples (σ_c) e a resistência à tração diametral (σ_t) da mistura de cimento e areia de Osório, considerando toda a variação do teor de cimento e a porosidade estudada. A proporção σ_t/σ_c mostrou ser um escalar para a mistura de cimento e areia estudada, sendo independente da proporção de porosidade/cimento. Como consequência, as metodologias de dosagem com base em critérios racionais podem se concentrar tanto em ensaios de tração ou de compressão, uma vez que são confiáveis. Outros estudos feitos por Consoli *et al* (2012c, 2013a) comprovaram que a relação σ_t/σ_c também foi um escalar para outros solos e agentes de cimentação. Baseando-se nestas evidências, propõe-se aqui que $\sigma_t = \xi \sigma_c$, onde ξ é um escalar introduzido na equação (4.05) e (4.06), que termina em ϕ' e c' a ser expresso pelas equações (4.07) e (4.08).

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right) \quad (4.07)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]}{2 \cos\left[\arcsin\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]} \quad (4.08)$$

Como consequência, pode-se observar que para um dado tipo de solo e um agente de cimentação, o ângulo de atrito (ϕ') [dado pela Equação (4.07)] é uma constante e consequentemente, é independente da resistência à compressão simples (σ_c) e da resistência à tração por compressão diametral (σ_t), assim como do teor de cimento, de porosidade ou de proporção porosidade/cimento da mistura estudada, sendo uma função apenas da relação σ_t/σ_c . Por outro lado, o intercepto coesivo (c') da mistura é uma função de ξ e σ_c , sendo este último função da relação porosidade/cimento (η/C_{iv}). Consequentemente, c' é uma função do ξ , η e C_{iv} .

4.4.2. Testando a Metodologia Proposta

A fim de verificar a exatidão da metodologia proposta, os resultados experimentais foram executados com areia fina uniforme (areia de Osório) tratada com cimento Portland de

alta resistência inicial (Consoli *et al* 2010c) em um período de sete dias em câmara úmida, a 23°C e com umidade relativa superior a 95%.

4.4.3. Areia Osório tratada com cimento Portland de alta resistência inicial

Consoli *et al* (2010c) realizou dois estudos distintos e complementares sobre o comportamento mecânico da mistura de cimento e areia de Osório. Primeiramente, Consoli *et al* (2010c) testou a resistência à compressão simples (σ_c) e a resistência à tração diametral (σ_t) da mistura de cimento e areia, com valores de cimento Portland variando de 1% a 12% e a porosidade da mistura variando de 38% a 45%. A areia de Osório usada no ensaio foi classificada como areia fina uniforme não plástica, com partículas arredondadas. A análise mineralógica mostrou que partículas de areia eram predominantemente de quartzo. Os grãos de areia foram considerados puramente finos, com um diâmetro efetivo médio (D_{50}) de 0,16 mm, sendo a uniformidade e coeficientes de curvatura de 1,9 e 1,2, respectivamente. O índice de vazios mínimo e máximo são 0,6 e 0,9, respectivamente. O cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI) foi utilizado como o agente de cimentação. A figura 4.8 apresenta boas correlações ($R^2 = 0,98$ e 0,97, respectivamente, para resistência à compressão e tração) entre (η/C_{iv}) e a resistência à compressão simples (σ_c) e resistência à tração diametral (σ_t) da mistura de cimento e areia estudada [ver equações (4.09) e (4.010)].

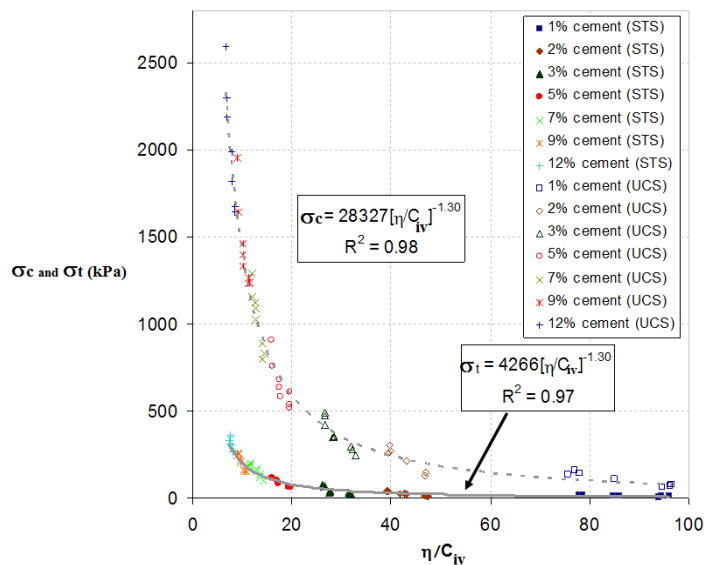


Figura 4.8: Variação da resistência à compressão simples e a tração com relação à porosidade pelo volume de cimento na mistura de areia-cimento.

$$\sigma_c (kPa) = 28,327 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30} \quad (4.09)$$

$$\sigma_t (kPa) = 4,266 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30} \quad (4.10)$$

Dividindo a equação (4.10) pela equação (4.09) resulta na equação (4.11) a seguir:

$$\xi = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} = \frac{4,266 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30}}{28,327 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1.30}} = 0.15 \quad (4.11)$$

Pode ser visto na Equação (4.11) que ξ é um escalar (0,15) para a mistura de cimento e areia de Osório, sendo independente da porosidade, teor de cimento ou da proporção de porosidade/cimento. Então, há uma proporcionalidade direta entre resistência à tração e à compressão, o que é válido para toda a variação de índice de vazio e teor de cimento, estudado no atual programa de pesquisa.

A seguir, Consoli *et al* (2012d) realizou dezoito (18) ensaios triaxiais drenados (detalhes dos mesmos são apresentados na Tabela 4.4) em misturas de cimento e areia Osorio, considerando-se quantidades de cimento Portland que variam de 3,0% a 10,3% e porosidade da mistura que varia de 40,8% a 45,1%, com o objetivo de examinar a resistência das amostras com a mesma proporção de porosidade/cimento, mas diferentes valores absolutos de porosidade e teor de cimento. Valores da relação $\eta/C_{iv} = 10$ (T - 13 a T - 18), 17 (T - 7 a T - 12) e 30 (T - 1 a T - 6), foram escolhidos representando alto, médio e fraco nível de cimentação, respectivamente. Os ensaios foram moldados em 2 diferentes η e C_{iv} e pressão confinante que varia de 20 a 400 kPa. Os resultados mostram que as resistências de pico (para cada pressão confinante e para a mesma relação η/C_{iv}) são semelhantes para os ensaios no âmbito de cada pressão confinante específica estudada, como pode ser visto na Tabela 4.4.

Inserindo valor ξ (0,15) nas equações (4.07) e (4.08), resulta em φ' e c' sendo dados pelas equações (4.12) e (4.13), respectivamente.

Tabela 4.4: Ensaio triaxiais em areia-cimento (Consoli et al. 2012d).

Amostras	σ_3 (kPa)	η (%)	C (%)	η / C_{iv}	$\sigma_3 - \sigma_3$ (kPa)
T – 01	20	43,8	3,0	31,8	350,2
T – 02	200	43,8	3,0	31,6	677,8
T – 03	400	43,8	3,0	31,7	995,2
T – 04	20	44,8	3,3	29,8	429,7
T – 05	200	41,5	3,3	30,4	735,1
T – 06	400	44,8	3,3	29,9	995,5
T – 07	20	41,5	5,0	17,3	828,1
T – 08	200	41,5	5,0	17,3	1340,8
T – 09	400	41,2	5,0	17,2	1788,9
T – 10	20	45,1	6,0	17,1	759,5
T – 11	200	45,1	6,0	17,0	1198,1
T – 12	400	44,4	6,0	16,7	1450,6
T – 13	20	41,5	8,6	10,4	1479,7
T – 14	200	40,8	8,6	10,3	2215,1
T – 15	400	41,2	8,6	10,4	2594,4
T – 16	20	44,4	10,3	10,0	1697,4
T – 17	200	44,4	10,3	10,1	2061,9
T – 18	400	44,4	10,3	10,1	2753,4

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1 - 4(0,15)}{1 - 2(0,15)}\right) = 34,9^\circ \quad (4.12)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4(0,15)}{1 - 2(0,15)} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsin\left(\frac{1 - 4(0,15)}{1 - 2(0,15)} \right) \right]} = 0,26\sigma_c \quad (4.13)$$

Inserindo a equação (4.09) na equação (4.13) acaba que c' está sendo dado pela equação (4.14).

$$c'(\text{kPa}) = 0,26\sigma_c = 7,365 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,30} \quad (4.14)$$

Para $\eta/C_{iv} = 30$, o intercepto de coesão efetiva (c') é 88,5 kPa, enquanto que para $\eta/C_{iv} = 17$ e 10, os valores de coesão efetiva (c') é de 185,0 e 369,0 kPa, respectivamente, conforme mostra as Figuras 4.9, 4.10 e 4.11.

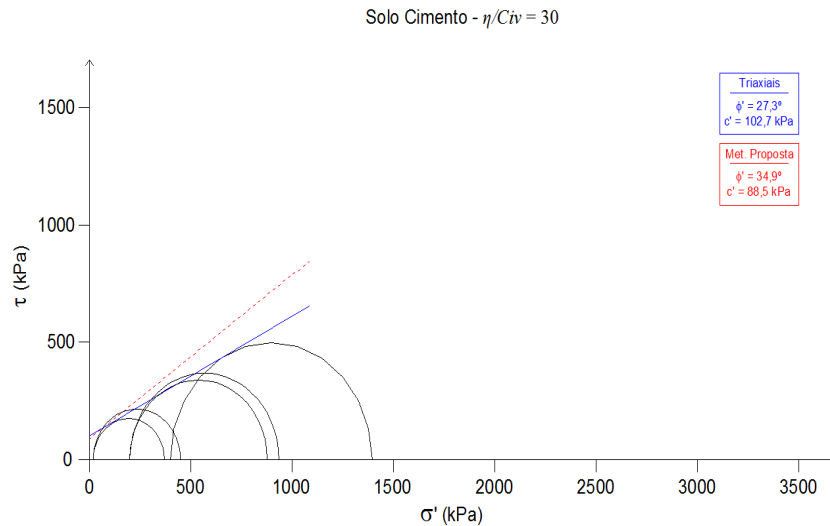


Figura 4.9: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento-fibra dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta para $\eta/C_{iv} = 30$.

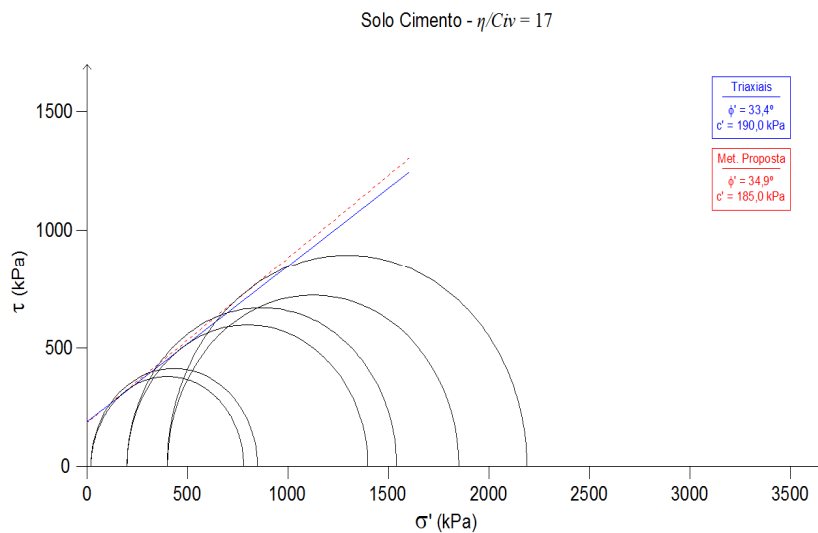


Figura 4.10: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento-fibra dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta para $\eta/C_{iv} = 17$.

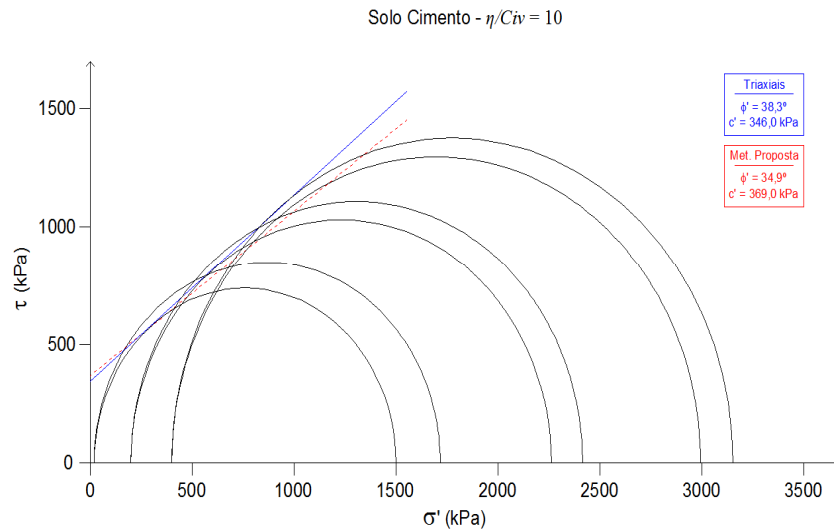


Figura 4.11: Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento-fibra dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta para $\eta/C_{iv} = 10$.

4.4.4. Parâmetros para os Ensaios de Campo

Para os ensaios de arrancamento de campo (solo-cimento e solo-cimento-fibra) o peso específico aparente seco de campo foi de $15,8 \text{ kN/m}^3$, o que significa uma porosidade (η) de 40,5%. O teor de cimento utilizado nos dois casos foi de 3%. Calculando o $\eta/C_{iv}=26,8\%$ (equação (4.15)), utilizando nela os valores de $C_{iv}=1,51\%$, $C=3\%$ e $\gamma_{sc}=31,5 \text{ kN/m}^3$.

$$C_{iv} = \frac{100 \left(\frac{\left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \left(\frac{C}{100} \right)} \right) \left(\frac{C}{100} \right)}{\gamma_{sc}} \right)}{V_s} \quad (4.15)$$

Para solo-cimento-fibra na figura 4.12 abaixo, dá para verificar que ξ é um escalar (0.15) para areia-cimento-fibra também.

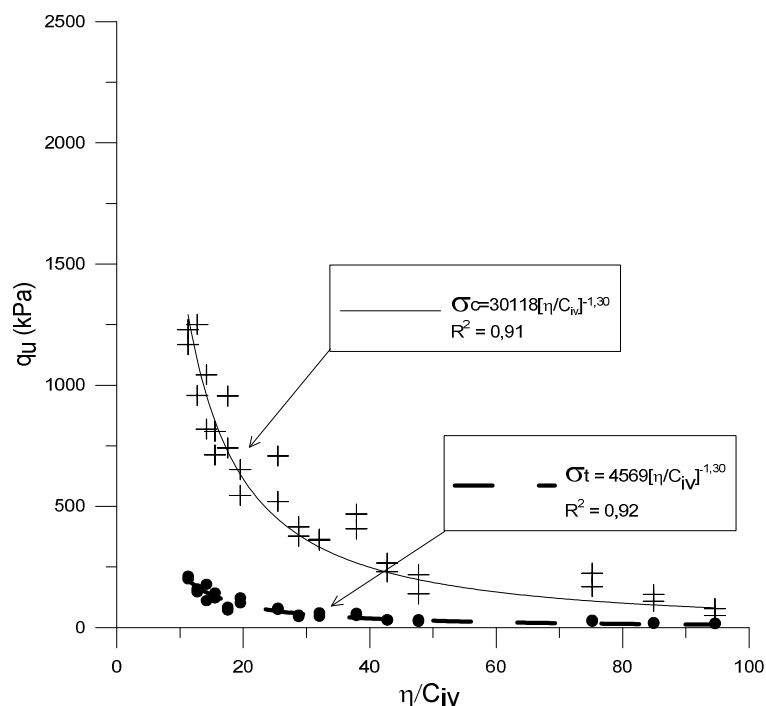


Figura 4.12: Variação da resistência à compressão simples e a tração com relação à porosidade pelo volume de cimento na mistura de areia-cimento-fibra.

Portanto para ambas as misturas solo-cimento e solo-cimento-fibra, usando o valor de $\xi=0,15$ na equação (4.07) e (4.08), temos o ϕ' e c' dados pelas equações (4.16) e (4.17), respectivamente.

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1 - 4(0,15)}{1 - 2(0,15)}\right) = 34,9^\circ \quad (4.16)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4(0,15)}{1 - 2(0,15)} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsin\left(\frac{1 - 4(0,15)}{1 - 2(0,15)} \right) \right]} = 0,26\sigma_c \quad (4.17)$$

Finalmente, temos os valores de $\phi'=34,9^\circ$ para solo-cimento e solo-cimento-fibra e de $c'=100,6$ kPa para solo-cimento e $108,9$ kPa para solo-cimento-fibra para os ensaios de arrancamento de campo (solo-cimento e solo-cimento-fibra) onde $\eta/C_{iv}=26,8\%$. Estes valores serão utilizados para os cálculos da carga de arrancamento dos métodos analíticos que serão aplicados para comparar com os resultados de campo. As envoltórias dos ensaios triaxiais e também desta metodologia são apresentadas na figura 4.13 a seguir.

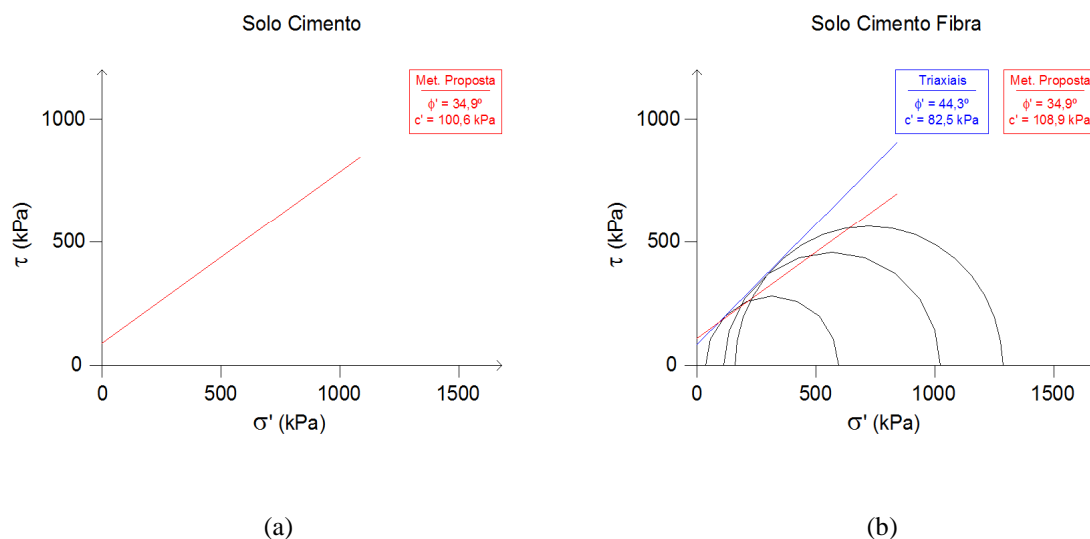


Figura 4.13: Envolvórias de ruptura de Mohr-Coulomb para areia-cimento (a) e areia-cimento-fibra (b) dos ensaios triaxiais e da metodologia proposta.

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios triaxiais são fundamentais para a compreensão do comportamento do solo a fim de se desenvolver um projeto de fundações. Se pode perceber nos resultados obtidos nos ensaios algumas diferenças importantes com os acréscimos das fibras e/ou do cimento. Quando adicionamos fibras à matriz arenosa, obtemos um aumento significativo do ângulo de atrito, da ordem de 20%, mantendo-se a coesão em zero. Acredita-se que esse aumento se deve à resistência à tração da fibra, que vincula várias partículas de areia pois trabalha sob tração e de alguma forma é como se aumentasse o tamanho das partículas (ou aumentasse a angulosidade das mesmas), que normalmente aumenta o atrito. Em se tratando da adição de cimento à areia, o que se obtém é um ângulo de atrito com pequena redução em relação à areia sem reforço, mas com o surgimento de um grande intercepto coesivo, proporcionado pelo aumento da rigidez do material em função da adição do agente cimentante. Quando analisamos o material reforçado com areia e cimento ao mesmo tempo, chegamos a resultados de ângulo de atrito elevado e uma importante parcela coesiva, tornando este compósito um material mais resistente e mais deformável, sem o surgimento de picos de resistência, mas com ganhos da mesma medida a grandes deslocamentos.

No que diz respeito aos parâmetros obtidos através da metodologia proposta anteriormente, pode-se perceber que o ângulo de atrito se mantém fixo para as configurações de areia-cimento e areia-cimento-fibra, o que se sabe ser diferente dos obtidos nos ensaios triaxiais. No entanto os valores obtidos para o intercepto coesivo foram muito próximos aos obtidos em laboratório, sendo na mistura de areia-cimento, em todos os casos, abaixo dos valores reais dos ensaios, enquanto na mistura de areia-cimento-fibra essa parcela coesiva foi levemente superior ao obtido no laboratório. Contudo, a metodologia de forma global se mostra eficiente para a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo sem a realização de ensaios complexos como triaxiais ou de cisalhamento direto.

Entretanto, os parâmetros obtidos neste capítulo serão utilizados para a previsão da capacidade de carga dos ensaios de arrancamento, através de metodologias existentes. Dessa forma, é importante frisar, que a má interpretação dos parâmetros geotécnicos e a falta de conhecimento do solo podem ser catastróficos na utilização para previsões de capacidade de carga. Os parâmetros geotécnicos é que governam o comportamento do solo. Assim, a análise dos resultados dos ensaios de campo podem corroborar para as conclusões sobre a validade dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório, como também os resultados de laboratório, que na grande maioria das vezes são mais precisos, podem contribuir para a análise do comportamento do solo em campo quando submetido a esforços.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo se fará a apresentação e ainda algumas análises dos resultados dos ensaios de placa realizados na areia com e sem reforço de fibras e/ou cimento. Ainda serão apresentados resultados obtidos através da aplicação de metodologias de previsão de capacidade de carga.

5.2. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PLACA

Os resultados experimentais dos ensaios de arrancamento de placa, realizados na Universidade de Passo Fundo, com o objetivo de investigar o comportamento mecânico do solo, bem como a contribuição das fibras e do cimento na mobilização de resistência, são apresentados neste item, assim como também as formas de ruptura.

Primeiramente são apresentados os resultados da calibração dos equipamentos. Na sequência, serão apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento de placas executados. Posteriormente os mecanismos de ruptura encontrados e a exumação dos ensaios são relatados e apresentados.

5.2.1. Ensaio de Arrancamento em Pequenas Profundidades de Embutimento

Com o intuito de avaliar os resultados dos ensaios de arrancamento de placa embutidas em camadas de solo, solo-fibra, solo-cimento, e solo-cimento-fibra, foram plotados gráficos com as curvas de carga x deslocamento da placa, nas diferentes profundidades de embutimento da placa, que serão relacionadas como H/D , onde essa relação condiz com a profundidade da placa (H) dividida pelo seu diâmetro (D). Na Figura 4.14 a seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados na areia sem reforço, nas três

profundidades de embutimento (0,30 m, 0,45 m e 0,60 m).

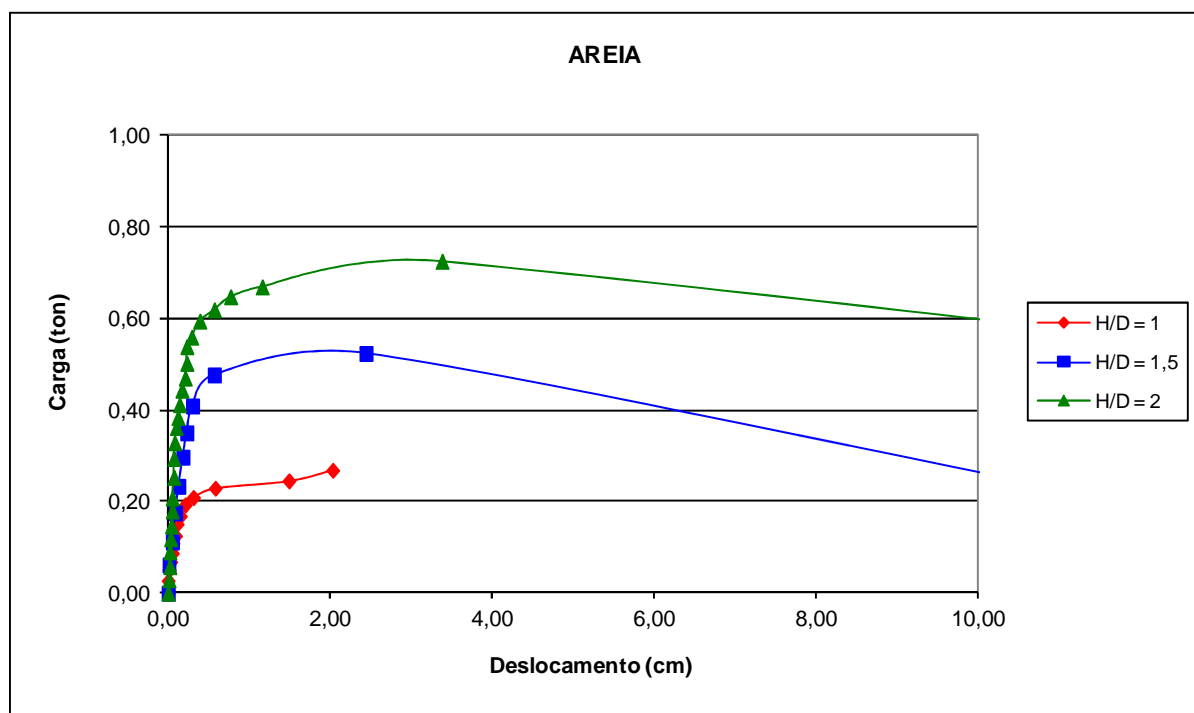


Figura 4.14: Curvas carga x deslocamento na areia sem reforço.

Na sequência, na Figura 4.15, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios da areia reforçada com 0,5% de fibras, também nas três profundidades de embutimento. É possível notar que neste caso após 3,0 cm de deslocamento a carga continua aumentar, ao contrário do que acontece no solo sem o reforço fibroso onde para um embutimento de 1,5 e 2,0, após esse deslocamento, aproximadamente, a carga já começa cair.

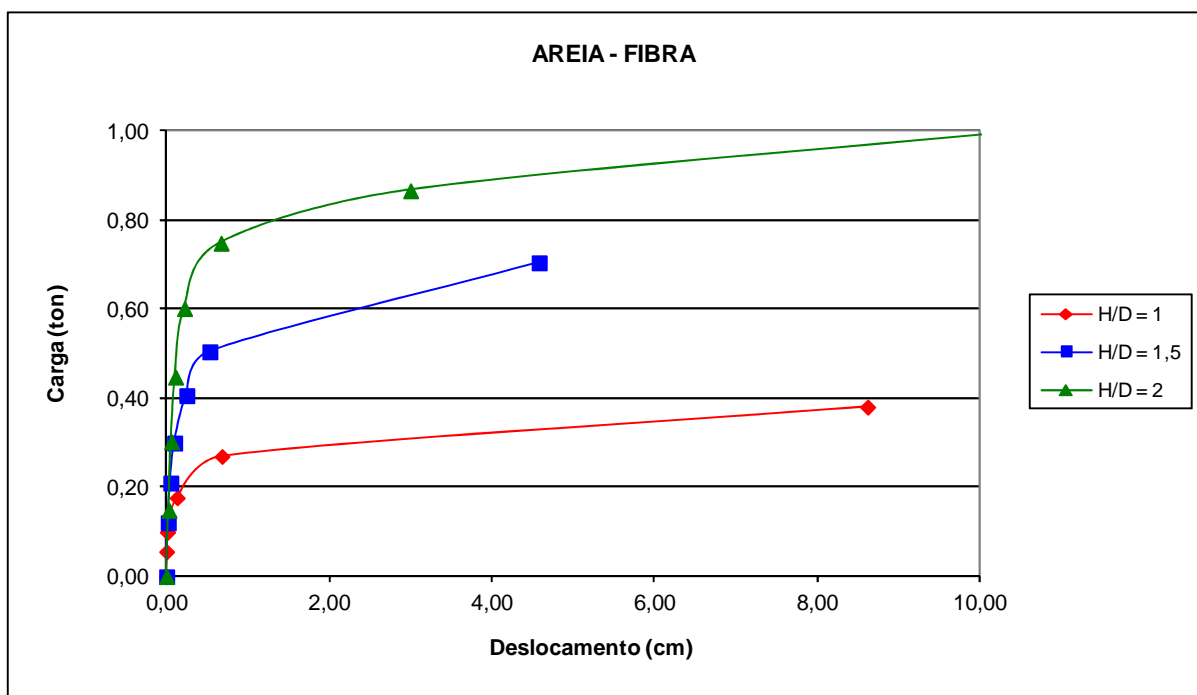


Figura 4.15: Curvas carga x deslocamento na areia reforçada com fibras.

Na Figura 4.16 são apresentadas as curvas carga x deslocamento obtidas para solo reforçado com 3% de cimento.

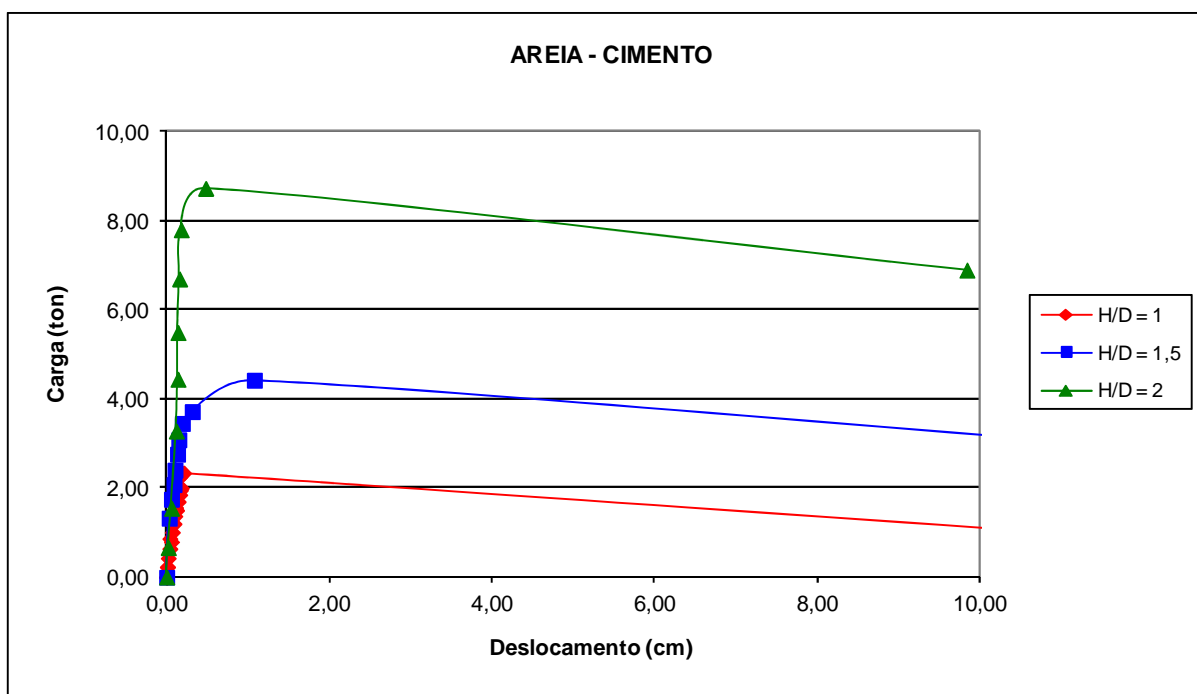


Figura 4.16: Curvas de carga x deslocamento na areia reforçada com cimento.

Nesse caso, com o acréscimo do agente cimentante à matriz arenosa, o que acontece é

que a rigidez do material aumenta consideravelmente, chegando a grandes cargas sob pequenos deslocamentos. É possível perceber também a formação de picos de resistência, após os quais a carga começa a cair com o aumento do deslocamento, indicando a ruptura do material.

Uma mistura de areia-cimento-fibra foi realizada e na Figura 4.17 são apresentados os resultados das curvas carga x deslocamento do material. Cabe ressaltar que, neste caso, além da ação do cimento, que fez com que houvesse um grande aumento de resistência, acredita-se que pela ação das fibras, não houve queda de resistência e consequentemente não houve a formação de pico, ocasionando um aumento da resistência mesmo com deslocamentos próximos a 6 cm.

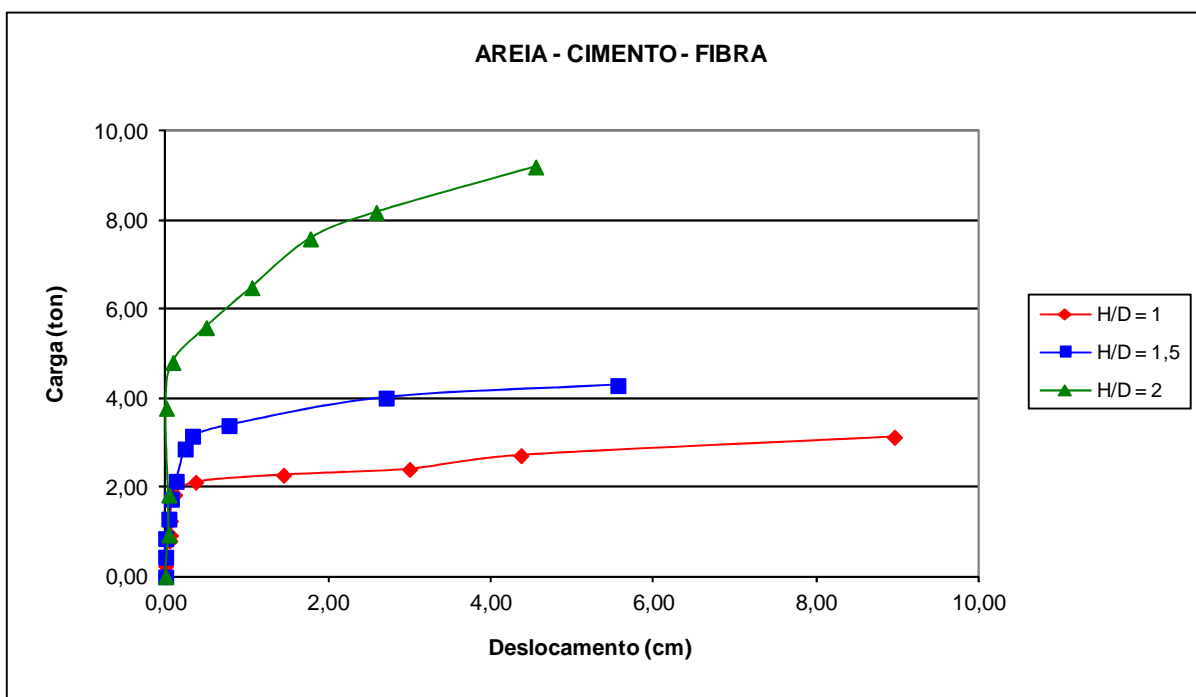


Figura 4.17: Curvas de carga x deslocamento na areia reforçada com cimento e fibra.

Para as diferentes relações de H/D foram plotados gráficos com as curvas de carga x deslocamento para todas as misturas de materiais ensaiados, a fim de comparar diretamente a influência dos agentes de reforço nas diferentes profundidades de embutimento.

A Figura 4.18 apresenta as curvas carga x deslocamento para as diferentes misturas de solo na profundidade de embutimento da placa de 30 cm, equivalente a uma relação H/D=1,0.

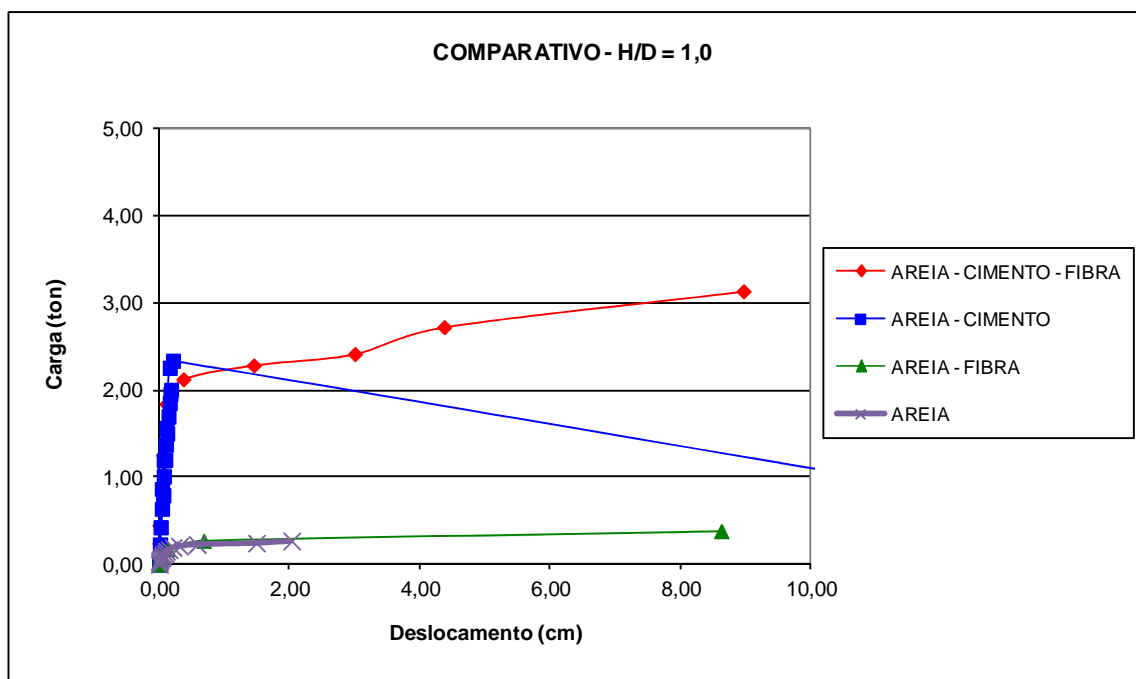


Figura 4.18: Curvas de carga x deslocamento para os diversos materiais na relação de embutimento H/D = 1,0.

Já na Figura 4.19 são apresentadas as curvas carga x deslocamento obtidas nos ensaios realizados nos diferentes materiais na relação de embutimento H/D = 1,5, correspondente a uma profundidade de embutimento da placa de 45 cm

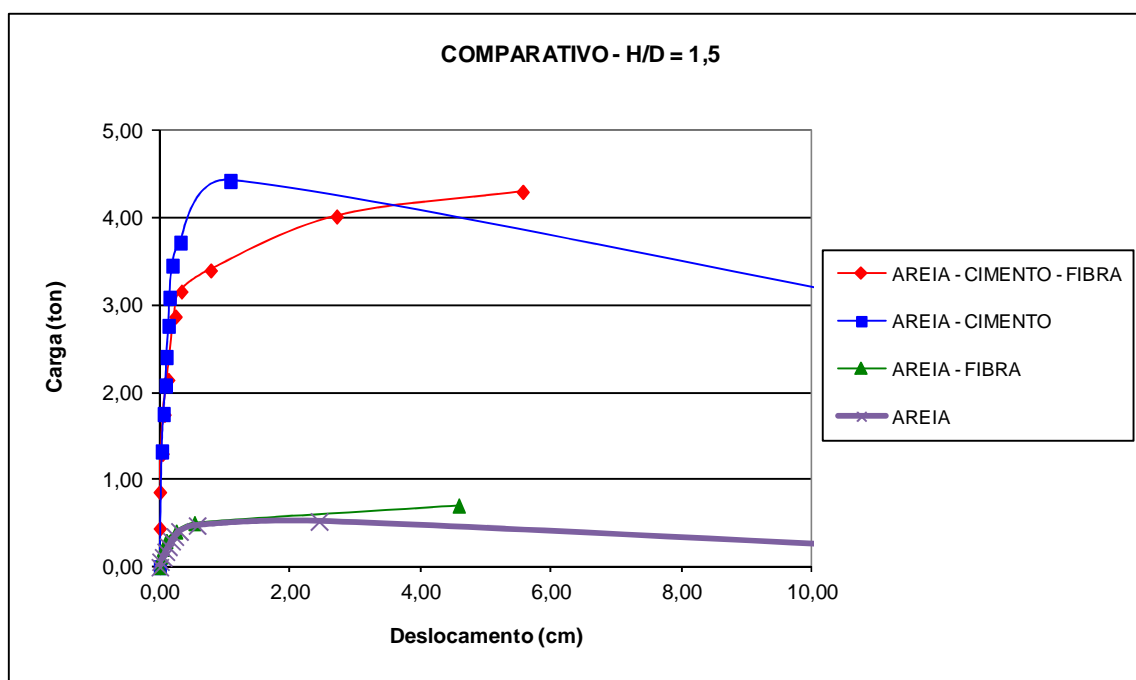


Figura 4.19: Curvas de carga x deslocamento para os diversos materiais na relação de embutimento H/D = 1,5.

A seguir, na Figura 4.20, estão as curvas carga x deslocamento obtidas nos ensaios realizados a uma profundidade de embutimento da placa de 60 cm, equivalente a uma relação $H/D = 2,0$. São apresentados nessa figura os resultados para todas as misturas de materiais.

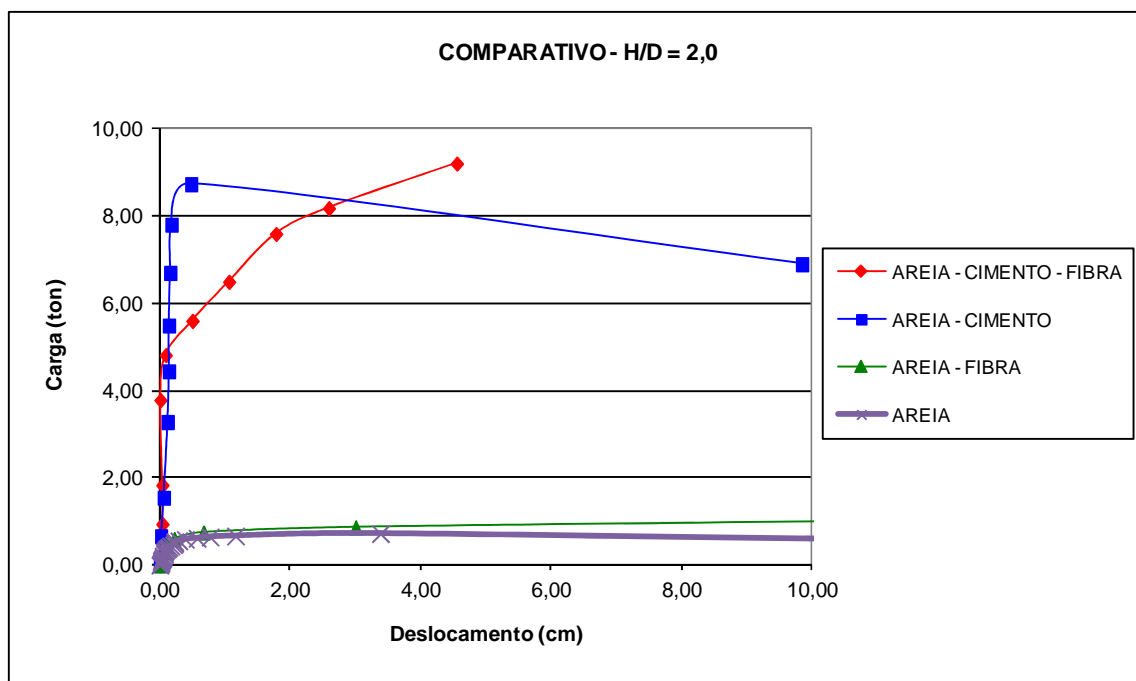


Figura 4.20: Curvas de carga x deslocamento para os diversos materiais na relação de embutimento $H/D = 2,0$.

Analisando os gráficos acima, pode-se perceber que todos os casos, mesmo variando a profundidade de embutimento da placa, a mistura de solo-cimento apresenta um pico de resistência para pequenos deslocamentos que ultrapassa qualquer uma das outras misturas. É importante citar também, que, para maiores deslocamentos, na faixa de 2 a 4 cm, aproximadamente, a mistura de solo-cimento-fibra ultrapassa a mistura de solo-cimento, em se tratando de resistência, chegando a cargas maiores conforme aumenta o deslocamento.

Uma análise também foi feita considerando as cargas máximas obtidas em todos os ensaios para um deslocamento estabelecido de 25mm, definido como critério de ruptura, embasado em vários estudo que utilizaram o mesmo valor para calcular a carga de ruptura. Na mistura de areia e cimento foram utilizados os resultados de pico já que o mesmo ocorreu a menos de 25mm de deformação. Os resultados são apresentados na Figura 4.21. É perceptível, nessa figura, que o solo-cimento é a mistura que obteve maior resistência para pequenas deformações.

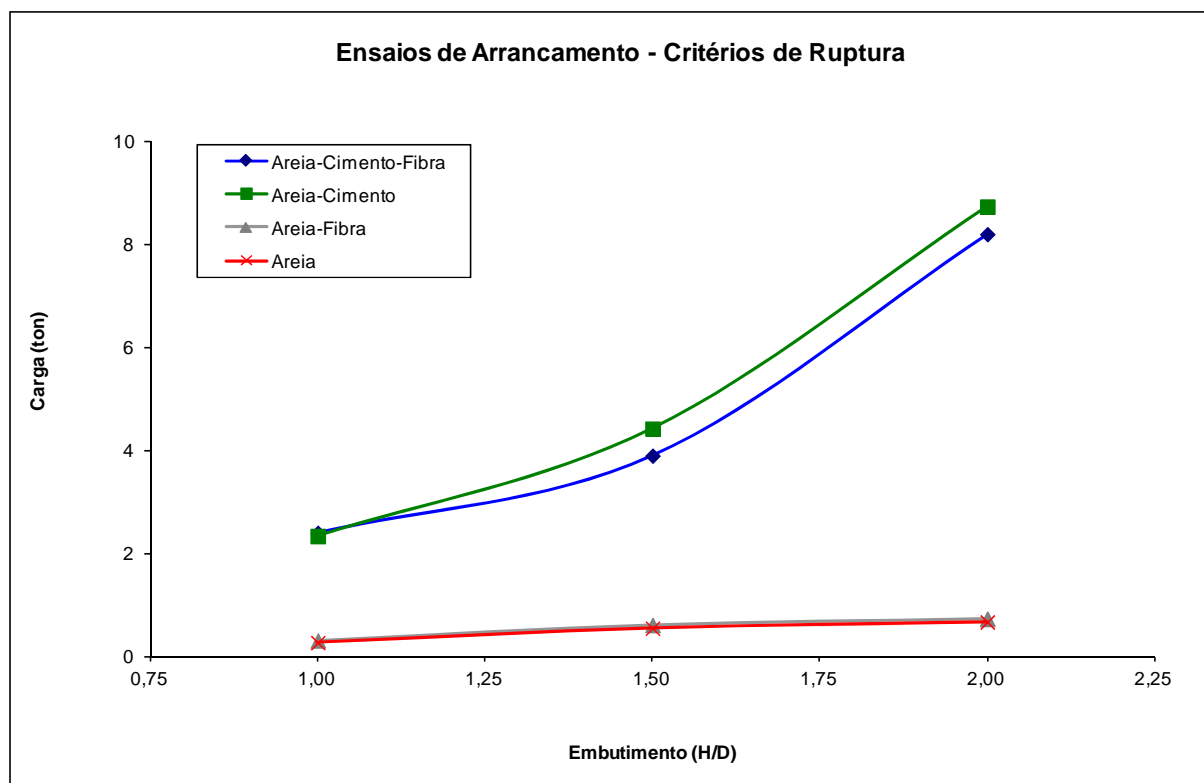


Figura 4.21: Carregamentos obtidos para uma deformação de 25mm ou carregamento de pico nas diferentes misturas variações de profundidade de embutimento da placa.

5.2.1.1. Formas de Ruptura

Nessa etapa do trabalho serão apresentadas as imagens obtidas após a ruptura dos ensaios, ou seja, ao final de cada um deles. Isso servirá para comparação das formas de ruptura nas diferentes composições de materiais.

Nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 serão apresentadas as imagens obtidas no topo dos ensaios, para relações de embutimento $H/D = 1,0$, $1,5$ e $2,0$, respectivamente, na areia sem reforço.



Figura 4.22: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 1,0$.

No ensaio com menor embutimento, a ruptura ocorre em forma de cone, onde todo material acima da placa é levantado juntamente com a mesma. Já nas profundidades maiores de embutimento, a ruptura ocorre de forma perpendicular ao centro da placa, formando grandes fissuras que partem do centro para as extremidades, rasgando a massa de solo.



Figura 4.23: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 1,5$.



Figura 4.24: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 2,0$.

Nas Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 estão apresentadas as rupturas ocorridas no material reforçado com fibras nas três diferentes profundidades de embutimento.



Figura 4.25: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 1,0$.



Figura 4.26: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 1,5$.



Figura 4.27: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 2,0$.

No caso do solo reforçado com fibras, como visto acima, na menor profundidade de embutimento a ruptura ocorre de forma muito similar à ocorrida no solo sem reforço, com o levantamento da massa de solo acima da placa, na forma de cone. Porém, nesse caso, ela mobiliza a massa ao redor do cone, levantando-a, até certa altura, mobilizada pela ação das fibras. É importante frisar que no caso do solo reforçado com fibras as fissuras ocorrem de forma predominantemente radial, diferente do solo sem reforço quando as fissuras são também perpendiculares ao centro da placa.

Nas Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 serão apresentadas as formas de ruptura no material reforçado com cimento, também nas três diferentes profundidades de embutimento da placa.

No caso da ruptura no material reforçado com cimento, é perceptível, nas três profundidades de embutimento, que o material rompe formando blocos de material cimentado, através de fissuras que partem do centro da placa para as extremidades do reaterro. Acompanhando os ensaios e analisando as curvas de carga x deslocamento, juntamente com as imagens da ruptura, se percebe a rigidez do material, que rompe com deslocamentos menores, após atingir grandes picos de resistência.



Figura 4.28: Ruptura no ensaio de areia-cimento com embutimento $H/D = 1,0$.



Figura 4.29: Ruptura no ensaio de areia-cimento com embutimento $H/D = 1,5$.



Figura 4.30: Ruptura no ensaio de areia-cimento com embutimento $H/D = 2,0$.

Ainda, a seguir, nas Figuras 4.31, 4.32 e 4.33 apresenta-se as diferentes formas de ruptura da mistura de solo-cimento-fibra obtidas nos ensaios de arrancamento de placa nas três distintas profundidades de embutimento.

Nesse caso, as variações com a profundidade de embutimento foram maiores. Para o embutimento menor, $H/D=1,0$, a ruptura ocorreu com fissuras iniciais que se tornaram rachaduras perpendiculares ao centro da placa, partindo do centro para as extremidades, porém em menores quantidades quando comparado ao mesmo embutimento no solo reforçado somente com cimento. Já na relação de embutimento $H/D=1,5$, o que acontece é uma única rachadura que passa paralela ao eixo da placa, numa distância deste de aproximadamente 30 cm, indo de uma extremidade até a outra da cava do ensaio, partindo o mesmo em dois pedaços distintos. Analisando o ensaio de maior embutimento, $H/D=2,0$, o que acontece é algo completamente diferente, sendo que o bloco é levantado inteiro pelo sistema de tração do ensaio, separando-se das bordas da cava de ensaio, sem sofrer nenhuma ruptura visível em sua superfície. Nesse caso, o agente cimentante, com a ajuda das fibras, formaram um bloco de fundação ligado a placa do ensaio.



Figura 4.31: Ruptura no ensaio de areia-cimento-fibra com embutimento $H/D = 1,0$.



Figura 4.32: Ruptura no ensaio de areia-cimento-fibra com embutimento $H/D = 1,5$.



Figura 4.33: Ruptura no ensaio de areia-cimento-fibra com embutimento $H/D = 2,0$.

5.2.2. Ensaio de Arrancamento em Grandes Profundidades de Embutimento

Nessa etapa do trabalho serão apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento de placa realizados em profundidades maiores de embutimento da placa, sendo 1,20, 2,1 e 3,00m, correspondendo a relações de embutimento de $H/D = 4, 7$ e 10 , respectivamente. Estes ensaios foram realizados somente para a areia e areia reforçada com fibras, devido a dificuldade que seria em romper ensaios dessa grandeza reforçados por cimento. O ensaio realizado em solo-fibra para embutimento de $H/D = 4$ não apresentou resultado confiável, o que indica alguma falha na execução do mesmo. Mesmo assim, o resultado é apresentado da forma que foi obtido.

A seguir, na Figura 4.34, serão apresentadas as curvas carga x deslocamento para o solo sem reforço dos ensaios realizados nas profundidades de embutimento de 1,20, 2,10 e 3,00m.

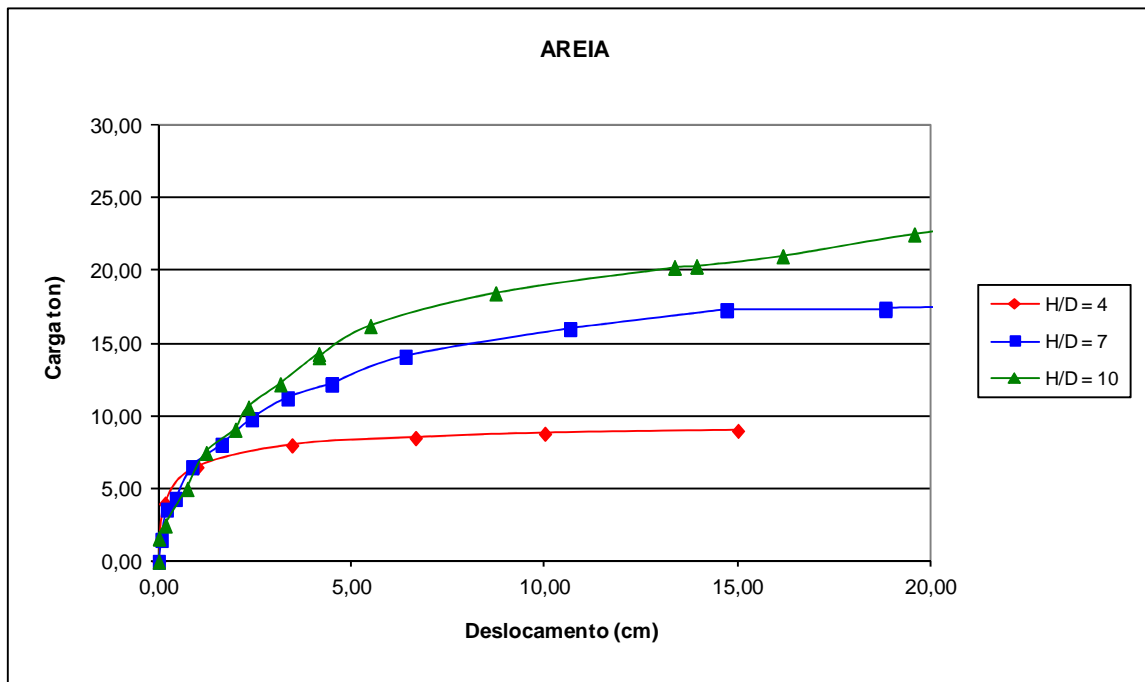


Figura 4.34: Curvas carga x deslocamento na areia com profundidades de embutimento maiores.

Já na Figura 4.35 estão plotadas as curvas carga x deslocamento dos ensaios realizados na areia reforçada com 0,5% de fibras, nas três relações de embutimento $H/D = 4, 7$ e 10 .

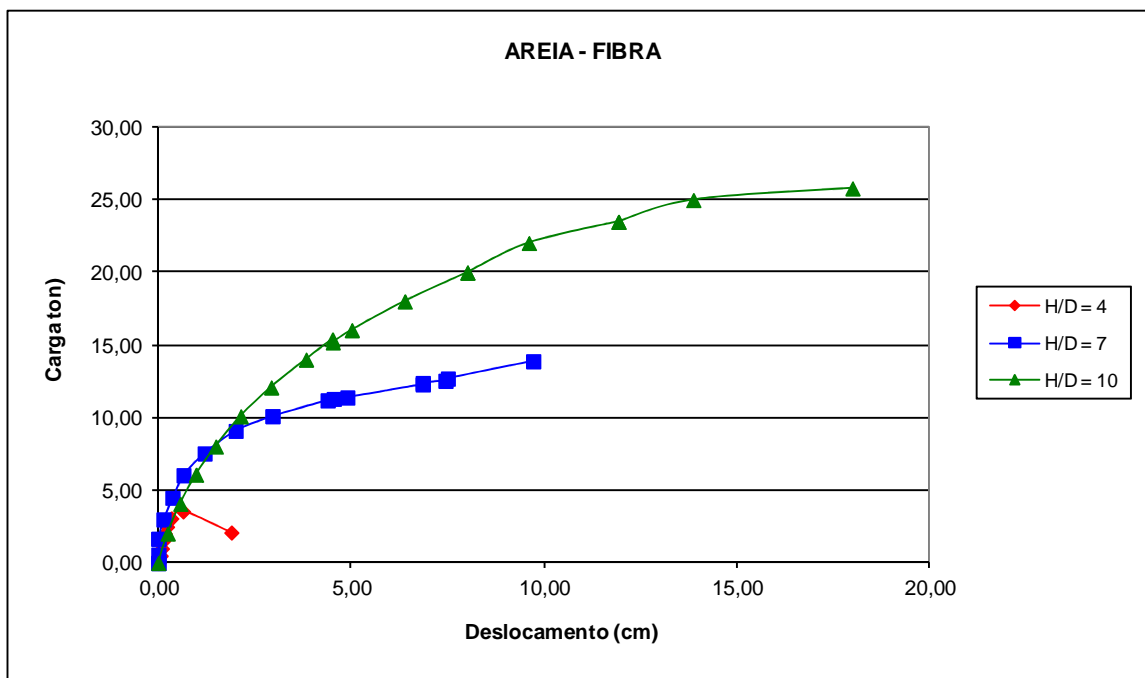


Figura 4.35: Curvas carga x deslocamento na areia-fibra com profundidades de embutimento maiores.

Abaixo, nas Figuras 4.36, 4.37 e 4.38 foram montados comparativos individuais de solo e solo-fibra, separados pela profundidade de embutimento de 1,20 m, 2,10 m e 3,00 m, respectivamente.

Percebe-se no comparativo que o resultado do ensaio com relação $H/D = 4$ apresentou resultado estranho. Isso se deve ao fato da curva do solo reforçado estar abaixo da curva do solo sem reforço, apresentando menor resistência.

Analisando a Figura 4.39 a seguir, onde são adotados os mesmos critérios de ruptura dos ensaios com embutimento menores, fixando em 25mm o deslocamento e obtendo-se a carga, se percebe que o resultado do ensaio com embutimento 4 apresenta falha. No entanto, os resultados obtidos para os embutimentos de 7 e 10 mostram uma proximidade muito grande da carga resistida tanto no material reforçado como no material sem reforço, o que indica que para pequenas deformações a fibra praticamente não foi solicitada.

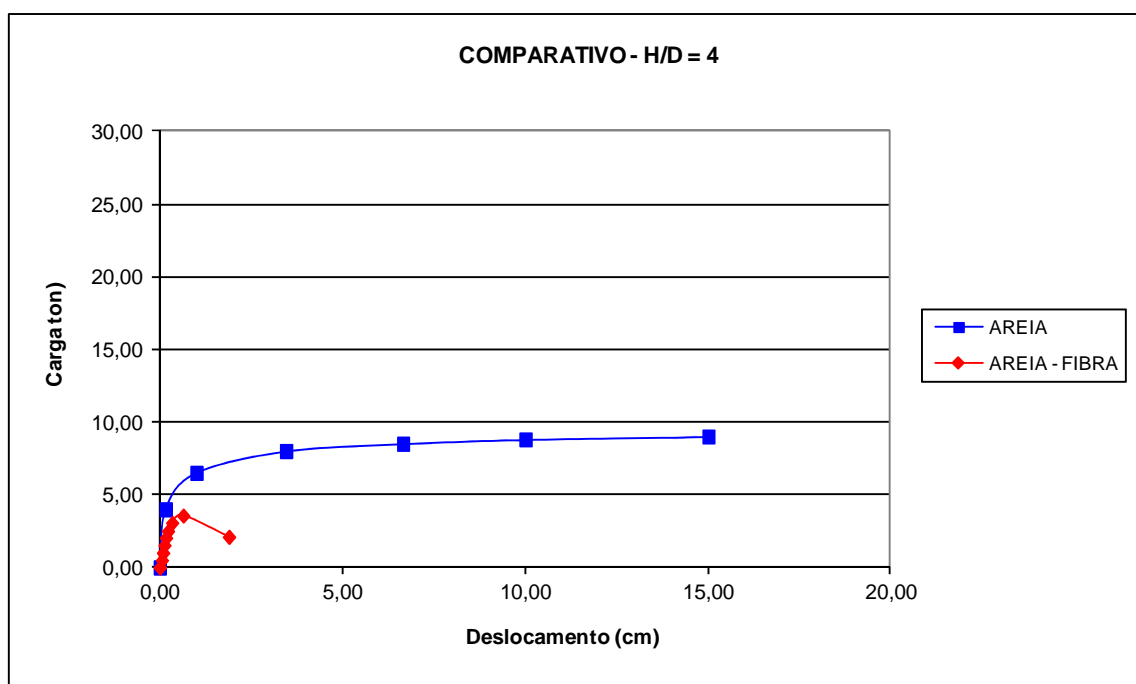


Figura 4.36: Comparativo de curva carga x deslocamento para relação $H/D = 4$.

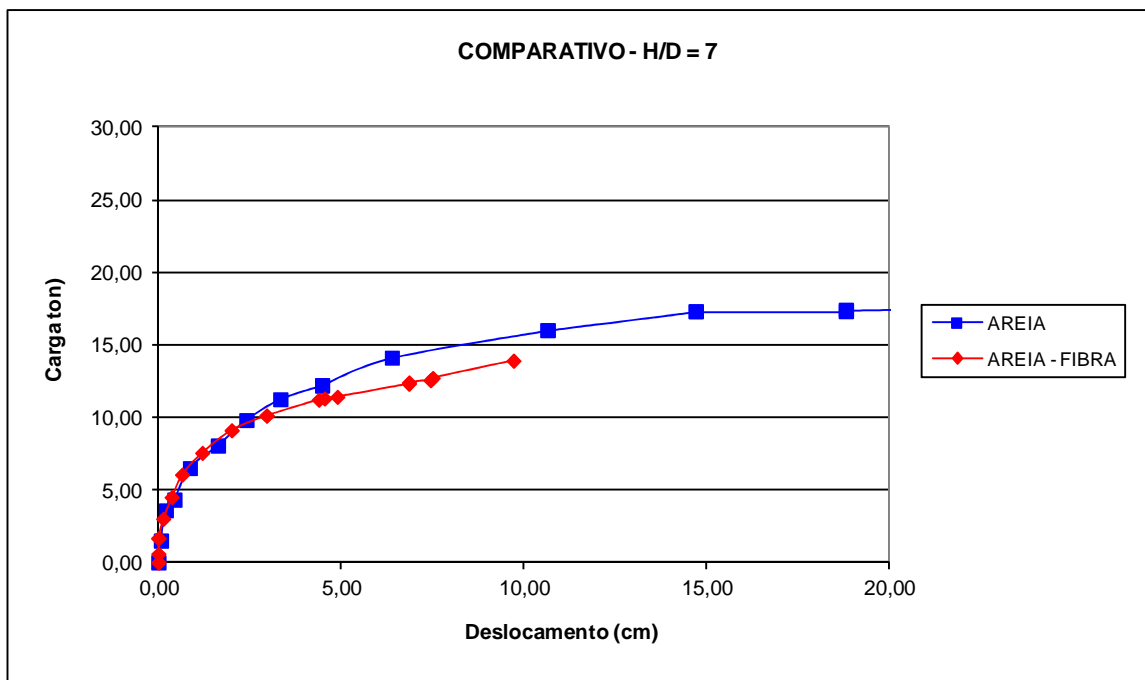


Figura 4.37: Comparativo de curva carga x deslocamento para relação H/D = 7.

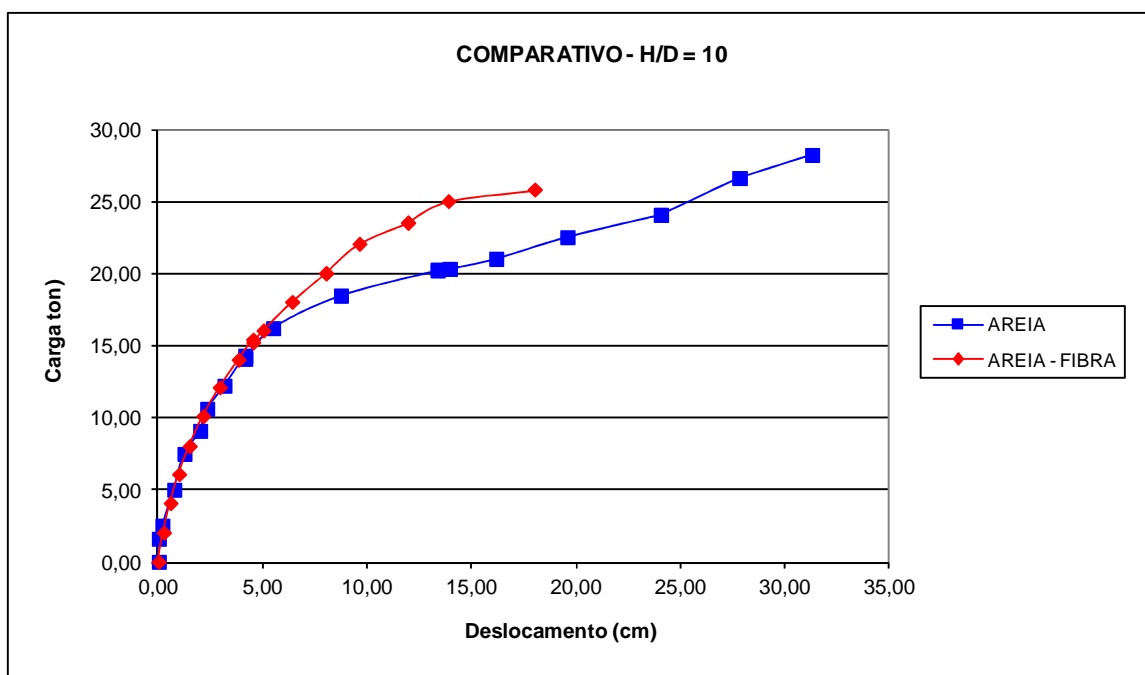


Figura 4.38: Comparativo de curva carga x deslocamento para relação H/D = 10.

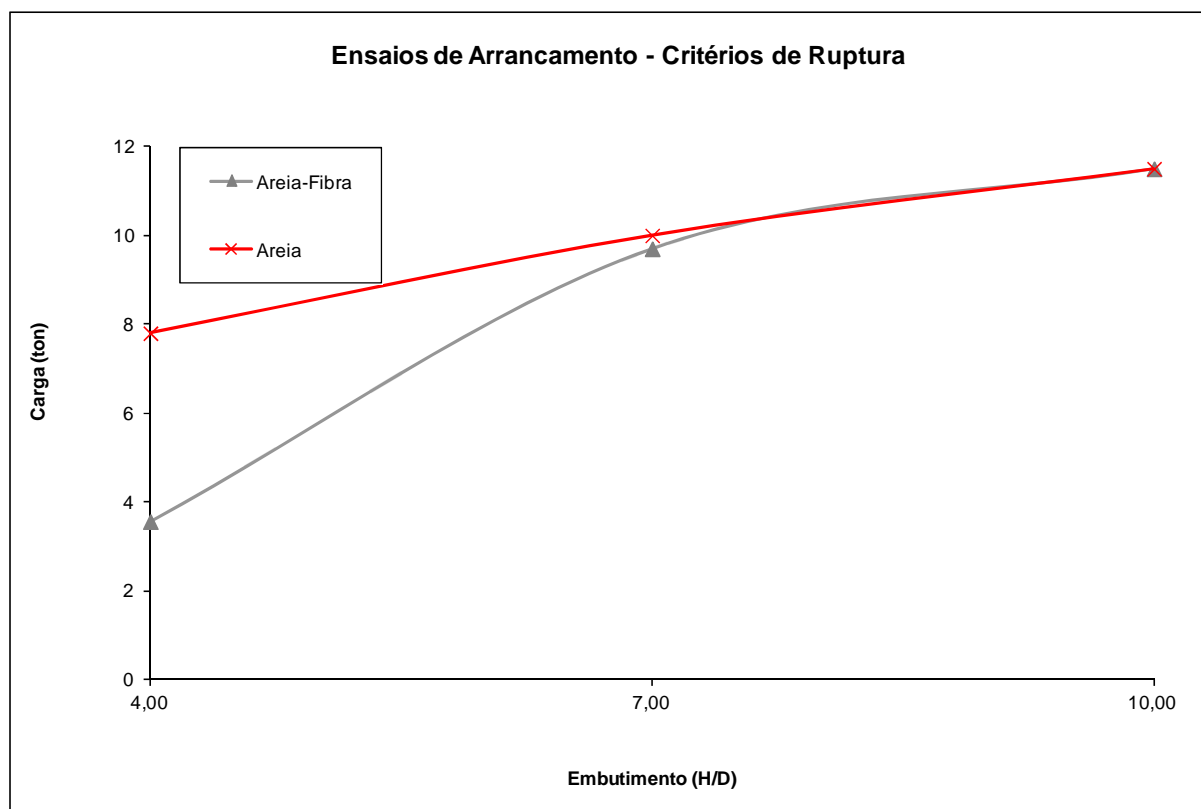


Figura 4.39: Carregamentos obtidos para uma deformação de 25mm nas diferentes misturas e variações de profundidade de embutimento da placa.

Para fins comparativos, na Figura 4.40 serão apresentados os resultados de todos os ensaios de areia e areia-fibra nas profundidades de embutimento de 1,20, 2,10 e 3,00m.

Nessa figura é visível a situação apresentada acima, onde somente os ensaios de embutimento H/D 4 e 7 na areia reforçada apresentaram a curva de carga x deslocamento abaixo das curvas do solo sem reforço.

Na Figura 4.40 pode ser percebido também que existe uma curva de carga x deslocamento de recarregamento para a relação de embutimento H/D 10. Isso se deve ao fato do ensaio ter sido carregado e descarregado repentinamente. O fato ocorreu devido à ruptura de uma das porcas utilizadas no sistema de tração, que quando solicitada acima de 20 toneladas, não resistiu e se deformou, o que fez com que houvesse um descarregamento instantâneo. Sendo assim, o sistema foi consertado, trocando-se a porca e acrescentando mais uma para auxiliar, sendo retomado o ensaio. A curva de recarregamento expressa as condições do ensaio após o descarregamento indesejado.

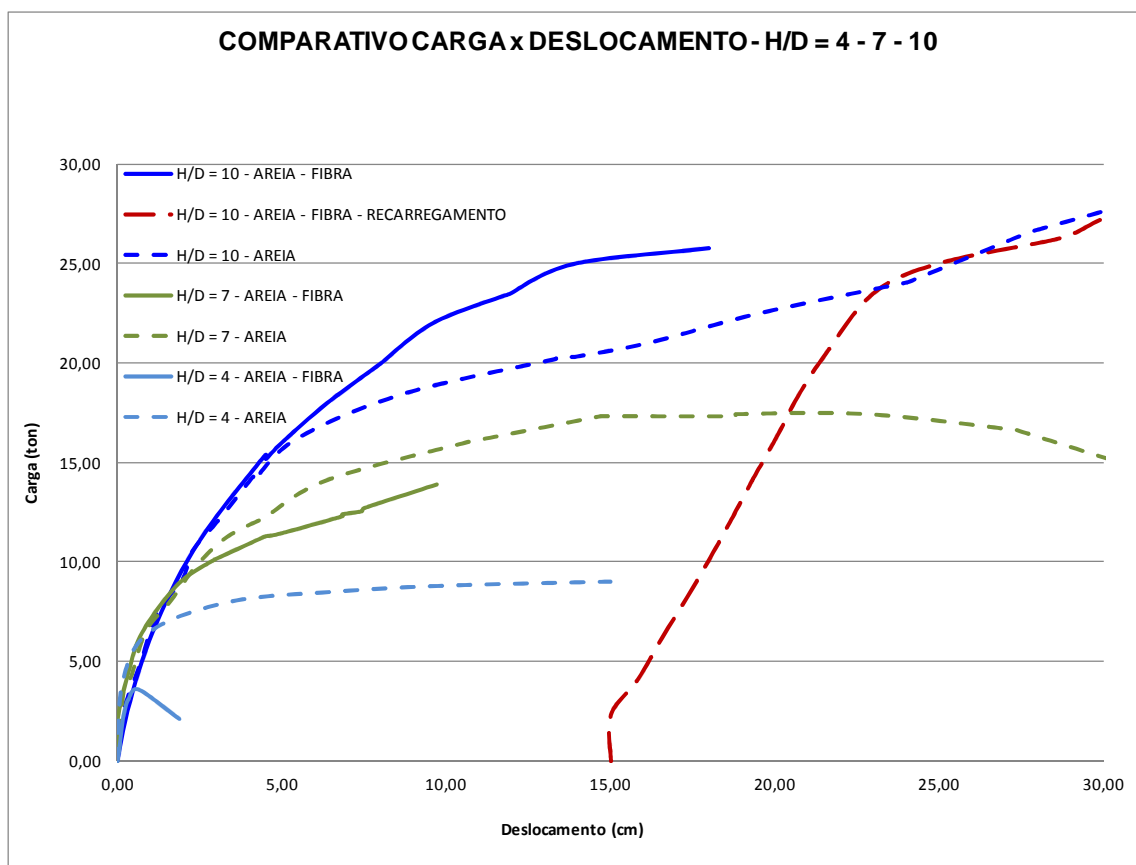


Figura 4.40: Curvas de carga x deslocamento no solo e solo-fibra para as relações de embutimento H/D 4, 7 e 10.

Para facilitar o entendimento do comportamento do solo e solo-fibra nas diferentes profundidades de embutimento que os ensaios foram realizados, nas Figuras 4.41 e 4.42 serão apresentados os resultados dos ensaios realizados na areia e areia-fibra, nas relações H/D 1 - 1,5 - 2 - 4 - 7 - 10, respectivamente.

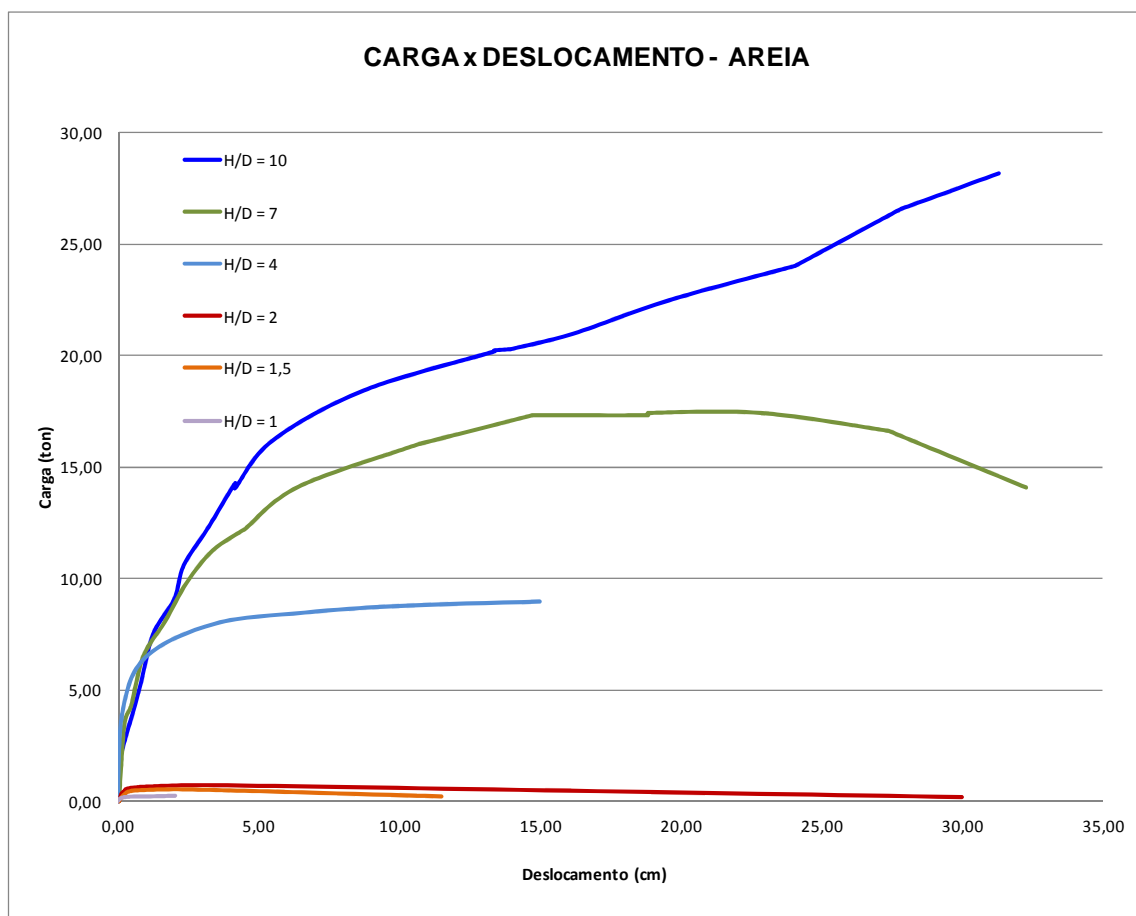


Figura 4.41: Curvas carga x deslocamento da areia nas relações H/D 1 - 1,5 - 2 - 4 - 7 - 10.

As curvas no gráfico acima se comportam de forma esperada, aumentando a resistência conforme aumenta a profundidade de embutimento, já que a única variável nesse caso é a relação H/D.

No caso do material reforçado com fibras, a curva obtida no ensaio com embutimento $H/D = 4$ é que apresentou resultado diferente do esperado, o que indica alguma falha na execução do ensaio.

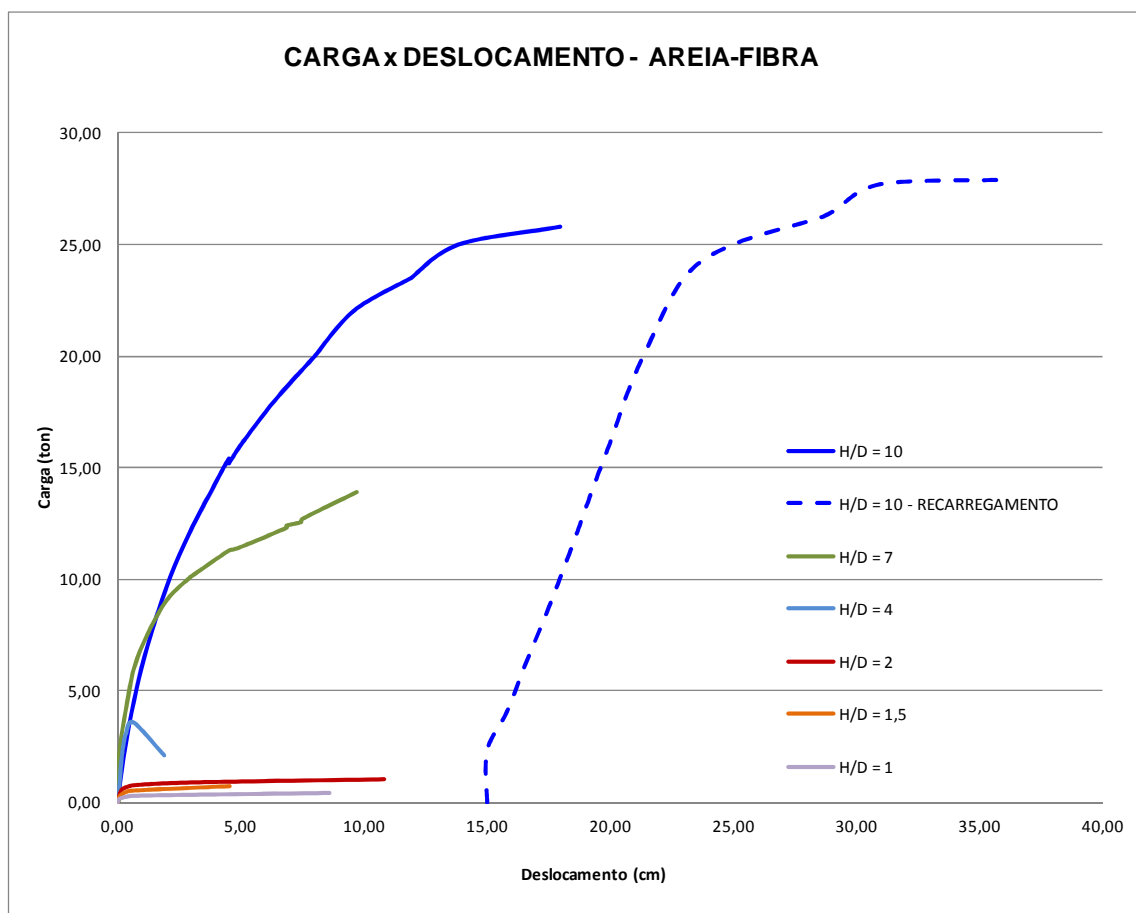


Figura 4.42: Curvas carga x deslocamento da areia-fibra nas relações H/D 1 - 1,5 - 2 - 4 - 7 - 10.

5.2.2.1. Formas de Ruptura

Na presente etapa do trabalho serão apresentadas as imagens obtidas após a ruptura dos ensaios, ou seja, ao final de cada um deles. Isso servirá para comparação das formas de ruptura do material com e sem reforço de fibras, nas diferentes profundidades de embutimento da placa.

Nas Figuras 4.43, 4.44 e 4.45 serão apresentadas as imagens obtidas no topo dos ensaios, para relações de embutimento H/D 4,0, 7,0 e 10,0, respectivamente, na areia sem reforço.



Figura 4.43: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 4,0$.



Figura 4.44: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 7,0$.



Figura 4.45: Ruptura no ensaio de areia com embutimento $H/D = 10,0$.

Analisando as imagens das figuras anteriores, pode-se perceber que a ruptura no topo está bem visível somente no ensaio com embutimento de 1,20m, onde fissuras são vistas saindo do centro da placa em direção as extremidades da cava de ensaio, e ainda uma fissura radial, que se concentra aproximadamente no centro do raio do círculo. Nos dois ensaios com maiores profundidades de embutimento, se percebe somente o surgimento de algumas fissuras que partem da barra de tração para as extremidades da cava.

Já nas Figuras 4.46, 4.47 e 4.48 serão apresentadas as imagens obtidas no topo dos ensaios, para relações de embutimento H/D 4,0, 7,0 e 10,0, respectivamente, na areia reforçada com fibras. Nesse caso o que se pode observar é que no ensaio com menor embutimento da placa, as fissuras apresentam-se no topo de forma radial, fissurando praticamente todo o solo de forma generalizada. Ao analisarmos os ensaios reforçados com fibras nas duas maiores profundidades, percebe-se que há um levantamento de toda massa de solo como um bloco de fundação ligada à placa, assim como acontece no ensaio de cimento-fibra com embutimento de 60 cm, apresentado anteriormente. Dessa forma não foi possível observar nenhuma fissura de grande importância, a não ser as que surgem ao redor da barra de tração pelo deslocamento da mesma.



Figura 4.46: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 4,0$.

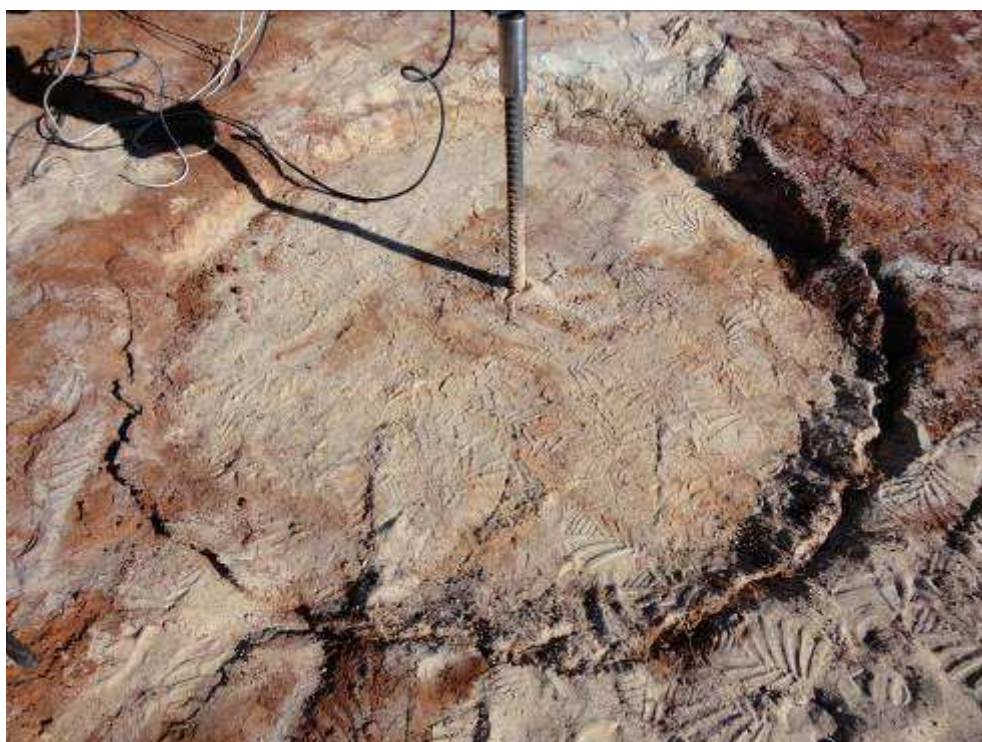


Figura 4.47: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 7,0$.



Figura 4.48: Ruptura no ensaio de areia-fibra com embutimento $H/D = 10,0$.

5.2.2.2. Exumação dos Ensaio

A fim de se avaliar a forma de ruptura ao fundo do ensaio, e também ao longo da profundidade, a cada nova camada de solo compactado foi adicionada ao centro do ensaio uma fina camada de areia com coloração escura, feita com a adição de pó xadrez. Isso nos auxilia para analisar a deformação das camadas e da massa de solo como um todo.

Nas Figuras 4.49, 4.50 e 4.51 a seguir serão apresentados os resultados obtidos com a exumação das camadas dos ensaios realizados na areia sem reforço, nas profundidades de embutimento de 1,20, 2,10 e 3,00m, respectivamente.

No primeiro caso, percebe-se uma deformação das primeiras camadas de solo formando uma espécie de bulbo acima da placa. Já no ensaio com embutimento $H/D = 7$, as imagens mostram a exumação do primeiro ensaio, cujos resultados não foram utilizados. Isso se deve ao fato do novo ensaio, ao ser exumado, ter desmoronado, como mostra em uma das imagens, não sendo possível a coleta de fotos para avaliação. No ensaio com maior embutimento, conseguiu-se exumar todas as camadas e fotografar, o que nos mostra a deformação que ocorre logo acima da placa, formando um vazio abaixo dela.



Figura 4.49: Exumação do ensaio em areia – H/D 4,0.



Figura 4.50: Exumação do ensaio em areia – H/D 7,0.



Figura 4.51: Exumação do ensaio em areia – H/D 10,0.

Para os ensaios realizados na areia reforçada com fibras também utilizou-se da técnica da areia escurecida para identificar a deformação das camadas, o que não foi tão eficiente devido a ação da fibra dificultar a exumação e não sendo visível assim como no solo não reforçado os deslocamentos da massa de solo.

Ainda assim, nas Figuras 4.52, 4.53 e 4.54 abaixo, serão apresentadas as imagens obtidas na exumação desses ensaios em solo reforçado, nas três profundidades de embutimento estudadas nessa etapa da pesquisa.

Para facilitar a visualização, na Figura 4.52 a massa de solo deformada logo acima da placa foi retirada, já que as camadas de areia tingida não foram tão eficientes nesse caso. Nos dois ensaios de solo reforçado com embutimento maior, o que se percebe é que não ocorre a formação de um bulbo acima da placa no mesmo formato do que pode ser entendido nos embutimentos menores. A compressão da massa de solo nesses casos ocorre de forma mais triangular, com o levantamento das camadas acontecendo mais próximo a placa, não se estendendo para as laterais, como acontece no solo sem reforço.



Figura 4.52: Exumação do ensaio em areia-fibra – H/D 4,0.



Figura 4.53: Exumação do ensaio em areia-fibra – H/D 7,0.



Figura 4.54: Exumação do ensaio em areia-fibra – H/D 10,0.

Na execução dos ensaios de repetição no material reforçado com fibras, nas profundidades de embutimento de 1,20 e 2,10m, foram colocadas camadas mais espessas de areia escurecida, para melhorar a qualidade da exumação, facilitando assim a análise das deformações ocorridas.

Uma análise crítica dos mecanismos de ruptura observados nas imagens acima, em todas as exumações, se faria possível com maior intensidade caso as deformações pudessem ter sido medidas ao final de cada exumação, assim como os ângulos formados pelas bandas de cisalhamento identificadas nos ensaios do material sem reforço. Infelizmente essas medições e confirmações não foram realizadas em função de um acidente durante a exumação dos primeiros ensaios (cujos resultados nem foram apresentados nesta tese, em função de vários problemas ocorridos durante todo o seu desenvolvimento). Quando estava sendo escavado o ensaio na areia com embutimento de 3,00m, o material desmoronou e caiu sobre uma das pessoas que auxiliavam na exumação, ocasionando um enorme susto, o que fez com que os novos ensaios tivessem sido exumados apenas com tempo para tirar algumas fotos, mesmo a distância, usando o zoom da câmera digital, sem muita aproximação.

Contudo, ainda é possível analisar alguns fatos constatados nas imagens. Em relação aos Comportamento de Ensaios de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

níveis de tensões, como a exumação somente ocorreu após os ensaios terem sido rompidos por completo, e ainda levados a grandes deformações após a sua ruptura, as avaliações são feitas para níveis de tensões na total plasticidade. No ensaio na areia com embutimento $H/D = 4$, o qual apresentou ruptura na superfície, indicando comportamento semelhante a uma fundação rasa, conforme relatos da bibliografia, é nítido que ocorre a formação de um bulbo de solo que parte da borda da placa até uma altura de aproximadamente 3 vezes o diâmetro da mesma, formando um ângulo de aproximadamente 65° com a horizontal, que pode ser definido como aproximadamente $45^\circ + \phi/2$, sendo o ângulo de atrito da areia de aproximadamente 38° para a condição de densidade relativa de campo. Para o ensaio na areia com embutimento $H/D = 7$ através das imagens não foi possível fazer análises mais a fundo, o que ocorre também para o embutimento de $H/D = 10$, no qual foi possível identificar somente que as deformações das camadas ocorrem também até um máximo de 3 vezes o diâmetro da placa, e ainda, aproximando a imagem através do zoom, uma indicação de que ocorre a formação de um bulbo muito semelhante ao formado no ensaio com embutimento $H/D = 4$. Na areia reforçada com fibras, ocorre no ensaio com embutimento de $H/D = 4$ condição semelhante a do solo sem reforço, onde deformações aparecem na superfície do reaterro e deslocamentos internos ocorrem até uma altura de aproximadamente 3 vezes o diâmetro da placa, com a formação de um bulbo semelhante ao descrito acima para a areia sem fibras. Já nos embutimentos maiores para o solo reforçado, $H/D = 7$ e 10 , se percebe que os deslocamentos internos afetam apenas uma altura de aproximadamente 2 vezes o diâmetro da placa, sem apresentar, assim como nos ensaios sem reforço para essas profundidades de embutimento, deformações na superfície, sugerindo, para ambos os casos, um comportamento de fundações profundas, assentes abaixo da altura crítica, chamada pela literatura de “H” crítico. Com isso, se pode entender que a presença das fibras contribuiu para a redução das deformações internas nas fundações profundas, mesmo com a aplicação de elevados níveis de tensões, chegando ao estado de total plastificação. A adição das fibras fez também com que os ensaios de embutimento $H/D = 7$ e 10 , como pode ser visto nas Figuras 4.47 e 4.48, resultassem no levantamento de toda a massa de solo, semelhante ao ocorrido nos ensaios de pequenos embutimentos com a presença de cimento, solicitando às fibras a resistência a tração necessária para esse movimento, com comportamento semelhante ao de um bloco de fundação.

5.3. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PELAS METODOLOGIAS CLÁSSICAS

No Capítulo 2 deste trabalho, são apresentados alguns modelos para a estimativa da capacidade de carga à tração, desenvolvidos entre o início dos anos 1950 e o ano 2000. Esses modelos apresentados foram desenvolvidos, essencialmente, para areias (dependentes somente do ângulo de atrito - ϕ'), sendo alguns adaptados para solos argilosos (incluem uma parcela devido à coesão - c'). Ainda são apresentados alguns modelos desenvolvidos para argilas – comportamento não drenado (dependente da resistência não drenada - s_u). Como o estudo com reaterro tratado com cimento e/ou fibras é um tema relativamente novo, naturalmente, não existe nenhum modelo de previsão para estes materiais.

Um dos objetivos desta pesquisa foi aplicar 03 (três) metodologias de previsão de capacidade de carga, de acordo com Ruver (2011), que chegou a conclusão de quais obtiveram a melhor aproximação com os resultados obtidos em campo.

Na Tabela 4.5 a seguir são listados os parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais ou através deles, que serão utilizados na aplicação das metodologias de previsão de capacidade de carga.

Tabela 4.5: Parâmetros geométricos e geotécnicos obtidos em ensaios triaxiais empregados na previsão da capacidade de carga.

Cimento (%)	Fibras (%)	H (m)	D (m)	H/D	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)
0,0	0,0	0,30	0,30	1,0	0,0	39,2	17,4
0,0	0,0	0,45	0,30	1,5	0,0	39,2	17,4
0,0	0,0	0,60	0,30	2,0	0,0	39,2	17,4
0,0	0,0	1,20	0,30	4,0	0,0	39,2	17,4
0,0	0,0	2,10	0,30	7,0	0,0	39,2	17,4
0,0	0,0	3,00	0,30	10,0	0,0	39,2	17,4
3,0	0,0	0,30	0,30	1,0	123,4*	28,8*	17,4
3,0	0,0	0,45	0,30	1,5	123,4*	28,8*	17,4
3,0	0,0	0,60	0,30	2,0	123,4*	28,8*	17,4
0,0	0,5	0,30	0,30	1,0	0,0	53,0	17,4
0,0	0,5	0,45	0,30	1,5	0,0	53,0	17,4

0,0	0,5	0,60	0,30	2,0	0,0	53,0	17,4
0,0	0,5	1,20	0,30	4,0	0,0	53,0	17,4
0,0	0,5	2,10	0,30	7,0	0,0	53,0	17,4
0,0	0,5	3,00	0,30	10,0	0,0	53,0	17,4
3,0	0,5	0,30	0,30	1,0	82,5	44,3	17,4
3,0	0,5	0,45	0,30	1,5	82,5	44,3	17,4
3,0	0,5	0,60	0,30	2,0	82,5	44,3	17,4

Observações: * Valores interpolados para um $\eta / C_{iv} = 26,8$.

Serão aplicadas as metodologias clássicas de previsão de capacidade de carga (as três com melhor aproximação dos ensaios de campo, segundo Ruver 2011) com os parâmetros obtidos pela metodologia proposta nesse trabalho para conseguir a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb através de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, sem a necessidade da realização de ensaios mais complexos. Esses parâmetros são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Parâmetros geométricos e geotécnicos obtidos pela metodologia proposta para obtenção da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb empregados na previsão da capacidade de carga.

Cimento (%)	Fibras (%)	H (m)	D (m)	H/D	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)
3,0	0,0	0,30	0,30	1,0	100,6	34,9	17,4
3,0	0,0	0,45	0,30	1,5	100,6	34,9	17,4
3,0	0,0	0,60	0,30	2,0	100,6	34,9	17,4
3,0	0,5	0,30	0,30	1,0	108,9	34,9	17,4
3,0	0,5	0,45	0,30	1,5	108,9	34,9	17,4
3,0	0,5	0,60	0,30	2,0	108,9	34,9	17,4

Na Figura 4.55 estão apresentadas as pressões máximas (normalizadas através da carga dividida pela área da placa, tornando-se assim uma unidade de pressão, a qual foi dividida pela pressão atmosférica que é uma constante), obtidas nos ensaios de campo na areia sem reforço, assim como também os resultados obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga adotados. Percebe-se nessa figura uma boa aproximação dos resultados de campo nas três metodologias aplicadas. No entanto, pode-se dizer que a Metodologia de Grenoble que se

mostrou mais conservadora, com resultados abaixo ou muito semelhantes aos encontrados em campo.

Já na Figura 4.56, onde são apresentados os resultados do solo reforçado com fibras, a Metodologia de Mueller (1965) obteve resultados muito acima dos obtidos em campo, enquanto as outras duas metodologias apresentaram resultados bem satisfatórios. A diferença dos resultados de Mueller (1965) pode estar no fato desta metodologia utilizar somente o ângulo de atrito e não a parcela coesiva como parâmetros de resistência, sendo que para a areia reforçada com fibras, obtivemos um ângulo de atrito alto nos ensaios triaxiais, de aproximadamente 53° .

No entanto, para a areia tratada com cimento, Figura 4.57, podemos notar que a metodologia proposta por Mueller (1965) apresentou resultados bem abaixo dos obtidos em campo, pois este material apresenta uma alta parcela coesiva e um baixo ângulo de atrito.

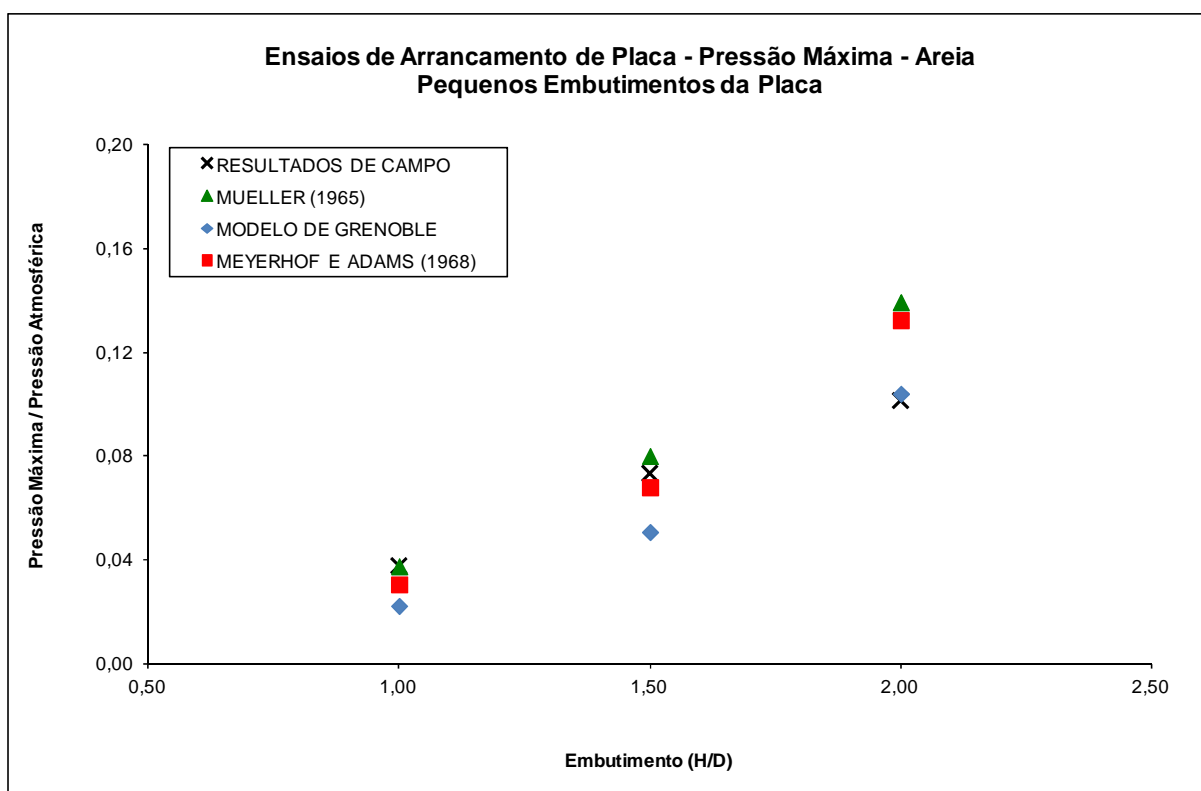


Figura 4.55: Pressões máximas na areia com pequenos embutimentos.

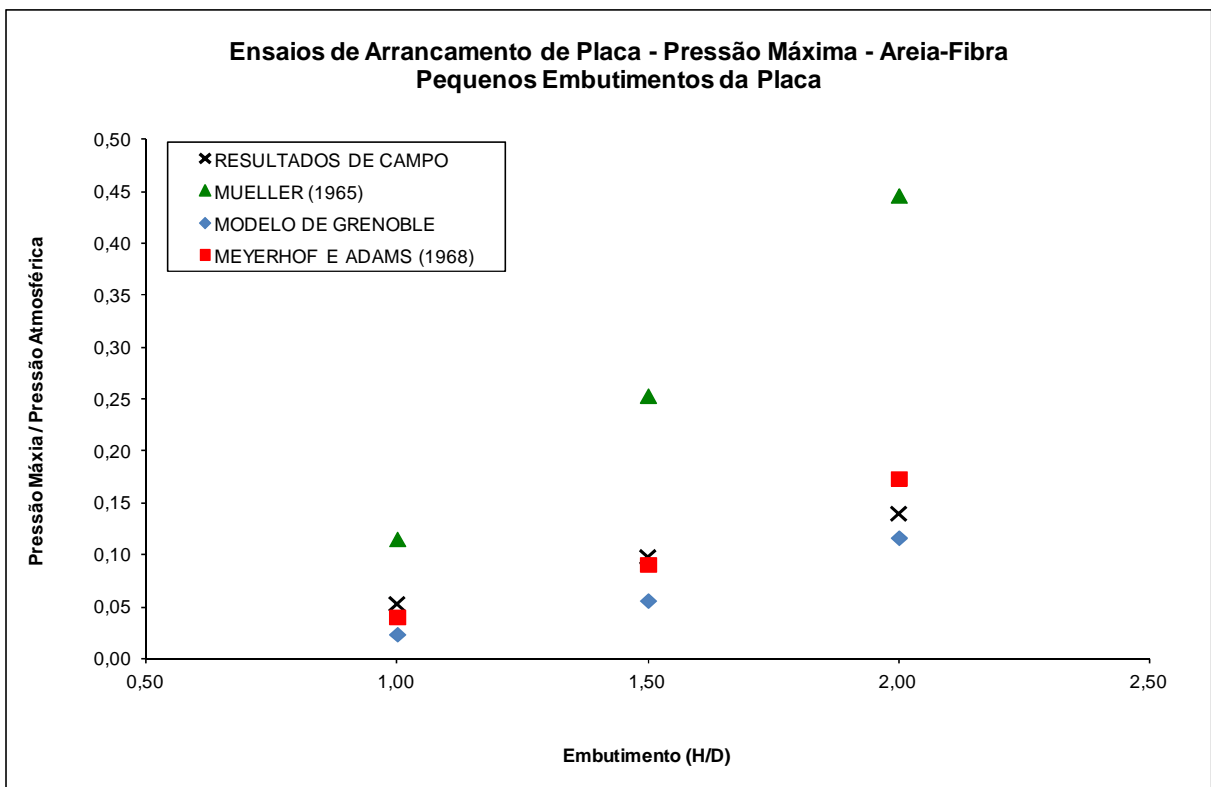


Figura 4.56: Pressões máximas na areia-fibra com pequenos embutimentos.

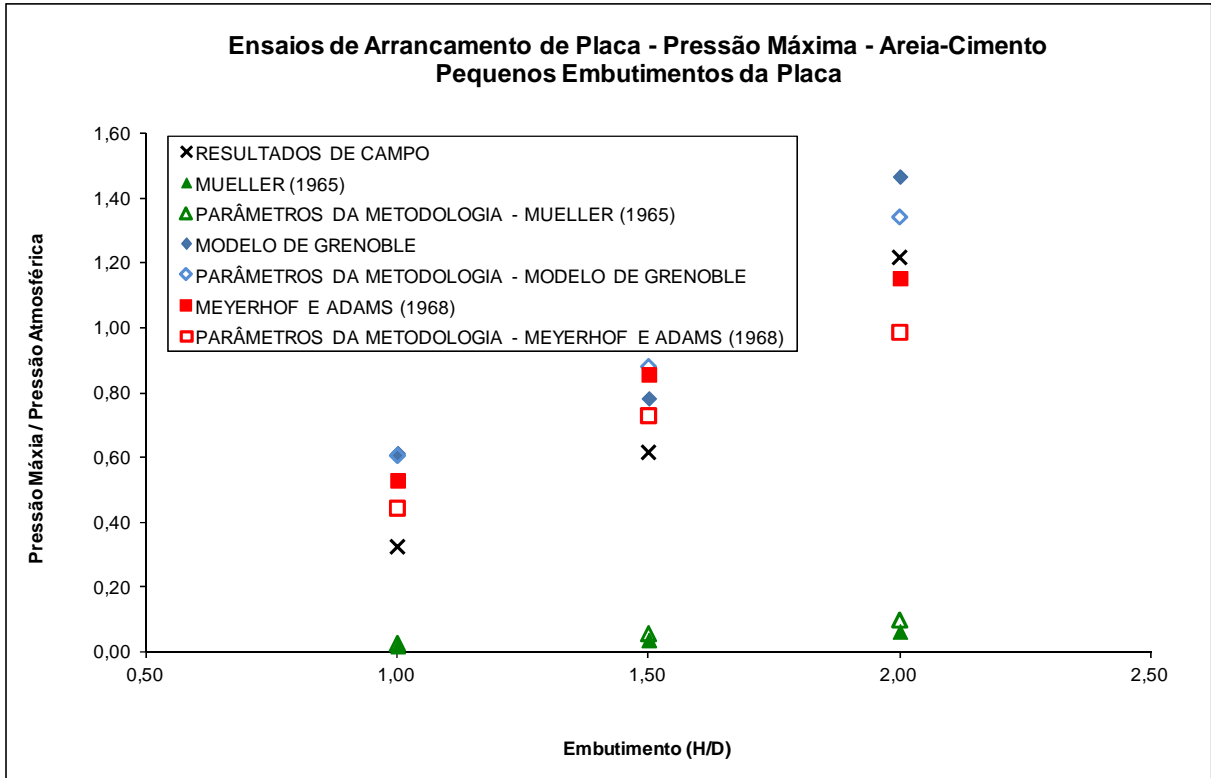


Figura 4.57: Pressões máximas na areia-cimento com pequenos embutimentos.

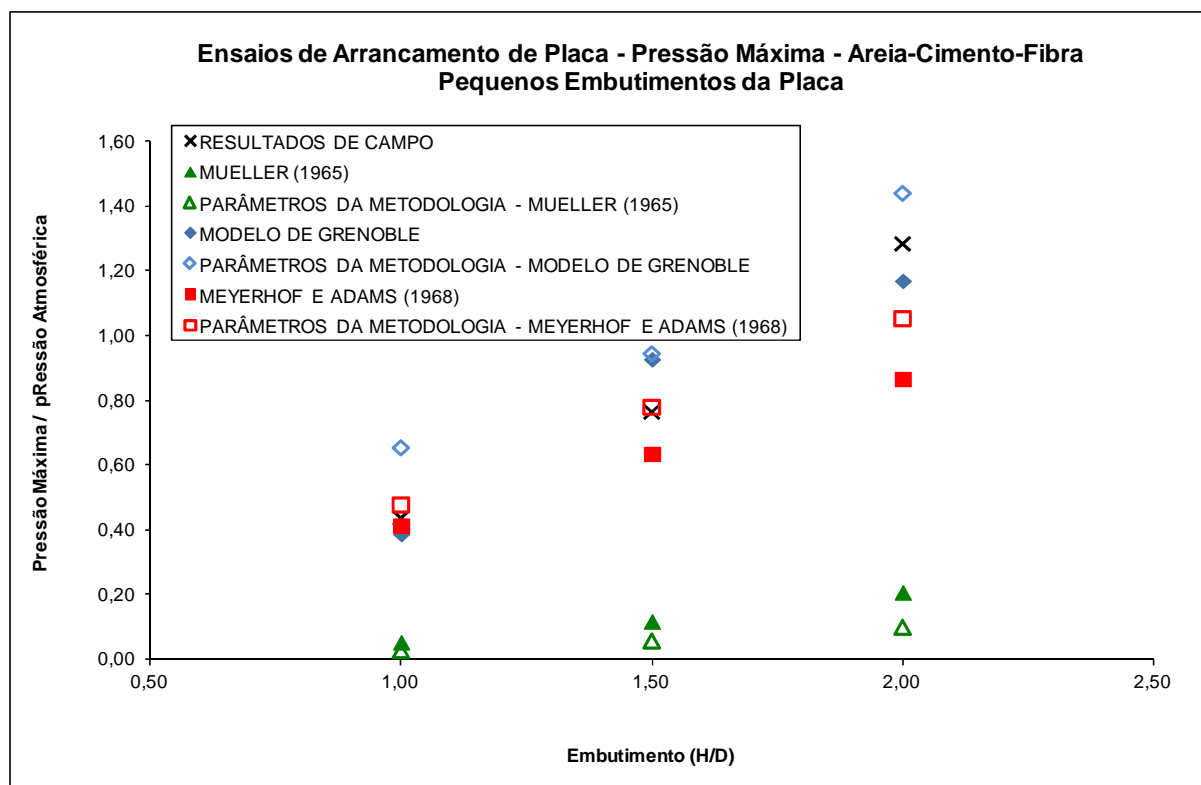


Figura 4.58: Pressões máximas na areia-cimento-fibra com pequenos embutimentos.

Na Figura 4.58, onde são apresentados os resultados da areia reforçada com cimento e fibras, novamente a metodologia de Mueller (1965) apresentou resultados inferiores aos de campo, pelos mesmos motivos citados anteriormente. Mais uma vez, as outras duas metodologias apresentaram resultados muito próximos dos obtidos nos ensaios de campo.

Podemos citar ainda que, utilizando os parâmetros de resistência, ângulo de atrito e coesão, obtidos da metodologia proposta neste trabalho, através de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, obtivemos aproximações muito satisfatórias dos resultados efetivos de campo.

Na Figura 4.59 podemos observar que as metodologias foram conservadoras na análise do material sem reforço, apresentando resultados abaixo dos obtidos nos ensaios de campo com profundidade de embutimento maiores, de 1,20, 2,10 e 3,00m, com $H/D = 4, 7$ e 10 , respectivamente. Devemos dizer ainda que neste caso o Modelo de Grenoble foi o mais conservador de todos, apresentando resultados com menos da metade da capacidade máxima de carga da areia.

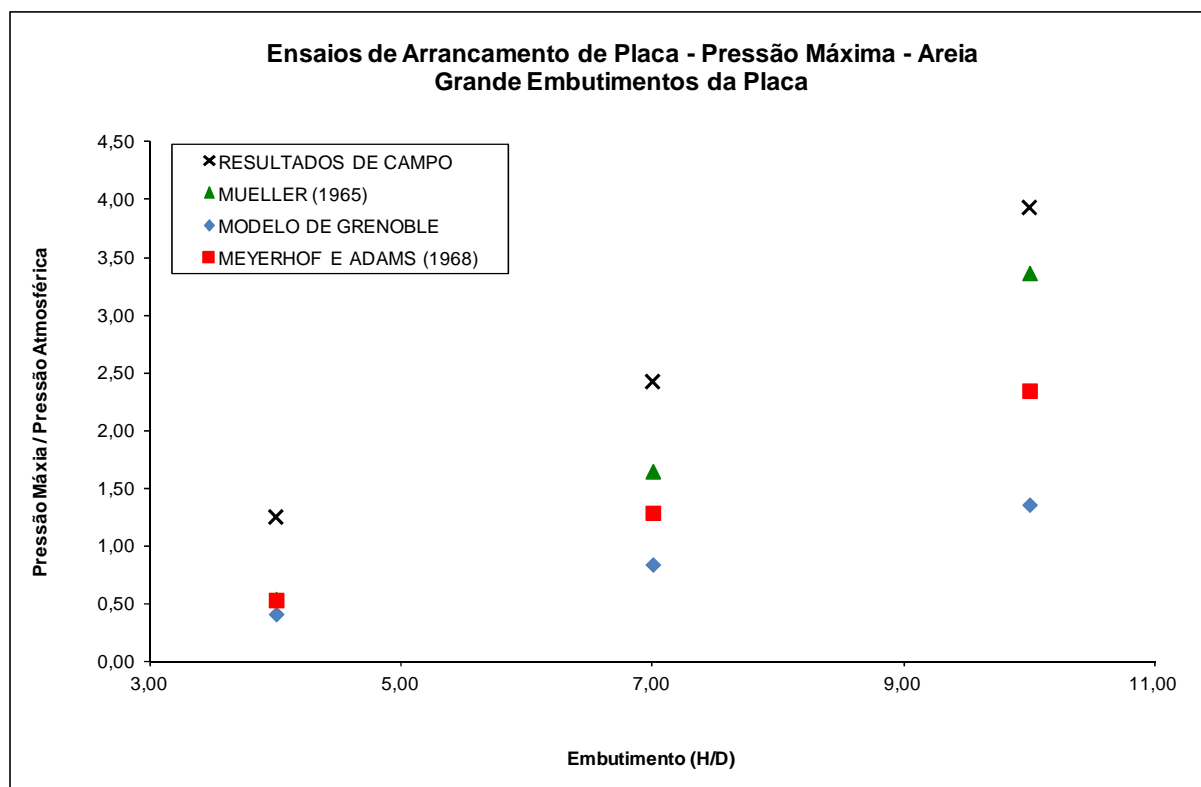


Figura 4.59: Pressões máximas na areia com grandes embutimentos.

Já na Figura 4.60, são apresentados os resultados da areia reforçada com fibras, também para as maiores profundidades de embutimento. Como nos resultados apresentados na Figura 4.56 anteriormente, o modelo de Mueller (1965) resultou em valores excessivos de resistência, mais do que o dobro da carga obtida nos ensaios de campo, enquanto as metodologias de Grenoble e Meyerhof e Adams (1968) apresentaram resultados abaixo, mas muito próximos dos extraídos de campo, sendo a favor da segurança.

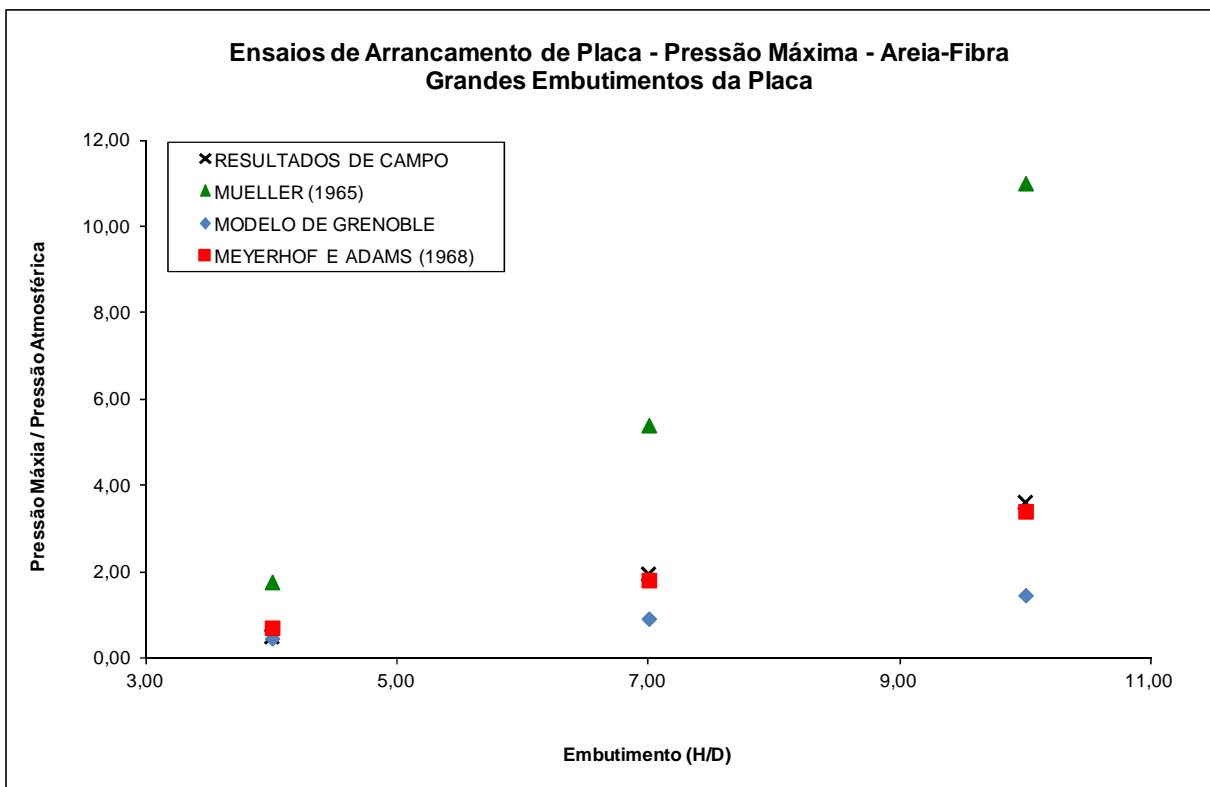


Figura 4.60: Pressões máximas na areia-fibra com grandes embutimentos.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo do trabalho serão apresentadas as conclusões sobre os diversos temas abordados e estudados, e ainda feitas sugestões para continuidade da pesquisa e novos estudos para aprofundar o conhecimento nesta área.

Primeiramente serão descritas as conclusões no que diz respeito aos ensaios triaxiais, de compressão simples e tração por compressão diametral. Na sequência serão abordadas as conclusões obtidas na proposta de metodologia para determinação da envoltória de resistência com a utilização de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral. A seguir, serão descritas as conclusões dos ensaios de arrancamento de placas em pequenas e grandes profundidades de embutimento da placa. E, por fim, as conclusões a respeito dos resultados obtidos com as metodologias clássicas de previsão de capacidade de carga aplicadas nesse trabalho.

6.1.1. Ensaios Triaxiais, de Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Foram realizados ensaios triaxiais, ensaios de compressão simples e de tração por compressão diametral para obter parâmetros de resistência da mistura de solo-cimento-fibras. Os resultados foram satisfatórios e utilizados no desenvolvimento da metodologia de obtenção da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e também na aplicação das teorias clássicas de previsão de capacidade de carga em estacas submetidas à tração.

6.1.2. Metodologia para Obtenção da Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb

É proposta uma metodologia para estimar os parâmetros da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb com base na resistência à tração diametral e resistência à compressão simples de ambos os solos arenosos artificialmente cimentados reforçados e não reforçados com fibra.

O método proposto mostrou ser bem sucedido em relação à determinação do ângulo de atrito (ϕ) e do intercepto coesivo (c') para ambos os solos arenosos reforçados e não reforçados com fibras.

Outras limitações estão ligadas ao solo, fibra e cimento aqui estudados e mais estudos são necessários para verificar se esta metodologia pode ser transmitida para outros solos (por exemplo, argiloso), fibras (por exemplo, polipropileno, poliéster, nylon), bem como para outros agentes cimentantes, tais como cinza volante/cal, etc.

6.1.3. Ensaio de Arrancamento de Placa

Primeiramente pode-se falar na influência das fibras na matriz arenosa. Essa inclusão aleatória das fibras de polipropileno confere ao material uma mudança nos mecanismos de ruptura. Isto pode ser visto na superfície dos ensaios, onde as fissuras surgem de forma diferenciada no material reforçado pelo agente fibroso quando comparado ao material sem reforço.

Nas misturas de areia-cimento, o acréscimo na resistência é visível com pequenos deslocamentos, sempre com o surgimento de picos de resistência seguidos da queda pós-pico, com o aumento dos deslocamentos.

Quando se fala da mistura de solo-cimento-fibra, a resistência aumenta com a inclusão de fibras na massa de solo-cimento. Outro fato importante é que ocorre o desaparecimento dos picos de resistência, sendo que a resistência aumenta com deslocamentos maiores.

É importante salientar também que a variação da resistência está ligada diretamente à profundidade de embutimento da placa, que quanto maior for maior será a resistência conferida à fundação.

A forma de ruptura também é governada pela profundidade de embutimento da placa, mas também modificada com a inclusão de fibras e/ou cimento à matriz arenosa. Nesses casos específicos, a adição de fibras faz com que aja um aumento da massa de solo solicitada durante o esforço de tração, enquanto a adição de cimento confere maior rigidez ao material, que rompe com pequenos deslocamentos e grandes carregamentos, como mostra os resultados das curvas de carga x deslocamento, sem fissurar toda a massa de solo. Já o material

Comportamento de Ensaio de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

reforçado de cimento e fibra apresenta ruptura com a quebra do material em blocos e até mesmo com o levantamento de todo ele, no caso do maior embutimento, $H/D=2$.

A exumação das camadas se mostrou eficiente para avaliar o deslocamento da massa de solo logo acima da placa, e também, ao longo da profundidade. Foi possível com as imagens ter a ideia do deslocamento sofrido pela placa até a ruptura total do ensaio, formando vazios abaixo dela.

6.1.4. Aplicação de Metodologias Clássicas de Previsão de Capacidade de Carga

A aplicação das teorias clássicas de previsão de capacidade de carga à tração em estacas se mostrou eficiente em algumas situações e para determinadas configurações de solo reforçado. A metodologia de Mueller (1965) se mostrou ineficiente para a areia reforçada com fibras, por se basear somente na parcela de atrito e não na coesão do material. Já as metodologias de Grenoble e Meyerhof e Adams (1968) apresentaram-se mais satisfatórias de uma forma geral, com resultados acima e abaixo dos obtidos em campo, mas com menores discrepâncias.

6.2. SUGESTÕES

No decorrer da pesquisa, surgiram várias hipóteses para realização de trabalhos futuros e que não foram realizadas devido a prazos e dificuldade de equipamentos. Abaixo, são registradas as mais relevantes para a ampliação do conhecimento atual sobre ensaios de arrancamento de placa em solo reforçado:

- Montagem de equipamento para realização desse tipo de ensaio com carregamento cíclico ou dinâmico, através de equipamento que possa simular a ação do vento, efeito com maior influência sobre torres de alta tensão.
- Realização de medidas de tensões horizontais e verticais ao longo da profundidade, para avaliar a distribuição de tensões dentro da massa de solo submetida a carregamentos de tração.

- Aplicação da metodologia para obtenção da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para outros tipos de solos e agentes cimentantes, como também o uso de outras fibras.

REFERÊNCIAS

- ABREU, E. M. **Fundações Especiais para Linhas de Transmissão Problemas e Soluções Adotadas**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). In: Anais do... CD-Rom, p. 764-769, 2008.
- AKINMUSURU, J. O. **The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand**. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Aug. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.435- 442, 1987.
- AL WAHAB, R. M.; EL-KEDRAH, M. A. **Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay**. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. Proceedings... ASTM STP n. 46, ASTM, v.1, 2v, p.791-805, 1995.
- AL WAHAB, R.M.; AL-QURNA, H.H. **Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures**. In: GEOSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. Proceedings ... v.2, p.433-466, 1995.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Report on Soil Cement**. ACI 230.1R- 09, July, 2009; ANDERSEN, K. H.; DYVIK, R.; SCHRODER, K.; HANSTEEN, O. E.; BYSVEEN, S. **Field Tests of Anchors in Clay II: Predictions and Interpretation**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 119, No 10, 1532-1549, 1991.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: **D 2487**. Philadelphia, p.11, 1993.
- ANDERSLAND, O.B.; KATTAK, A.S. **Shear strength of kaolinite/fiber soil mixtures**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings ... p.11-16, 1979.
- ANDREADIS, A.; HARVEY, R. C.; BURLEY, E. **Embedded Anchor Response to Uplift Loading**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No GT1, 59-78, 1981.
- ANSYS, INC. **Programa computacional ANSYS – versão 12**. Site: [http:// www.ansys.com](http://www.ansys.com), acessado em 20/11/2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia Básico de Utilização de Cimento Portland. Boletim Técnico: BT-106**. São Paulo/SP. 7ª Edição. 28p., 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Rochas e solos – Terminologia: **NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Análise granulométrica: Vinícius Girardello - Tese de Doutorado. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2014

NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984-e, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de liquidez: **NBR 6459.** Rio de Janeiro, 1984-a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de plasticidade: **NBR 7180.** Rio de Janeiro, 1984-d, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos: **NBR 12004.** Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos: **NBR 12051.** Rio de Janeiro, 1991-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12023: Solo-cimento - Ensaio de compactação - Método de ensaio,** p. 6, Rio de Janeiro, 1992a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12024: Solo-Cimento-Moldagem e Cura de Corpos de prova Cilíndricas,** p. 5, Rio de Janeiro, 1992b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12025: Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos - Método de ensaio,** p. 2, Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática,** p. 4, Rio de Janeiro, 1992c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12253: Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento,** p. 4, Rio de Janeiro, 1992d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial,** p. 5, Rio de Janeiro/RJ, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações,** p. 33, Rio de Janeiro/RJ, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457: Amostras de Solos – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização,** p. 9, Rio de Janeiro/RJ, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de liquidez,** p. 6, Rio de Janeiro/RJ, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6489: Prova de Carga sobre Terreno de Fundação,** p. 2, Rio de Janeiro/RJ, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e Solos,** p. 18, Rio de Janeiro/RJ, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**, p. 8, Rio de Janeiro/RJ, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**, p. 3, Rio de Janeiro/RJ, 1984d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica**, p. 13, Rio de Janeiro/RJ, 1984e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7680: Concreto – Extração, Preparo e Ensaio de Testemunhos de Concreto**, p. 12, Rio de Janeiro/RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9813: Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação - Método de ensaio**, p. 5, Rio de Janeiro/RJ, 1987a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia - Método de ensaio**, p. 14, Rio de Janeiro/RJ, 1987b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: **NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estaca – Prova de carga estática: **MB 3472**. Rio de Janeiro, 1991-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos de Solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica: **NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984-c, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Prova de carga direta sobre terreno de fundação: **NBR 6489**. Rio de Janeiro, 1984-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Ensaio de Compactação: **NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986-b, 10p. Origem: Projeto NBR 7182/84.

ATKINSON, J. **An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. Londres, Inglaterra, McGraw-Hill, 1993, 337p.

ATKINSON, J.H. **An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. London: McGraw-Hill, p. 337, 1993.

ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 375p., 1978.

AZEVEDO, R. **Plane-stress program using the 8-node quadrilateral isoparametric finite element**. Bolder, Department of Civil Engineering, University of Colorado, 1982. 30p. (course, CE551).

BAILEY, A.C.; BURT, E.C. **Soil stress states under various tire loadings**. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, v. 31, n. 3, p.672-676, 1988.

BAILEY, A.C.; NICHOLS, T.A.; JOHNSON, C.E. **Soil stress state determination under wheel loads**. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, v. 31, n. 5, p.1309-1314, 1988.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G. **A state parameter for sands**. Géotechnique, London, v.35, n.2, p. 99-112, 1985.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; HACHEY, J. **The critical state of sands**. Géotechnique, London, v.41, n.3, p. 365-381, 1991.

BENEVELI, R. M. 2002. **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio).

BENTO, P.F.; CARVALHO, J.C. **Estudo da utilização de fibras de polipropileno como reforço de solos estabilizados para pavimentação da região de Urucu-Am**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba. Meio de divulgação: CD, 2006.

BHATTACHARYA, P.; BHOWMIK, D.; MUKHERJEE, S. P.; CHATTOPADHYAY, B. C. **Pullout Behaviour of Square Anchors in Reinforced Clay**. In.:The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (AICMAG), Goa, India, p. 3441-3447, 2008, Site: <http://www.civil.iitb.ac.in/~dns/IACMAG08/pdfs/M45.pdf> acessado em 30/05/2010.

BIRCH, A. J.; DICKIN, E. A. **The Response to Uplift of Pyramid Foundation in Cohesionless Backfill**. Computers & Structures, Pergamon, Vol. 68, p. 261-270, 1998, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 09/10/2012.

BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. **The measurements of soil properties in triaxial test**. London: Edward Arnold, 2ed., 277p., 1962.

BITTENCOURT, R. M.; TRABOULSI, M. A.; BITTENCOURT, R. M.; FONSECA, A. C.; PINTO, J. L. A. **Estudo da Influência de Variáveis no Controle da Resistência do Concreto Compactado com Rolo**. Trabalho da Disciplina de Concretos Especiais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BOUAZZA, A.; FINLAY, T. W. **Uplift Capacity of Plate Anchors Buried in a Two-Layered Sand**. Nota Técnica. Géotechnique, Vol. 40, no. 2, 293-297. 1990.

BUDINSKI, K.G. **Engineering materials, properties and selection**. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 653p., 1996.

BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO N.J. **Soil fiber reinforcement: basic understanding**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. Anais... v.1, p. 878-884, 1996.

CASAGRANDE, A. **The determination of the preconsolidation load and its practical significance**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. Proceedings... London: v.3, p.60, 1936.

CASAGRANDE, M. D. T., CONSOLI, N. C. **Comportamento a Grandes Deformações Cisalhantes de uma Areia Reforçada com Fibras**. In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba. Geosul' 2004. p.293 – 300, 2004.

CASAGRANDE, M. D. T., KNOP, A., CONSOLI, N. C., THOME, A. **Provas de Carga em Placa e Ring Shear em uma Areia Reforçada com Fibras de Polipropileno**. In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE V – 2004. São Paulo, v.2. p.402 – 410, 2004.

CASAGRANDE, M. D. T.; CONSOLI, N. C. **Comportamento de uma areia reforçada com fibras submetida a ensaios ring shear**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 4v., v.1, p.531-535, 2006.

CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. **Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.132, n.11, p. 1505-1508, 2006.

CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. **Closure to Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.133, n.12, p. 1635-1636, 2007.

CASAGRANDE, M.D.T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. Porto Alegre, 2005, 217p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. Porto Alegre, 2001, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N. **Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230, 2002.

CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M. **Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras**. Solos e Rochas, São Paulo,

ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.247-255, 2002.

CHATTERJEE, S.; HADI, A. S. **Regression Analysis By Example**. Fourth Edition, John & Wiley & Sons, INC., New Jersey, 2006, 375p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensões Admissíveis em Fundações Diretas**. Rima Editora, São Carlos/SP, p. 135, 2003.

CLAYTON, C.R.I.; BICA, A.V.D. **The design of diaphragm-type boundary total stress cells**. *Géotechnique*, v. 43, n. 4, p. 523-535, 1993.

CLAYTON, C.R.I.; VAN DER BERG, J.P.; HEYMANN, G.; BICA, A.V.D. **The performance of pressure cells for sprayed concrete tunnel linings**. *Géotechnique*, v. 52, n. 2, p. 107-115, 2002.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. **Cemented Sand Under Static Loading**. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981.

CONCEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEaux ÉLECTRIQUES (CIGRE). **Foundation Installation – An Overview**. Working Group B2.07. Technical Brochure. No 308. May, 2006.

CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEaux ÉLECTRIQUES (CIGRE). **Reliability Based Calibration of Foundations Strength Factor Using Full-Scale Test Data - A Guide for Design Engineers**. Working Group B2.07. Technical Brochure. No 363. August, 2008.

CONSOLI, N. C., BASSANI, M. A. A., FESTUGATO, L. **Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils**. *Geotextiles and Geomembranes* 28, 344-351. 2010a.

CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., FLOSS, M. F., FESTUGATO, L. **Fiber Reinforcement effects on sand considering a wide cementation range**. *Geotextiles and Geo-membranes* 27 (3), 196-203, 2010b.

CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., FLOSS, M. F., FESTUGATO, L. **Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 136 (5), 759-763, 2010c

CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., VIANA DA FONSECA, A., COOP, M. R. **Influence of cement-voids ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 138(1), 100-109. 2012d.

CONSOLI, N. C., FESTUGATO, L. HEINECK, K. S. **Strain hardening behaviour of fibre-reinforced sand in view of filament geometry**. *Geosynthetics International* 16, 109-115. 2009-b.

CONSOLI, N. C., FOPPA, D., FESTUGATO, L., HEINECK, K. S. (2007). **Key parameters**

for strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(2), 197-205.

CONSOLI, N. C., JOHANN, A. D. R., GAUER, E. A., SANTOS, V. R., MORETTO, R. L., CORTE, M. B. **Key parameters for tensile and compressive strength of silt–lime mixtures.** *Géotechnique Letters*, 2 (3), 81-85 (DOI: 10.1680/geolett.12.00014). 2012c.

CONSOLI, N. C., MORAES, R. R., FESTUGATO, L. **Variables controlling strength of fiber-reinforced cemented soils.** *Proceedings of ICE/UK – Ground Improvement* (accepted for publication). 2013a.

CONSOLI, N. C., ROTTA, G. V., PRIETTO, P. D. M. (2000). **Influence of curing under stress on triaxial response of cemented soils.** *Géotechnique*, 50 (1), 99-105.

CONSOLI, N. C., RUVER, C. A., GIRARDELLO, V., FESTUGATO, L., THOMÉ, A. **Effect of polypropylene fibers on the uplift behavior of model footings embedded in sand.** *Geosynthetics International*, 19, No. 1, 79–84. 2012-a.

CONSOLI, N. C., RUVER, C. A., SCHNAID, F., **Uplift Performance of Anchor Plates Embedded in Cement-Stabilized Backfill.** American Society of Civil Engineers, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, março de 2013

CONSOLI, N. C., THOMÉ, A., GIRARDELLO, V., RUVER, C. A. **Uplift behavior of plates embedded in fiber-reinforced cement stabilized backfill.** *Geotextiles and Geomembranes*, 35, 107-111. 2012-b.

CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A., FONINI, A., DALLA ROSA, F. **Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range.** *Geotextiles and Geomembranes* 27, 196-203. 2009-c.

CONSOLI, N. C.; LEHANE, B. M.; HELINSKI, M.; RICHARDS, D. J.; RATTLE, M. J. **On the Pullout of Footing Backfilled with Cemented Sand.** In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON APPLICATIONS OF COMPUTATIONAL MECHANICS IN GEOTECHNICS ENGINEERING., Portugal, 2007. *Proceedings*. London, UK : Taylor & Francis Group, 331-339, 2007.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(1), 96-101, 2003.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **Behavior of a Fiber-Reinforced Sand Under Large Strains.** In: 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005-a.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **Performance of fibre-reinforced sand at large shear strains.** *Géotechnique*, London, v.57, n.00, p. 1-6, 2007-a.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **The Effect of Fiber-Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand.** *Journal of Geotechnical*

and Geoenvironmental Engineering,, New York, v.131, 2005-b.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., THOME, A., DALLA ROSA, F., FAHEY, M. **Effect of relative density on plate loading tests on fibre-reinforced sand.** Géotechnique 59, No. 5, 471–476, 2009.

CONSOLI, N.C., HEINECK, C.S., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,, New York, v.133, n.11, p. 1466-1469, 2007-b.

CONSOLI, N.C., MONTARDO, J.P., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M. **Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites.** Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p.77-90, 2004.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; HEINECK, K.S. **Large Strain Behavior of Polypropylene Fiber-Reinforced Sandy Soil.** In:12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, USA. Soil America Rock 2003. v.2. p.2201 – 2206, 2003-c.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. **Plate load test on fiber-reinforced soil.** Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Reston - Virginia - USA, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003-b.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. **Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.128, n.6, p. 462-472, 2002.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. **The behavior of a fibre-reinforced cemented soil.** Ground Improvement, ISSMGE, v.3 n.3, p.21-30, 1999.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. **Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.12, p. 1211-1214, 1998.

CONSOLI, N.C.; ROSA, F.D.; FONINI, A. **Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, p. 1846-1856, 2009-a.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. **Interpretation of plate load tests on residual soil site.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.9, p. 857-867, 1998-b.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; VENDRUSCOLO, M.A. **Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and**

finite element analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14, Hamburgo. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, , p. 783-784, 1997-a.

CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. **Engineering behavior of randomly distributed fiber-reinforced cement soil.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, p.481-486, 1997.

CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.129, n.1, p. 96-101, 2003-a.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The mechanics of cemented carbonate sands.** Géotechnique, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993.

COOP, M.R. **The mechanics of uncemented carbonate sands.** Géotechnique, London, v.40, n.4, p. 607-626, 1990.

COOP, M.R.; CUCCOVILLO, T. **The influence of geological origin on the behaviour of carbonate sands.** In.: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PROBLEMATIC SOILS, 1998, Yanagisawa, Japan. Proceedings... Ed. Moroto & Mitachi, A. A. Balkema, Rotterdam, p. 607-610, 1998.

COOP, M.R.; LEE, I.K. **The behaviour of granular soils at elevated stresses.** In: C.P. WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM – PREDICTIVE SOIL MECHANICS, 1993. Proceedings... Thomas Telford, London, p. 186-198, 1993.

CROCKFORD, W.W.; GROGAN, W.P.; CHILL, D.S. **Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene.** Transportation Research Record, Washington D.C., n.1418, p.60-66, 1993.

CRUZ, R. C. **Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 95, 2004.

CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 216, 2008.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands.** Géotechnique, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs.** Géotechnique, v.47, n.1, p. 167-171, 1997.

CUDMANI, R. O. **Estudo do Comportamento de Sapatas Assentes em Solos Residuais**

Parcialmente Saturados através de Ensaio de Placa. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 150, 1994.

CUDMANI, R.O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa.** Porto Alegre, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

D'APOLLONIA, D.J.; POULOS, H.G.; LADD, C.C. **Initial settlement of structures on clay.** Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering, New York, ASCE, v.97, n.10, p. 1359-1357, 1971.

DALLA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curados Sob Tensão a partir de Ensaio Triaxiais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 104, 2006.

DALLA ROSA, F. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de Uma Areia Artificialmente Cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 191, 2009.

DALLA ROSA, F., CONSOLI, N. C. AND BAUDET, B. A. (2008). **An experimental investigation of the behavior of artificially cemented soil cured under stress.** *Geotechnique*, 58(8), 675-679.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. **Obtenção das Características de Resistência e Deformabilidade de um Solo Residual de Basalto Através de Ensaio de Placa.** XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingeniería Estructural. In: Anais do... CD-Rom, p. 1- 12, 2004a.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUIVER, C. A. **Determinação de Alguns Parâmetros Geotécnicos do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS.** 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (Geo Jovem 2004). In: Anais do CD-Rom, p. 1-6, 2004b.

DE VOS, M.; WENHAM, V. **Workpackage 3 - Innovative Design Methods in Geotechnical Engineering.** GeoTechNet – European Geotechnical Thematic Network, 2005, 90p., Site: <http://www.geotechnet.org>, acessado em 30/05/2010; Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP). **DER M 28- 61: Determinação do teor de umidade de solos pelo fogareiro.** São Paulo/SP, 1961.

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering.** Chapter One - Introduction, Numerical Methods, and Special Topics. New York, Mc- Graw Hill, 1977, 783p.

DESAI, C.S. **Nonlinear analysis using spline functions.** Journal Soil Mechanics and Foundations Engineering, New York, ASCE, v.97, n.10, p. 1305-1320, 1971.

DESAI, C.S.; REESE, L.C. **Analysis of circular footings on layered soil.** Journal Soil Mechanics and Foundations Engineering, New York, ASCE, v.96, n.2, p. 523-545, 1979.

DEWOOLKAR, M.M.; KO, H.Y.; PAK, R.Y.S. **Experimental developments for studying static and seismic behavior of retaining walls with liquefiable backfills**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 19, p. 583-593, 2000.

DIAMBRA, A., RUSSELL, A. R., IBRAIM, E., MUIR WOOD, D. **Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands**. Géotechnique, London, v.57, n.7, p. 623-628, 2007.

DIAMBRA, A.; RUSSELL, A. R.; IBRAIM, E.; MUIR WOOD, D. **Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands**. Géotechnique, London, v.57, n.7, p. 623-628, 2007.

DIAS, R. D. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, p. 347, 1987.

DICKIN, E. A.; KING, G. J. W. **Numerical Modelling of the Load-Displacement Behaviour of Anchor Walls**. Computers & Structures, Pergamon, Vol. 63, No. 4, p. 849-858, 1997, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 08/10/2012.

DICKIN, E. A.; LAMAN, M. **Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil**. Advances in Engineering Software, Elsevier, No. 38, p. 618-625, 2007, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 08/10/2012.

DONATO, M. **Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno**. Porto Alegre, 2003. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M. **Ensaio Triaxiais do Solo do Campo Experimental do CETEC/FAER/UPF**. Resultados realizados e fornecidos em meio digital pelo autor, sem publicação, 2005.

DONATO, M. **Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno**. Porto Alegre, 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. **Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, v.1, p.251-260, 2002.

DONATO, M.; FOPPA, D.; CERATTI, J. A. P.; CONSOLI, N. C. **Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.27, n.2, p. 161-179, 2004.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. **Non Linear Analysis of Stress and Strain in Soils**.

Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No SM5, 1629- 1953, 1970.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performace**. A Wiley-Interscience Publication. p. 577, 1988.

DYVIK, R.; ANDERSEN, K. H.; HANSEN, S. B.; CHRISTOPHERSEN, H. P. **Field Tests of Anchors in Clay I: Description**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 119, No 10, 1515-1531, 1991.

EDINÇLILER, A.; AYHAN, V. **Influence of tire fiber inclusions on shear strength of sand**. Geosynthetics International, Volume 17, Issue 4, 01 August 2010 , pages 183 –192

EVSTATIEV, D.; MILEV, G.; KARACHOROV, P. **Settlement of TV tower built on stabilized loess**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1209-1212, 1985.

FARO, V. P.. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes**. 2014. Tese (Doutorado em PPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULANI, N. **Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.14, n.1, p. 78-87, 1991.

FESTUGATO, L. **Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro- Reforçado com Fibras de Distintos Índices de Aspecto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 145, 2008.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2011. Tese (Doutorado em PPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

FESTUGATO, L., FOURIE, A. AND CONSOLI, N. C. (2013). **Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill**. *Géotechnique Letters*, 3(1), 5-12.

FEUERHARMEL, M.R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

FLOSS, M. F.. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. Tese (Doutorado em PPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: Análise experimental e micromecânica**. 2012. Tese (Doutorado em PPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande

Comportamento de Ensaios de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

do Sul, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 144, 2005.

FOX, P. J. **Discussion of Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.133, n.12, p. 1634-1635, 2007.

FRANK, R. **Some recent developments on the Behaviour of shallow foundations**. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1991

FREITAG, D.R. **Soil randomly reinforced with fibers**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.112, n.8, p. 823-826, 1986.

FREITAS, E.G.A.; CALLIL JR., C. **Estudo experimental do parâmetro K em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano**. XXXI Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Salvador, 2002.

GARCIA, J. G. D. **Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 124, 1998.

GARCIA, O. C.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. S. M. **Capacidade de Carga de Fundações Superficiais à Tração: a Influência do Reaterro**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). In: Anais do CD-Rom, p. 699-705, 2008.

GENS, A.; NOVA R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceeding. Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.485-494, 1993.

GHALY, A.; HANNA, A. **Ultimate Pullout Resistance of Single Vertical Anchors**. Nota Técnica. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, No. 5, 661-672, 1994.

GHAZAVI, M.; AMEL SAKHI, M. **Influence of optimized tire shreds on shear strength parameters of sand**. Introduction Journal of Geomechanics. ASCE, v.5, n.1, p.58-65, 2005.

GIRARDELLO, V. **Ensaio de Placa em Areia Não Saturada Reforçada com Fibras**. Dissertação de Mestrado. UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2010.

GOKHALE, N. S.; DESHPANDE, S. S.; BEDEKAR, S. V.; THITE, A.N. **Practical Finite Element Analysis**. Maharashtra, Índia, Finite to Infinite, K Joshi e Co, 2008, 452p.

GOMES, F.C.; JÚNIOR, C.C. **Avaliação das ações devidas aos produtos armazenados em silos horizontais**. XXXI Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Salvador, 2002.

GONÇALVES, F.P. **Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados.** PPGE/ UFRGS, Tese de Doutorado, p. 359, 2003.

GONÇALVES, F.P.; CERATTI, J.A.P.; BICA, A.V.D. **The use of embedded stress cells for monitoring pavement performance.** Geotechnical Testing Journal. ASTM, v.26, n.4, p.363-372, 2003.

GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. **Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.112, n.8, p. 804-820, 1986.

GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. **Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.112, n.8, p. 804-820, 1986.

GRAY, D.H.; MAHER, M.H. **Admixture stabilization of sands with random fibers.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1363-1366, 1989.

GRAY, D.H.; OHASHI, H. **Mechanics of fiber reinforcement in sand.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.109, n.3, p. 335-353, 1983.

HADALA, P.F. **The effect of placement method on the response of soil stress gages.** In: Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, The University of New Mexico Press, Albuquerque, NM, p.255-263, 1967.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentals of Physics Extended.** 5ª Edição, John Wiley & Sons, Inc., Nova Iorque, Estados Unidos da América, 1997, 1142p.

HANNA, A.M.; MEYERHOF, G.G. **Design charts for ultimate bearing capacity of foundation on sand overlying soft clay.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.17, n.2, p.300-303, 1980.

HANNA, T.H. **Field instrumentation in geotechnical engineering.** Trans Tech Publications. p. 843, 1985.

HANNANT, L. **Polymers and polymers composites.** In: J.M. ILLSTON. Construction materials: their nature and behavior. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon, p.359-403, 1994.

HARRIS, H.D.; BAKKER, D.M. **A soil stress transducer for measuring in situ soil stresses.** Soil & Tillage Research, v. 29, p. 35-48, 1994.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests.** London: Prentech Press, 339 p., 1980-a.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London: Prentech Press, 402 p., 1980-b.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests**. London: Prentech Press, 495 p., 1980-c.

HEINECK, K. S. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas Sob Tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 118, 1998.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A., CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes**. Solos e Rochas. São Paulo - SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p.3-17, 2003-a.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A., CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes**. Solos e Rochas. São Paulo - SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p.3-17, 2003-a.

HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C. **Discussion to Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.54, n.1, p.72-73, 2004.

HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C.; BICA, A. V. D.; FLORES, J. A. **Comportamento de misturas de cinza de carvão-bentonita e areia-bentonita**. Geotecnia. Lisboa - Portugal: v.99, p.60 - 78, 2003-b.

HEINECK, K. S.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. **Effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York, v.131, 2005.

HEINECK, K.S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais**. Porto Alegre, 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C. **Influência da adição de fibras na resistência última de solos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.1, p.403-408, 2002.

HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 495p., 1994.

HILMER, K. **Ground Improvement by soil replacement**. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.37-43, 1983.

HO, K. M. Y.; Ng. C. W. W.; Ho. K. K. S.; Tang. W. H. 2006. **State dependent soil-water characteristic curves (SDSWCCs) of weathered soils**. In: Fourth International Symposium

Vinícius Girardello - Tese de Doutorado. Porto Alegre: PPGE/UFRGS, 2014

on Unsaturated Soil, Carefree, AZ, Estados Unidos. Proceedings of the Fourth International Symposium on Unsaturated Soil, 2006. v. 1. p. 1302-1313.

HOARE, D.J. **Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings v.1, p.47-52, 1979.

HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. In: **Construction Materials; their nature and behavior.** London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 2ed., p.321-358, 1994.

HOMEM, T.R. **Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras.** Porto Alegre, 2002. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

HORPIBULSUK, S.; SUDDEEPPONG, C.; SUKSIRIPATTANAPONG, C.; CHINKULKIJNIWAT, A.; ARULRAJAH, A.; DISFANI, M. M. **Water-Void to Cement Ratio Identity of Lightweight Cellular-Cemented Material.** 2014. J. Mater. Civ. Eng.

HOUSTON, S. L.; Houston, W. N.; Wagner, A. M. 1994. **Laboratory filter paper suction measurements.** Geotechnical Testing Journal, v 17 (2), p. 185–194.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. **Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand.** In: NTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens. Proceedings. Rotterdam: A. A Balkema, 553-560, 1993.

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **Numerical Modelling of the Uplift Behaviour of Circular Plate Anchors in Sand.** Computational Civil and Structural, Editado por: Roeck, G.; Topping, B. H. V., p. 249-256, 2000.

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **Predictions of the Uplift Response of Model Belled Piles in Geogrid-Cell-Reinforced Sand.** Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, No. 19, p. 89-109, 2001a, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/06/2012.

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **The Influence of Soil Reinforcement on the Uplift Behaviour of Belled Piles Embedded in Sand.** Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, No. 19, p. 1-22, 2001b, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 08/10/2012.

ILAMPARUTHI, K.; MUTHUKRISHNAIAH, K. **Anchors in Sand: Delineation of Rupture Surface.** Ocean Engineering, Pergamon, Vol. 26, p. 1249-1273, 1999, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 08/10/2012.

ILLSTON, J.M. **Construction materials; their nature and behavior.** 2ed. London: E & FN Spon, 518p., 1994.

INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL (INMETRO). **Escopo da Acreditação - ABNT NBR ISSO/IEC 17025 Ensaio.** Brasília/DF, 2006. <http://www.inmetro.gov.br/laboratorios/rble/docs/CRL0027.pdf>,

acessado em 12/12, 2012.

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F. **Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (6), 520–529. 2002.

ISRM. **Suggested methods for pressure monitoring using hydraulic cells rock characterization testing and monitoring**, ISRM Suggested Methods, Pergamon Press, Oxford, p. 201-211, 1981.

JAEGER, J. C., COOK, N. G. W. AND ZIMMERMAN, R. W. (2007). **Fundamentals of rock mechanics**. Blackwell Publishing, 4th Edition, 475p.

JEFFERIES, M.G.; BEEN, K. **Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics**. Canadian Geotechnical Journal. Ottawa, v.24, n.3, p. 441-446, 1987.

JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. **Direct shear tests on reinforced sand**. Géotechnique, London, v.37, n.1, p.53-68, 1987.

JOHANN, A. D. R. **Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em longos períodos de cura**. 2013. Tese (Doutorado em PPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

JOHNSTON, C.D. **Fiber-reinforced cement and concrete**. In: Advances in concrete technology. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p.603-673., 1994.

JUNIOR, L. DA S. L. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. 2007. Dissertação (Mestrado em Programa de Pós Graduação Em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

KANAKAPURA, S.; RAO, S. S.; KUMAR, J. **Vertical Uplift Capacity of Horizontal Anchors**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 120, No 7, 1134-1147, 1994.

KANIRAJ, S.R.; HAVANAGI, V.G. **Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.7, p.574-584, 2001.

KIRBY, J.M. **Soil stress measurement**. Part 2: Transducer beneath a circular loaded area. Journal of Agricultural Engineering Research, v. 73, p. 141-149, 1999.

KISHIMOTO, H.J.; WAY, T.R.; TANIGUCHI, T. **Three-directional contact stress distributions for a pneumatic tractor tire in soft soil**. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, v. 41, n. 5, p. 1237-1242, 1998.

KNOP, A. **Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 67, 2003.

KNOP, A. **Estudo do Comportamento de Liners Atacados por Ácido Sulfúrico**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 230, 2007.

KOVACS, A.; BLOUIN, S.; MCKELVY, B.; COLLIGAN, H. **On The Theory Of Ground Anchors**. U.S. Army Material Command. National Technical Information Service. Hanover, New Hampshire. 1975.

KRISHNA, Y. S. R. **Numerical Analysis of Large Size Horizontal Strip Anchors**. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Faculdade de Engenharia, Instituto Indiano de Ciência. Balgalore, Índia, P. 194, 2000.

KUMAR, A.; KAUR, A. **Model tests of square footing resting on fibre-reinforced sand bed**. Geosynthetics International, Volume 19, Issue 5, 01 October 2012 , pages 385 –392

KUMAR, J. **Uplift Resistance of Strip and Circular Anchors in a Two Layered Sand**. Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 43, No. 1, p.101-107. 2003.

LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L. TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests**. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988.

LADD, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.1, n.1, p.16-23, 1978.

LADE, P. V.; DUNCAN, J. M. **Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No GT10, 1037-1053, 1975.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**, SI version. New York, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, 553p., 1979.

LEMOS, L.J.L.; VAUGHAN, P.R. **Clay-interface shear resistance**. Géotechnique, London, v.50, n.1, p. 55-64, 2000.

LEMOS, R. G. **Estudo do Comportamento Hidráulico, Mecânico e Químico do Barreiras Hidráulicas Verticais Compostas por Solo Residual, Bentonita e Cimento, Sob Ação de Substâncias Agressivas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 310, 2006.

LEOCÁDIO, G. A. S. **Reforço de solo laterítico com fibras de sisal de distribuição aleatória tratadas superficialmente com EPS reciclado**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) - Universidade Federal de Ouro Preto, 2005.

LEOCÁDIO, G. A. S.; BOTARO, V. R.; RIBEIRO, L. F. M. **Inclusão aleatória de fibras**

curtas de sisal tratadas com poliestireno expandido (EPS) reciclado para reforço de solos lateríticos. In: 8º CONGRESSO BRASILEIRO DE POLÍMEROS, 2005, Águas de Lindóia. 8º CBPol. v. 1, p. 408-409, 2005.

LEOCÁDIO, G. A. S.; BOTARO, V. R.; RIBEIRO, L. F. M. **Superficial treatment of sisal fiber with recycled EPS for use as reinforcement of lateritic soil.** In: 41st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON MACROMOLECULES WORLD POLYMER CONGRESS – MACRO 2006.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Behaviour and proprieties of natural and soft rocks.** In: Tan *et al.* (Eds). *Characterization and Engineering Proprieties of Natural Soils.* Lisse: Swets e Zeitlinger. p.29-254. 2003.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in the natural soil and weak rocks.** *Géotechnique*, London, vol. 40. n.3, p.467-488. 1990.

LEROUEL, S.; Hight, D. W. 2003. **Behavior and properties of natural soils and a soft rocks.** *Characterization and engineering properties of natural soils.* Tan *et al.*(eds), v. 1, p. 29-254.

LI, L.; MITCHELL, R. **Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands.** *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v.25, n.2, p.389-395, 1988.

LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; THOMASI, L. **The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short synthetic fiber.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., 1996, San Diego. *Proceedings...* v.1, p.868-877, 1996.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2007.

LOPES JUNIOR, L. S.; THOMÉ, A. **Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul.** Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS 2005), Passo Fundo/RS, 2005 (Site: <http://www.multisolos.com.br/upload/artigos/III%20GEO-RS.pdf>, em: 11/12/2012).

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. **Shear strength of randomly distributed moist fibre-reinforced sand.** *Geosynthetics International*, Volume 17, Issue 2, 01 April 2010 , pages 100 –106

MAHER, M.H.; GRAY, D.H. **Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers.** *Journal of Geotechnical Engineering*, New york, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.

MAHER, M.H.; GRAY, D.H. **Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. **Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads.** Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.16, n.3, p.330-338, 1993.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. **Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.120, n.8, p. 1381-1393, 1994.

MÁNTARAS, F. M. **Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Não Saturados.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC, p. 150, 1995.

MARINHO, F. A. M. 2002. **Soil suction measurement in soil and porous material. Short course on unsaturated soils geodenver.** ASCE, Denver, Colorado, 2000.

MARINHO, F. A. M. **A Técnica do Papel Filtro para Medição de Sucção.** Encontro sobre Solos não Saturados. Porto Alegre/RS In: Anais do..., p. 112 a 125, 1995.

MARSLAND, A.; EASON, B.J. **Measurements of displacement in the ground below loaded plates in deep boreholes.** In: BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY SYMPOSIUM ON FIELD INSTRUMENTATION, 1973, Butterworths. Proceedings. p.304-317, 1973.

MASHIMO, H.; ISHIMURA, T. **Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel Tunnelling and Underground Space Technology,** v. 18, p. 233-241, 2003.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. **Effect of inclusion properties on the behavior of sand.** Géotechnique, London, v.28, n.3, p.327-346, 1978.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; HYTIRIS, N. MERCER, F.B. **Soil strengthening using randomly distributed mesh elements.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., São Francisco, Proceedings... v.3, p.1735-1738, 1988.

MEDERO, G. M. **Comportamento de um Solo Colapsível Artificialmente Cimentado.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 297, 2005.

MELLIOS, G.A. **Provas de carga em solos porosos.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. Anais ... São Paulo: ABMS/ABEF, v.2, p.73-102, 1985.

MERIFIELD, R. S.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W. **Three-Dimensional Lower-Bound Solutions for the Stability of Plate Anchors in Sand.** Géotechnique, Vol. 56, no. 2, 123-

132. 2006.

MERIFIELD, R. S.; SLOAN, S. W.; YU, H. S. **Stability of Plate in Undrained Clay**. *Geotechnique*, Vol. 51, no. 1, p. 141-153, 2001.

MEYERHOF, G.G. **Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay**. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 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*, Ottawa, v.15, n.4, p.565-572, 1978.

MICHALOWSKI, R.L.; CERMÁK, J. **Triaxial compression of sand reinforced with fibers**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.129, n.2, p.125-136, 2003.

MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P. **Stress and deformations in stabilized loess**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. *Proceedings...* Rotterdam: A.A.Balkema, 3v, v.2, p.193-197, 1981.

MITCHELL, J. K. (1981). **Soil improvement - State-of-the-art report**. *Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng.*, Vol. 4, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 509-565.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**, 2^aed., Wiley, New York, 1993.

MITCHELL, J.K.; KATTI, R.K. **Soil improvement**. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm., *Proceedings...* Rotterdam: A. A. Balkema, v.4, p.261-317, 1981.

MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. *Solos e Rochas*, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3, p.191-209, 2002.

MOREL, J.C.; GOURC, J.P. **Mechanical behaviour of sand reinforced with mesh elements**. *Geosynthetics International*, Minnesota, v.4, n. 5, p.481-508, 1997.

MSPC. **Ferros & Aços II-10. Informações Técnicas**. 2010 <http://www.mspc.eng.br/ciemat/aco210.shtml>, acessado em 11/10/2010.

MURRAY, E. J.; GEDDES, J. D. **Uplift of Anchor Plates in Sand**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No 3, 202-215, 1987.

MURRAY, J.J.; FROST, J.D.; WANG, Y. **Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions**. In: PROC. OF THE 79TH ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, Washington. 29p., 2000.

NATARAJ, M.S.; ADDULA, H.R.; MCMANIS, K.L. **Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. Proceedings... Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, v.1, p.826-835, 1996.

NGUYEN, M. D.; YANG, K. H.; LEE, S. H.; WU, C. S.; TSAI, M. H. **Behavior of nonwoven-geotextile-reinforced sand and mobilization of reinforcement strain under triaxial compression**. Geosynthetics International, Volume 20, Issue 3, 01 June 2013, pages 207 –225

OLGUN, M. **Effects of polypropylene fiber inclusion on the strength and volume change characteristics of cement-fly ash stabilized clay soil**. Geosynthetics International, Volume 20, Issue 4, 01 August 2013 , pages 263 –275

OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. **Effect of plastic wastes in improving cemented-treated soils**. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY. Proceedings... Rotterdam, Balkema, p.875-880, 1996.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª Edição, p. 391. 2007. Disponível no site: www.terratek.com.br, acessado em 11/12/2012.

PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. **Design of Shallow Foundations under Tensile Loading for Transmission Line Towers: Na Overview**. Engineering Geology, Elsevier, No. 101, p. 226-235, 2008, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/12/2012.

PALMEIRA, E.M. **Evolução dos geossintéticos no Brasil**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS. Geossintéticos 95... Palestras especiais, p.5-15, 1995.

PALMEIRA, E.M. **Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos**. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. Geossintéticos 92... Brasília, p.1-20, 1992.

PELLS, P.J.N. **Plate loading tests on soil and rock**. In: EXTENSION COURSE ON IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, 1983, Sydney. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, p.73-85, 1983.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Comportamento de Ensaios de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

Textos, 247p., 2000.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. New York: John Wiley, 1973. 411p.

POULOS, S.J. **The steady state of deformation**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, v.17, GT5, p.553-562, 1981.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de Um Solo Artificialmente Cimentado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 150, 1996.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 218, 2004.

RANJAN, G.R.; CHARAN, H.D. **Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.122, n.6, p.419-426, 1996.

RATTLEY, M. J.; LEHANE, B. M.; CONSOLI, N. C.; RICHARDS, D. J. **Uplift of Shallow Foundations with Cement-Stabilised Backfill**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, ICE, Vol. 161, N. 2, May, p. 103-110, 2008.

RIOS, S.; FONSECA, A. V.; BAUDET, B. A. **Effect of the Porosity/Cement Ratio on the Compression of Cemented Soil**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 138(11), 1422-1426.

ROBERTSON, P.K. **In situ testing and its application to foundation engineering**. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.23, p.537-588, 1986.

ROSETE, A.; LOPES, M. P.; LOPES-PINHO, M.; LOPES, M. L. **Tensile and hydraulic properties of geosynthetics after mechanical damage and abrasion laboratory tests**. Geosynthetics International, Volume 20, Issue 5, 01 October 2013 , pages 358 -374

ROTTA, G. V. **Cimentação Introduzida Sob Tensão: Compreendendo a Importância do Índice de Vazios de Formação da Estrutura no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 134, 2000.

ROTTA, G. V. **Plastificação de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 198, 2005.

ROWE, R. K.; BOOKER, J. R. **The Elastic Displacement of Single and Multiple Underream Anchors in a Gibson Soil**. Géotechnique, Vol. 31, no. 1, 125-141. 1981.

ROWE, R. K.; DAVIS, E. H. **The Behaviour of Anchor Plates in Clay**. Géotechnique, Vol. 32, no. 1, 9-23. 1982a.

ROWE, R. K.; DAVIS, E. H. **The Behaviour of Anchor Plates in Sand**. Géotechnique, Vol. 32, no. 1, 25-41. 1982b.

RUVER, C. A. **Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 180, 2005.

RUVER, C. A., **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solo Tratado com Cimento**. Tese de Doutorado. UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2011.

RUVER, C. A.; HÖRLE, J. F. **Durabilidade de um Solo Contaminado por Óleo Diesel Remediado pela Técnica de Solidificação/Estabilização**. VI Seminário de Engenharia Sanitária e Ambiental (SEMESAM). In: Anais do... . CD-Rom, 2004.

SAKAI, T.; TANAKA, T. **Experimental and Numerical Study of Uplift Behavior of Shallow Circular Anchor in Two-Layered Sand**. Journal Of The Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, April, p. 469-477, 2007.

SALDANHA, R. B.. **Dosagem de Misturas de Cinza Pesada-Cal de Carbureto**. 2014. Dissertação (Mestrado em Programa de Pós Graduação Em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

SALES, L. F. P. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas Sob Tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 129, 1998.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SANTONI, R.L.; TINGLE, J.S.; WEBSTER, S.L. **Engineering Properties of sand-fiber mixtures for road construction**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.3, p.258-268, 2001.

SANTOS, A.P.S. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral**. Porto Alegre, 2004. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SANTOS, A.P.S. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra sob Altas Pressões**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 171, 2008.

SAWWAF, M. El; NAZIR, A. **The Effect of Soil Reinforcement on Pullout Resistance of an Existing Vertical Anchor Plate in Sand**. Computers and Geotechnics, Elsevier, No. 33, p. 167-176, 2006, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 05/12/2012.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M. **Static Properties of Lightly Cemented Sand**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 no GT12, 1978; SIMONS, N. E.;

Comportamento de Ensaio de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

MENZIES, B. K. **A Short Course in Foundation Engineering**. Butterworth & Co., p. 159, 1977.

SCHOFIELD, A.W.; WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics**. London, McGraw-Hill, 1968.

SELIG, E.T. **Soil stress gage calibration**. Geotechnical Testing Journal. ASTM, v. 3, n. 4, p. 153-158, 1980.

SHENBAGA R.; KANIRAJ, V.; GAYATHRI. **Geotechnical behavior of fly ash mixed with randomly oriented fiber inclusions**. Geotext Geomembrane. v.21, p.123-149, 2003.

SHEWBRIDGE, E.; SITAR, N. **Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.115, n.8, p.1134-1147, 1989.

SHEWBRIDGE, E.; SITAR, N. **Deformation-based model for reinforced sand**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.7, p.1153-1170, 1990.

SILVA, C.C.; BOSZCZOWSKI, R.B.; KORMANN, A.C.M.; PERNA, B.P.J.C.N. **Estudo do comportamento de dois solos reforçados com fibras de polipropileno, PET, sisal e raspas de pneu**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 4v., v.1, p.519-524, 2006.

SILVA, M.A.; BUENO, B.S.; LIMA, D.C. **Estabilização de solos com inclusões curtas aleatórias**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995. Geossintéticos 95... p.327-335, 1995.

SILVANI, C.. **Influência da temperatura de cura no comportamento mecânico de misturas areia-cinza volante-cal**. 2013. Dissertação (Mestrado em Programa de Pós Graduação Em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

SITHARAM, T. G.; SIREESH, S. **Model studies of embedded circular footing on geogrid-reinforced sand beds**. Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p.69-76, 2004.

SKEMPTON, A.W. **The pore-pressure coefficients A and B**. Géotechnique, London, v.4, p.143-147, 1954.

SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação**. Porto Alegre, 2000. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SPECHT, L.P.; HEINECK, K.S.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.1, p.15-34, 2002.

SPINELLI, L.F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. Porto Alegre, 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

STAUFFER, S.D.; HOLTZ, R.D. **Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand**. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.1474, p.82-95, 1996.

STEWART, S. **Uplift Capacity of Circular Plate Anchors in Layered Soil**. Nota Técnica. Canadian Geotechnical Journal, No. 22, 589-592, 1985.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Editora da UFRGS, Porto Alegre/RS, 126p., 2002.

STROUD, M. A. **The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus**. 1971. PhD thesis – University of Cambridge - UK.

TAGAYA, K.; SCOTT, R. F.; ABOSHI, H. **Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand**. Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 28, No. 3, p. 114-130. 1988.

TAGAYA, K.; TANAKA, A.; ABOSHI, H. **Application of Finite Element Method to Pullout Resistance of Buried Anchor**. Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 23, No. 3, p. 91-104. 1983.

TAYLOR, D.W. **Pressure distribution theories, earth pressure cell investigations and pressure distribution data**. US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1947.

TAYLOR, G.D. **Materials in construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994.

TEODORO, J.M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. São Paulo, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP.

TEODORO, J.M.; BUENO, B.S. **Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. Anais... v.2., p.1093-1100, 1998.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 722p., 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2.ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.

TESSARI, M.A. **Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratados com cimento**. Porto Alegre, 1998. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
Comportamento de Ensaio de Arrancamento de Placas Embutidas em Camadas de Solo-Cimento-Fibra.

Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Porto Alegre, 1999. 238p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. **Previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.3, p.1447-1456, 2002.

THORNE, C. P.; WANG, C. X.; CARTER, J. P. **Uplift Capacity of Rapidly Strip Anchors in Uniform Strength Clay**. Géotechnique, Vol. 54, no. 8, p. 507-517, 2004.

TINGLE, J. S.; SANTONI, R. L.; WEBSTER, S. L. **Full scale filed tests of discreet fiber-reinforced sand**. Journal of Transactional Engineering, ASCE, v.128, n.1, p.9-16, 2002.

TRAUTMANN, C. H.; KULHAWY, F. H. **Uplift Load-Displacement Behavior of Spread Foundations**. Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, No 2, 168-184, 1988.

U. S. Army Corps of Engineers. **Instrumentation of Embankment Dams and Levees: EM 1110-2-1908**. June 30, 1995. Disponível em: <<http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/>>. Acessado em: 18 de junho de 2001.

ULBRICH, L.A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. Porto Alegre, 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USAGE). **Tractability Studies for Solidification / Stabilization of Contaminated Material**. Technical Letter N. 1110- 1-158, Washington, 1995.

VAN IMPE, W.F.V. **Soil improvement techniques and their evolution**. Rotterdam, A.A. Balkema, 125p., 1989.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Vol. 1, Oficina de Textos, São Paulo/SP, p. 226, 2004.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações – Aspectos Geotécnicos**. Notas de Aula – NA 01/82: Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ, 5ª Edição, Vol. 2/3, p. 326-329 e 353- 355. 1987.

VENDRUSCOLO M.A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em um Solo Melhorado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 141, 1996.

VENDRUSCOLO, M. A. **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 224, 2003.

VÉSIC, A.S. **Bearing capacity of shallow foundations**. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, p.121-147, 1975.

VESIC, A.S.; CLOUGH, E.W. **Behaviour of granular materials under high stresses**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, New York, ASCE, 94(SM3), p.661-688, 1968.

VIDAL, H. **The principle of reinforced earth**. Highway Research Record. Washington, D.C., NCR-HRB, n.282, p.1-16, 1969.

WEILER, W.A.; KULHAWY, F.H. **Factors affecting stress cell measurements in soil**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 108, p.1529-1548, 1982.

WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge. 462p. 1990.

YAMAMURO, J.A.; BOPP, P.A.; LADE, P.V. **One-dimensional compression of sands at high pressure**. Journal of Geotechnical Engineering. New York, v.122, n.2, p.147-154, 1996.

YETIMOGLU, T.; SALBAS, O. **A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete**. Geotextiles & Geomembrane. v.21, p.103-110, 2003.

ZHANG, G.H.; ZHANG, R.H.; SHANG, F.L. **Analysis of PLT and CPT by oedo-triaxial model**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.363-366.

ZHOU, J.; Yu. J. L. 2005. **Influences affecting the soil water characteristic curve**. Journal of Zhejiang University Science, v. 6A(8), p. 797-804.

ZIENKIEWICS, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method - Vol. 2: Solid Mechanics**. 5a Edição, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000, 459p.

ZORNBERG, J.G. **Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.52, n.8, p.593-604, 2002.