

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

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO-
FIBRA SOB ALTAS PRESSÕES

Ana Paula Silva dos Santos

Porto Alegre

2008

ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA

Ana Paula Silva dos Santos

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-
CIMENTO-FIBRA SOB ALTAS PRESSÕES**

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 E PROF.^a DR.^a. KARLA SALVAGNI
HEINECK

Porto Alegre

2008

SANTOS, Ana Paula Silva dos

Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra sob Altas Pressões / Ana Paula Silva dos Santos. – PPGEC/UFRGS, 2008.

169p.

Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Doutor em Engenharia. Orientadores: Nilo Cesar Consoli e Karla Salvagni Heineck

1. Engenharia Civil/Geotecnia/Desenvolvimento de Novos Materiais Geotécnicos;

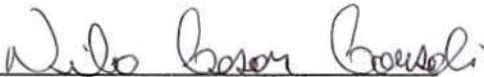
I. Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra sob Altas Pressões

ANA PAULA SILVA DOS SANTOS

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-
CIMENTO-FIBRA SOB ALTAS PRESSÕES**

Esta Tese de Doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2008



Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador



Karla Salvagni Heineck
Dr.ª. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA:

Professor Antônio Thomé
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Professor Pedro Domingos Marques Prietto
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Professor Samir Maghous
Ph.D. Université de Marne La Vallée, FR

Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford

*Aos meus pais
Paulo e Lana*

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas contribuíram para que este trabalho pudesse ser realizado tão rapidamente. Agradeço imensamente a todas estas pessoas.

Em especial agradeço aos meus orientadores, Nilo, Karla e Matthew, pela confiança que depositaram em mim, pela atenção, dedicação e empenho com que me orientaram, pela amizade e por todos os ensinamentos que me passaram.

Aos professores da área de Geotecnia, do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelos ensinamentos e pela boa vontade em esclarecer toda e qualquer dúvida.

Agradeço também ao professor Ruy Menezes, um segundo pai, por ter me apresentado à iniciação científica, pelas orientações e por sempre ter acreditado em mim e apoiado as minhas decisões.

A todo o pessoal do laboratório sempre pronto para ajudar em qualquer situação com interesse e boa vontade, agradeço por tudo.

À Raquel pelo carinho com que sempre me recebe e pelas conversas animadas durante o “cafezinho”.

À Carmem, a Liliane e à Ana Luisa pela ajuda na solução dos problemas burocráticos.

Aos meus colegas e amigos de Pós-graduação pela solidariedade nas horas difíceis de estudos pelos “galhos quebrados”.

Aos bolsistas pela grande ajuda com a execução de ensaios.

Agradeço ao CNPq pelo apoio financeiro, sem o qual eu não teria concretizado este projeto.

Ao João, meu maninho de coração, à Carol, minha amiga do coração, à Aline, minha prima amada e ao amigão Diego Foppa, agradeço pela amizade, incentivo e apoio incansáveis. Agradeço também a um amigo distante mas a quem devo muito, Pedro.

Ao meu namorado, agradeço pelo carinho, pela força e pela paciência e pela compreensão da minha total falta de tempo nos últimos meses.

Agradecimento mais que especial tenho a dar aos meus pais, pelo amor, carinho, compreensão, confiança e por sempre terem me incentivado e apoiado em todas as decisões que tomei na vida. Essa conquista é dedicada a vocês. Obrigado mano e mana por torcerem por mim. Amo muito vocês.

Obrigada também aos meus amados tios, Alcir e Ieda, meus segundos pais, com quem sempre posso contar em qualquer situação. Sem nenhuma sombra de dúvidas esta conquista tem muito de vocês.

Aos meus avós, José e Maria e Marino e Doralina, que sempre foram exemplos de força, coragem, determinação e carinho, que infelizmente não estão mais aqui, mas tenho certeza que me auxiliaram de onde estão e a todos os familiares que mesmo de longe, tenho certeza que torceram muito por mim.

Por fim, agradeço à Deus pela oportunidade de estar aqui, compartilhando a vida, ensinamentos e aprendendo...

Ana Paula Silva dos Santos

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	09
LISTA DE TABELAS.....	13
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....	14
RESUMO.....	16
ABSTRACT.....	17
1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1. PROBLEMA DE PESQUISA.....	18
1.2. OBJETIVOS.....	21
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	23
2.2. SOLOS ESTRUTURADOS.....	24
2.2.1. Solos Cimentados.....	25
2.2.1.1. Solos Cimentados Artificialmente.....	26
2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS CIMENTADOS.....	26
2.3.1. Aspectos Gerais.....	26
2.3.2. Comportamento sob Carregamento Isotrópico.....	29
2.4. SOLOS REFORÇADOS.....	33
2.4.1. Reforço com Fibras.....	34
2.4.1.1. Tipos de fibras empregadas como reforço.....	36
2.4.2. Comportamento dos Solos Reforçados com Fibras.....	40
2.4.2.1. Fatores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com fibras.....	40
2.4.2.2. Mudanças no comportamento dos solos reforçados com fibras.....	42
2.5. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	59
2.5.1. Conceitos Fundamentais.....	59
2.5.2. Comportamento de Areias Reconstituídas.....	67
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	73
3.1. MATERIAIS.....	73
3.1.1. Areia.....	74
3.1.2. Fibras.....	75
3.1.3. Cimento.....	76
3.1.4. Água.....	76
3.2. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	77
3.3. PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	79

3.3.1. Ensaio de Compressão Triaxial até 1200kPa e Compressão Isotrópica.....	79
3.3.2. Ensaio Triaxiais até 7000kPa.....	80
3.4. EQUIPAMENTOS.....	81
3.4.1 Ensaio Triaxial até 1200kPa.....	81
3.4.2. Ensaio Triaxial até 7000kPa.....	82
3.4.3. Ensaio de Compressão Isotrópica com Aplicação de Altas Tensões.....	84
3.5. MÉTODOS DE ENSAIOS.....	85
3.5.1. Ensaio de Compressão Triaxial.....	85
3.5.2. Ensaio de Compressão Isotrópica com Aplicação de Altas Tensões.....	87
3.6. ANÁLISE DO ALONGAMENTO E RUPTURA DAS FIBRAS.....	88
3.7. DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS.....	89
4. RESULTADOS E ANÁLISES.....	91
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	91
4.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.....	91
4.2.1. Compressibilidade da Areia, Areia Reforçada, Areia Cimentada e Areia Cimentada Reforçada.....	92
4.2.2. Rigidez.....	95
4.2.3. Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras em Compressão Isotrópica.....	99
4.2.4. Estudo da Quebra dos Grãos.....	101
4.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	104
4.3.1. Mecanismos de Deformação e Ruptura.....	104
4.3.2. Comportamento Tensão x Deformação.....	106
4.3.3. Identificação do Estado Crítico para Areia e Areia-Fibra.....	115
4.3.3.1. Dilatância e Envoltória do Estado Crítico.....	115
4.3.3.2. Envoltória no Estado Crítico Obtida de Ensaio Triaxiais x Envoltória Obtida de Ensaio Ring Shear.....	120
4.3.3.3. Linha do Estado Crítico (LEC).....	124
4.3.3.4. Superfícies de Estado Limite – Normalização.....	127
4.3.4. Identificação do Estado Crítico para Areia-Cimento e Areia-Cimento-Fibra.....	131
4.3.4.1. Dilatância e Envoltória do Estado Crítico.....	131
4.3.4.2. Linha do Estado Crítico (LEC).....	136
4.3.4.3. Superfícies de Estado Limite – Normalização.....	137
4.3.5. Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras em Compressão Triaxial.....	142
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	146
5.1. CONCLUSÕES.....	146
5.2. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	155

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1:	Comportamento de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão isotrópica (Vaughan et al., 1988).....	30
Figura 2.2:	Comportamento de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão isotrópica para areias fortemente e fracamente estruturadas (Cuccovillo e Coop, 1999).....	31
Figura 2.3:	Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994).....	36
Figura 2.4:	Representação da (a) Linha de Compressão Normal e da (b) Linha do Estado Crítico. (Atkinson, 1993).....	62
Figura 2.5:	Representação da (a) envoltória de pico e da (b) Superfície Limite de Estado. (Atkinson, 1993).....	63
Figura 2.6:	(a) Parâmetros para normalização (Atkinson, 1993) e (b) superfície limite de estado no plano normalizado $q/p'e : p'/p'e$ (Atkinson e Bransby, 1978)..	64
Figura 2.7:	Representação superfície limite de estado completa (a) no plano normalizado e (b) no espaço $q:p':v$ (Atkinson e Bransby, 1978).....	65
Figura 2.8:	Relação entre q / p' e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993).....	66
Figura 2.9:	Comportamento de solos considerados “ideais”, interpretados através de conceitos básicos da TEC (Leroueil, 1997).....	67
Figura 2.10:	LEC apresentada no plano e : $\ln p'$ para a areia Erksak (Been et al., 1991)...	70
Figura 2.11:	Ensaio de compressão isotrópica para a areia carbonática de Dogs Bay (Coop, 1990).....	71

CAPÍTULO 3

Figura 3.1:	Curva granulométrica da areia de Osório.....	74
Figura 3.2:	Aspecto das fibras de polipropileno com 24 mm de comprimento e imagem de microscopia eletrônica das fibras (aumento de 90x).....	76
Figura 3.3:	Detalhe do equipamento triaxial e aplicação de vácuo durante a moldagem do corpo de prova.....	80
Figura 3.4:	(a) Detalhe da câmara triaxial e acessórios e (b) Detalhe dos inclinômetros aplicados na amostra.....	82
Figura 3.5:	Visão geral do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão triaxial até 7000kPa.....	83

	10
Figura 3.6: Detalhe da instrumentação interna do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão triaxial até 7000kPa.....	83
Figura 3.7: Visão geral do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão isotrópica.....	84
Figura 3.8: Detalhe da instrumentação local utilizada nos ensaios de compressão isotrópica.....	85
CAPÍTULO 4	
Figura 4.1: Curvas tensão efetiva média x volume específico da areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra.....	93
Figura 4.2: Análise da influência da inclusão de fibras na rigidez das amostras de areia cimentada (b) e não cimentada (a) em compressão isotrópica.....	96
Figura 4.3 Relação entre o índice de vazios inicial e o módulo volumétrico (B) para amostras cimentadas e não cimentadas em 3 níveis de tensões diferentes: (a) 1000kPa, (b) 2000kPa e (c) 10000kPa.....	98
Figura 4.4: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra e areia-cimento-fibra.....	99
Figura 4.5: Representação do mecanismo de alongamento e ruptura das fibras submetidas à compressão isotrópica (Casagrande, 2005).....	101
Figura 4.6: Comparação entre as curvas granulométricas da (a) areia, antes e após ensaio isotrópico, (b) areia e areia-fibra após o ensaio, (c) areia-cimento e areia-cimento-fibra após o ensaio e (d) areia e areia-cimento após o ensaio.....	103
Figura 4.7: Mecanismo de deformação das amostras de areia e areia reforçada submetida à compressão triaxial.....	105
Figura 4.8: Mecanismo de deformação e ruptura das amostras cimentadas submetida à compressão triaxial: (a) tensão confinante de 20kPa e (b) tensão confinante de 400kPa.....	105
Figura 4.9: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para os materiais estudados em ensaios de compressão triaxial em diferentes níveis de tensão: (a) 100kPa, (b) 800kPa e (c) 3400 e 5400kPa.....	108
Figura 4.10: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para areia e areia-fibra em ensaios de compressão triaxial realizados por Festugato (2008).....	109
Figura 4.11: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para areia e areia-fibra em ensaios de (a) compressão triaxial e (b) descarregamento lateral e p' constante realizados por Casagrande (2005)....	111

Figura 4.12: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para areia cimentada em ensaios de compressão triaxial realizados por Consoli et al. (2008-b).....	112
Figura 4.13: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para (a) areia e (b) areia reforçada submetidas à compressão triaxial.....	116
Figura 4.14: Envoltórias no estado crítico para (a) areia com e sem reforço e (b) detalhe das envoltórias.....	118
Figura 4.15: Relação da variação de M para a areia reforçada.....	119
Figura 4.16: Curvas tensão cisalhante - deformação cisalhante –(a) deslocamento horizontal para areia e (b) areia reforçada com fibras.....	121
Figura 4.17: Detalhe de comparação das envoltórias de resistência para areia e areia-fibra em ensaios triaxiais e ring shear.....	122
Figura 4.18: Comparação das envoltórias de resistência para areia e areia-fibra em ensaios triaxiais e ring shear.....	124
Figura 4.19: Linha de Estado Crítico para areia e areia-fibra no espaço $v:lnp'$	125
Figura 4.20: Linha de Estado Crítico para areia de Dog's Bay (a) e de Toyoura e Leighton Buzzard (b) no espaço $v:lnp'$ (Klotz e Coop, 2002).....	126
Figura 4.21: Superfícies de estado limite para areia e areia-fibra normalizadas pelas respectivas LCNs.....	129
Figura 4.22: Superfícies de estado limite para areia e areia-fibra normalizadas pela LCN da areia.....	130
Figura 4.23: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para areia-cimento submetidas à compressão triaxial.....	132
Figura 4.24: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para um arenito. (Coop e Willson, 2003).....	133
Figura 4.25: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para areia-fibra e areia-cimento-fibra submetidas à compressão triaxial na tensão confinante de 3400kPa.....	134
Figura 4.26: Envoltórias no estado crítico para a areia cimentada com e sem reforço.....	135
Figura 4.27: Relação da variação de M para a areia cimentada reforçada.....	136
Figura 4.28: Posicionamento dos pontos obtidos para a areia cimentada com e sem reforço em relação às Linhas de Estado Crítico da areia e areia-fibra no espaço $v:lnp'$	137
Figura 4.29: Superfícies de estado limite para areia e areia-cimento normalizadas pelas respectivas LCNs.....	138

Figura 4.30: Superfícies de estado limite para areia e areia-cimento normalizadas pela LCN da areia.....	139
Figura 4.31: Superfícies de estado limite para areia-fibra e areia-cimento-fibra normalizadas pelas LCN da areia-fibra.....	140
Figura 4.32: Superfícies de estado limite para areia cimentada com e sem reforço normalizadas pela LCN da areia cimentada.....	141
Figura 4.33: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra e areia-cimento-fibra com 3400kPa de confinamento na mesma densidade.....	142
Figura 4.34: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra em diferentes tensões de confinamento.....	143

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1:	Índices físicos da areia de Osório.....	75
Tabela 3.2:	Propriedades do cimento CP-V (ARI).....	76
Tabela 3.3:	Programa de ensaios triaxiais em areia, areia-fibra, areia-cimento areia-cimento-fibra.....	77
Tabela 3.4:	Ensaio triaxiais adicionais em areia, areia-fibra e areia-cimento	78

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1:	Índice de vazios inicial das amostras ensaiadas sob compressão isotrópica.....	92
Tabela 4.2:	Comparação dos parâmetros de compressibilidade das areias.....	95
Tabela 4.3:	Influência da presença de cimento na quantidade de fibras alongadas, rompidas e no comprimento original após ensaio isotrópico.....	100
Tabela 4.4:	Parâmetros de resistência ao cisalhamento no estado crítico.....	120
Tabela 4.5:	Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios triaxial e ring shear.....	123
Tabela 4.6:	Influência da presença de cimento na quantidade de fibras alongadas, rompidas e no comprimento original após ensaio em mesma tensão confinante e mesma densidade.....	143
Tabela 4.7:	Influência da tensão de confinamento na quantidade de fibras alongadas, rompidas e no comprimento original após ensaio em amostras de areia-fibra.....	144

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

'	Relativo a tensões efetivas
δ	Relativo a incrementos
ε_a	Deformação axial
ε_r	Deformação radial
ε_s	Deformação cisalhante
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϕ'_c	Ângulo de atrito interno no estado crítico
ϕ'_u	Ângulo de atrito interno mineral/mineral
ν	Volume específico
λ	Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v: \ln p'$
Γ	Volume específico ou intercepto da LEC para $p'=1\text{kPa}$, no plano $v: \ln p'$
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
σ_a, σ_r	Tensões principais axial e radial
η	Inclinação da LCN no plano normalizado $q/p': e: p'/p'_e$
ψ	Parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985)
κ	Declividade da linha de expansão no plano $v: \ln p'$
ω	Teor de umidade
$\omega_{\text{ótimo}}$	Teor de umidade ótimo de compactação
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
B	Módulo de compressão volumétrica
c'	Intercepto coesivo efetivo
CBR	California Bearing Ratio
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado

C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidade
d	Diâmetro da fibra
D_{10}	Diâmetro efetivo das partículas
D_{50}	Diâmetro médio das partículas
dtex	Unidade representativa da espessura dos filamentos (1dtex=1g/10000m)
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
e_{max}	Índice de vazios máximo
e_{min}	Índice de vazios mínimo
F_a	Resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra
F_t	Resistência à tração da fibra
G	Módulo de cisalhamento
G_0	Módulo de cisalhamento inicial ou elástico
K_0	Coefficiente de empuxo sob condições de deformações radiais nulas
l	Comprimento da fibra
l/d	Índice aspecto ou fator de forma
LEC	Linha de Estado Crítico
LCN	Linha de Compressão Normal
LVDT	Linearly variable differential transformer
M	Inclinação da linha de estado crítico no plano $q:p'$
N	Volume específico ou intercepto da LCN para $p'=1\text{kPa}$, no plano $v:\ln p'$
NBR	Norma Brasileira
p'	Tensão média efetiva, $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ou $(\sigma_a + 2\sigma_r)/3$
p'_e	Pressão equivalente
PET	Polietileno tereftalato
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
q	Tensão desvio, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ou $(\sigma_a - \sigma_r)$
TEC	Teoria do Estado Crítico
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

RESUMO

SANTOS, A. P. S. **Estudo do comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob altas pressões**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Os ensaios em solos sob altas pressões tiveram seu interesse renovado nos últimos anos em parte devido a trabalhos que anseiam por uma investigação mais profunda da mecânica dos solos fundamental a altas pressões para aplicação de modelos constitutivos em solos granulares. Para desenvolvimento desses modelos é necessária uma completa compreensão do comportamento volumétrico dos solos, assim como a aplicação da teoria do estado crítico aos mesmos, o que requer ensaios em níveis de tensões que são ordens de magnitude maiores que os aplicados na maioria das estruturas de engenharia no caso de solos arenosos. Este trabalho estudou o comportamento mecânico de materiais compósitos constituídos a partir da utilização de um solo arenoso, cimento Portland CP-V e fibras de polipropileno sob altas pressões. O solo utilizado foi uma areia fina de granulometria uniforme extraída de uma jazida localizada no município de Osório – RS. Ensaios de compressão isotrópica sob altas pressões foram realizados em amostras de areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra, em uma variedade de volumes específicos iniciais. Os resultados indicaram mudanças no comportamento do material não reforçado devido à inclusão de fibras e/ou cimento. Foram observadas linhas de compressão normal distintas e paralelas para cada mistura. Os comprimentos das fibras, medidos após a aplicação de altas tensões, mostraram que algumas fibras sofreram quebra e outras extensão, indicando que as fibras trabalham em compressão isotrópica. Um aumento do módulo volumétrico devido à presença de ambos: fibras e cimento foi observado. Uma redução na quebra das partículas devido à presença de fibras também foi observada. Para o estudo do estado crítico, ensaios triaxiais isotropicamente consolidados drenados levados a deformações cisalhantes de até 40% foram realizados. As envoltórias de estado crítico dos materiais reforçados no plano $p': q$ apresentaram-se bi-lineares. As linhas de estado crítico no plano $v: \ln p'$ para a areia com e sem reforço mostraram-se inicialmente distintas e curvilíneas certo nível de tensões, a partir do qual convergiram para uma única LEC. O material cimentado apresentou o mesmo comportamento do material não cimentado no estado crítico, assim como o material cimentado reforçado em relação ao solo reforçado sem cimentação. Mesmo a tensões confinantes baixas as fibras apresentaram alongamento e ruptura para o nível de deformações cisalhantes atingidas. O aumento da tensão de confinamento ocasionou progressiva ruptura das fibras e a perda gradual da sua atuação benéfica sobre o comportamento do solo. A cimentação pode aumentar a eficiência deste sistema melhorando o ancoramento das fibras, permitindo que as fibras atuem mais efetivamente na matriz, ao menos para as tensões mais baixas.

Palavras-chave:

Palavras-chave: areia, reforço de solos; solos cimentados, ensaios triaxiais; estado crítico

ABSTRACT

SANTOS, A. P. S. **Estudo do comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob altas pressões.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nowadays the interest in soil testing under high stresses has been renewed due to the greater depths reached by foundation structures as well as the need of a better understanding of fundamental soil behaviour and its application in soil models for granular materials. To develop these models it is necessary a complete understanding of the volumetric behaviour of soils and the application of Critical State theory, which for granular materials require triaxial tests at stresses much higher than those typical on the majority of the engineering structures. This work studied the mechanical behaviour of composite materials, using sand, Portland cement CP-V and polypropylene fibres, under high stresses. The soil used in this study is an uniform fine sand extracted from a quarry in Osório – RS. High stress isotropic triaxial tests were undertaken in samples of sand, sand-fibre, sand-cement and sand-cement-fibre in a variety of initial specific volumes. Comparison between the test results indicated changes on the behaviour of the un-reinforced material due to the inclusion of fibres and/or cement. Distinct and parallel normal compression lines were observed for every mixture. The fibre lengths, measured after high pressure application, have shown that some fibres suffered an elongation and others were broken, indicating that fibres work in tension under isotropic compression. An increase in bulk modulus was observed in the presence of both: fibres and cement. Reduced amounts of particle breakage were also found in the mixtures containing fibres. To better determine critical state the samples were sheared up to 40% of shear deformation after the isotropic consolidation took place. The critical state envelopes of the reinforced materials, in the stress space $p':q$, have shown a bi-linear behaviour. The critical state line in the space $v:lnp'$ for the sand and reinforced sand was distinct and curved and converged to a stress threshold, becoming linear and unique. On the critical state the cemented material have shown the same behaviour as the uncemented soil. The same happened to the cemented reinforced material related to the reinforced soil. It can be seen that even at small stresses the fibres present elongation and rupture after reaching high strains. The increase in confining stress led to a progressive rupture of the fibres and a gradual loss of the benefit of having fibres mixed in the soil. Cementation can increase the efficiency of the system, improving the bonding between fibres and soil particles, this allow the fibres to be more effective in the soil matrix, at least at low stress levels.

Keywords:

Keywords: sand, reinforced soil; cemented soil, triaxial tests, critical state

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

Sendo o solo natural um material complexo e variável, é comum que este não preencha total ou parcialmente as exigências de um projeto de engenharia. Uma alternativa disponível ao engenheiro geotécnico para viabilizar técnica e economicamente a realização de obras de engenharia sobre solos pobres é remover o material existente no local e substituí-lo por outro com características adequadas ou modificar e melhorar as propriedades do solo existente, de modo a criar um novo material com características de resistência e deformabilidade adequadas às necessidades do projeto.

A necessidade de atender ao mercado de engenharia que anseia por soluções que reduzam custos levou a busca pelo desenvolvimento de novos materiais geotécnicos. Técnicas como a estabilização e o reforço de solos têm sido utilizadas para obtenção de materiais geotécnicos melhorados tanto pela adição de agentes cimentantes como a cal e o cimento Portland, como pela introdução de elementos discretos como fibras. Em geral, estes compósitos são o resultado da combinação das propriedades dos materiais constituintes. Compósitos de solo-fibras geossintéticas, tem sido meta de estudo de diversos pesquisadores nos últimos anos para as mais diversas aplicações, desde estruturas de contenção até a estabilização de solos sob fundações e pavimentos (e.g.: Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Freitag, 1986; Maher e Gray, 1990; Fatani *et al.*, 1991; Maher e Ho, 1993; Santoni *et al.*, 2001; Zornberg, 2002). Cabe destacar a experiência brasileira nessa área de solo reforçado (e.g.: Silva *et al.*, 1995; Lima *et al.*, 1996; Bueno *et al.*, 1996; Teodoro e Bueno, 1998; Teodoro, 1999) e também a experiência acumulada pelo PPGEC/UFRGS (e.g.: Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1997, 1998, 1999, 2002, 2003-a, 2003-b, 2003-c, 2004, 2005, 2007-a, 2007-b; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; 2004; Montardo *et al.*,

2002; Homem, 2002; Heineck, 2002; Casagrande e Consoli, 2002; Casagrande *et al.*, 2002, 2006; Heineck e Consoli, 2002; Donato, 2003, 2007; Donato *et al.*, 2002, 2004; Vendruscolo, 2003; Heineck *et al.*, 2003-a, 2003-b, 2005; Santos, 2004; Specht *et al.*, 2002, 2006).

A adição de cimento aos solos é uma técnica muito eficiente para aumentar a resistência e a rigidez dos mesmos. O estudo do comportamento tensão-deformação de solos artificialmente cimentados têm sido estudado por diversos pesquisadores (e.g.: Clough *et al.*, 1981; Coop e Atkinson, 1993; Cuccovillo e Coop, 1993; Huang e Arey, 1993, 1998; Zhu *et al.*, 1995; Bressani, 1990; Prietto, 1996; Prietto *et al.*, 1997; Consoli *et al.*, 1998, 2000, 2001, 2007-c, 2007-d; Rotta, 2000; Schnaid *et al.*, 2001; Rotta *et al.*, 1998, 2001, 2003, 2004; Santos, 2005; Thomé *et al.*, 2005; Foppa, 2006). Estes materiais, no entanto, apresentam comportamento frágil o que resulta em grandes quedas de resistência após sua ruptura e fissuração.

As fibras não impedem a formação de fissuras no material reforçado, mas atuam no controle da propagação das mesmas, beneficiando as propriedades mecânicas do material no estado pós-fissuração (pós-ruptura). Deste modo, a inclusão de fibras torna a camada compactada apropriada para suportar as cargas a que for solicitada, e mesmo após sofrer grandes deformações, as fibras continuam atuando como elemento de reforço. Por este motivo, o estudo da cimentação aliada ao reforço com fibras tem sido tão visado pelos pesquisadores. A utilização conjunta de cimento e fibras é uma solução promissora para diversas adversidades encontradas na prática de engenharia, pois alia o ganho de resistência à redução dos recalques diferenciais.

Sabe-se que o melhoramento ou alteração das propriedades mecânicas dos solos reforçados com fibras depende das características das fibras (resistência à tração, módulo de elasticidade, comprimento, teor e rugosidade), do solo (grau de cimentação, tamanho, forma e granulometria das partículas, índice de vazios, etc.), da tensão de confinamento e do modo de carregamento. No entanto, para que sejam concebidos novos materiais é necessário que se conheça profundamente as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição, bem como as resultantes de suas possíveis combinações. Sendo assim, o conhecimento dos mecanismos de interação matriz-fibra é de grande importância no entendimento da resposta da mistura no que tange ao seu comportamento mecânico.

Uma compreensão mais completa do comportamento volumétrico dos solos requer ensaios em níveis de tensão que são ordens de magnitude maiores que os aplicados na maioria das estruturas de engenharia. Dessa forma, em parte devido às estruturas de engenharia que vêm alcançando profundidades maiores, mas também por trabalhos que anseiam por uma investigação mais profunda da mecânica dos solos fundamental a altas pressões, os ensaios em solos sob altas pressões têm tido seu interesse renovado nos últimos anos.

As raízes da mecânica dos solos clássica estão nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, Casagrande e Hvorslev, que reconheceram a importância do índice de vazios no comportamento mecânico dos solos. Estes autores, por exemplo, constataram que a compressão unidimensional de um solo, ao longo da sua linha de compressão normal (LCN) é irreversível, sendo, entretanto, reversível ao longo das correspondentes linhas de expansão e de recompressão (Terzaghi e Peck, 1948). Porém, somente mais tarde Roscoe, Schofield e Wroth (1958) e Schofield e Wroth (1968) sistematizaram os conhecimentos então disponíveis criando os fundamentos da Teoria do Estado Crítico (TEC).

Apesar dos vários aspectos importantes do comportamento dos solos que não são expressos pelos conceitos básicos de estado crítico, tais como: a anisotropia da resistência ao cisalhamento e da deformabilidade e a sua influência nas curvas de estado limite de solos naturais; a influência da localização de deformações no interior do solo; o efeito da quebra de grãos nas curvas de estado crítico de solos granulares; os efeitos da velocidade de deformação e da temperatura; a influência da estrutura; a influência da presença de descontinuidades, como fissuras; e a influência da sucção - os conceitos de plastificação e estado crítico, incluídos na TEC são ferramentas importantes para entender e analisar o comportamento dos solos, adquirindo grande importância na mecânica dos solos.

O estudo do comportamento mecânico de materiais compósitos constituídos a partir da utilização de um solo arenoso, cimento e fibras sob altas pressões, como também a aplicação dos conceitos da teoria do estado crítico, é, portanto, uma das intenções desta pesquisa. Este tipo de análise é de extrema importância para o desenvolvimento de modelos constitutivos de novos materiais geotécnicos contendo fibras, os quais são fundamentais no intuito de possibilitar a simulação de obras de terra que contenham tais materiais.

Neste contexto, o presente trabalho busca contribuir para uma melhor interpretação e compreensão do comportamento do solo em estudo, bem como do mesmo reforçado com

fibras de polipropileno e /ou cimento, através da aplicação dos conceitos da Teoria do Estado Crítico com o intuito de potencializar o uso de misturas solo-fibra e solo-cimento-fibra em obras de terra, tais como base de fundações superficiais, liners de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles, nas quais as deformações diferenciais excessivas causadas pela decomposição da matéria orgânica, no caso dos aterros sanitários e pelo adensamento dos solos moles, podem ser atenuadas.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral do trabalho consiste na investigação experimental do comportamento mecânico de misturas solo-fibra e solo-cimento-fibra, estabelecendo padrões de comportamento que possam explicar a influência da adição de cimento e fibras, e das suas propriedades, relacionando-os com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformação do solo em questão.

Dessa forma, constituem objetivos específicos deste estudo:

- ✓ Aprofundar alguns aspectos do comportamento do solo e de misturas solo-fibra, solo-cimento e solo-cimento-fibra em compressão isotópica através da realização de ensaios triaxiais com carregamentos isotrópicos realizados sob altas tensões médias alcançando 45MPa;
- ✓ Aplicar os conceitos da Teoria do Estado Crítico a estes materiais utilizando os resultados dos ensaios isotrópicos e ensaios triaxiais em níveis de tensões variando de 20kPa a 5400kPa;
- ✓ Verificar o efeito da adição de cimento, fibras e ambos nos aspectos mencionados acima;
- ✓ Avaliar o mecanismo de atuação das fibras dentro destas matrizes (solo e solo cimentado) quando submetidas a carregamentos isotrópicos e compressão axial.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas, iniciando com este capítulo introdutório (Capítulo 1), seguido do Capítulo 2, onde é apresentada uma revisão da literatura existente, compreendendo os tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

No Capítulo 3 é descrito detalhadamente o programa experimental como também é apresentada uma descrição dos materiais utilizados, dos equipamentos e dos métodos de ensaios, bem como as variáveis investigadas em cada fase do trabalho.

No Capítulo 4 estão apresentados resultados e análises dos ensaios triaxiais, considerando aspectos referentes à resistência ao cisalhamento, deformabilidade, dilatância e estado crítico dos materiais estudados, bem como ensaios de compressão isotrópica que tiveram como objetivo maior a identificação das Linhas de Compressão Isotrópica, executados conforme o planejamento experimental.

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de prova de carga em placa realizados sobre as camadas reforçadas e não reforçadas com fibras, objetivando avaliar a influência destas e o efeito da variação da densidade de compactação das camadas no comportamento carga-recalque e nos mecanismos de ruptura do solo.

As principais conclusões que representam a síntese do conhecimento adquirido durante a realização deste trabalho estão apresentadas no Capítulo 6, onde se encontram também as sugestões para futuros trabalhos.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo será apresentada uma revisão da literatura sobre os vários aspectos envolvidos no estudo do comportamento de solos artificialmente cimentados e solos reforçados com fibras, procurando dar prioridade aos solos granulares, mais precisamente às areias.

Dentro desse contexto, será apresentada inicialmente uma revisão sobre solos estruturados destacando os solos cimentados, dando ênfase aos solos artificialmente cimentados, bem como seu comportamento mecânico.

Estudos sobre os solos reforçados, destacando os solos reforçados com fibras, os tipos de fibras tradicionalmente utilizados como reforço na engenharia civil, suas características e seus mecanismos de reforço, além dos aspectos gerais do comportamento destes materiais serão apresentados na seqüência.

Finalmente, serão abordadas as generalidades sobre a Teoria do Estado Crítico e apresentada uma breve revisão sobre o comportamento de areias reconstituídas com a finalidade de facilitar a compreensão do comportamento do material em questão em ensaios isotrópicos.

2.2. SOLOS ESTRUTURADOS

Solo estruturado é todo material que possui algum tipo de cimentação ou vínculo entre as suas partículas que lhe confira um comportamento de deformabilidade, resistência e porosidade superior ao do seu estado desestruturado (Leroueil e Vaughan, 1990) e cuja cimentação possa ser removida por tensão ou remoldagem. Esta estrutura é associada a todos os aspectos do comportamento mecânico apresentado por um solo que não podem ser explicados pela mecânica de solos clássica (incluindo a TEC), que considera somente a influência do índice de vazios inicial e a sua modificação pela história de tensões (Vaughan, 1985; Vaughan *et al.*, 1988). A abordagem clássica não considera a cimentação entre os grãos e o seu arranjo como um parâmetro importante na determinação do comportamento mecânico do solo.

Recentemente, as características de deformabilidade e resistência ao cisalhamento de solos estruturados naturais foram reconhecidas como sendo devidas em grande parte ao arranjo e/ou cimentação dos grãos. O efeito da estrutura tem sido observado numa grande gama de solos naturais e em rochas brandas tanto de origem sedimentar quanto residual, bem como em solos artificialmente cimentados.

Leroueil e Vaughan (1990) apresentam várias origens para a formação da estrutura em um solo natural, entre elas estão a solução e deposição de sílica nos contatos entre as partículas de areia, a deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, a recristalização de minerais durante o intemperismo, a modificação da camada de água adsorvida e as forças eletromagnéticas de atração interpartículas em argilas. Segundo Barton, (1993) em areias, a estrutura pode se originar também do intertravamento dos grãos com o passar do tempo.

Um solo estruturado pode ter sido formado a partir de um agente cimentante, como em solos residuais (Vargas, 1953; Vaughan, 1985), ou por outros fatores como forças interpartículas (Clayton e Serratrice, 1993) ou processos de tixotropia (Kavvas e Anagnostopoulos, 1998). Sendo que, nos dois últimos, pode não estar cimentado. Desta forma, cabe salientar que nem todo solo estruturado é um solo cimentado.

2.2.1. Solos Cimentados

Os solos estruturados cimentados podem ser natural (solos residuais, materiais sedimentares cimentados) ou artificialmente cimentados (com adição de cal, cinza ou cimento). Estes materiais constituem uma área de conhecimento situada, de um modo geral, entre a mecânica de rochas e mecânica dos solos, e que utiliza conceitos intrínsecos às duas (Yoshinaka e Yamabe, 1981; Tatsuoka *et al.*, 1997).

O efeito da estrutura tem sido investigado por muitos autores. Parte dos trabalhos constantes na literatura são baseados em ensaios de laboratório de amostras indeformadas extraídas em campo (Leroueil e Vaughan, 1990; Airey e Fahey, 1991; Clayton *et al.*, 1992; Kavvadas *et al.*, 1993; Lagioia e Nova, 1995; Cuccovillo e Coop, 1997; Consoli *et al.*, 1998; Cuccovillo e Coop, 1999; Ferreira, 2002; Ferreira e Bica, 2006). Esta técnica apresenta alguns problemas, como, por exemplo, a desestruturação da amostra causada pela sua perturbação no processo de amostragem (Clayton *et al.*, 1992). Stokoe e Santamarina (2000) observaram a perda de rigidez causada pela perturbação dos contatos entre partículas e quebra da cimentação resultantes do processo de amostragem em areias naturais. Coop e Willson (2003) obtiveram rigidez menor que a esperada em testes triaxiais realizados em amostras de arenito, oriundas de uma reserva petrolífera, devida à quebra da cimentação resultante do descarregamento das tensões de campo na retirada da amostra, situada a vários quilômetros de profundidade. Fernandez e Santamarina (2001) constataram, experimentalmente, que uma areia cimentada sob pressão pode ter suas ligações entre partículas quebradas por descarregamento.

Uma grande variabilidade do grau de cimentação e da natureza das partículas pode ocorrer, no local da amostragem, dependendo da origem geológica do solo a ser retirado. Fato este que gera outro problema associado às amostras indeformadas. Visando solucionar estes problemas, a utilização de amostras artificialmente cimentadas (com a adição de cimento Portland ou cal) tem sido uma alternativa amplamente adotada para o estudo do efeito da cimentação (Clough *et al.*, 1981; Coop e Atkinson, 1993; Cuccovillo e Coop, 1993; Huang e Airey, 1993, 1998; Zhu *et al.*, 1995; Prietto, 1996; Consoli *et al.*, 2000, 2001, 2003-b, 2006, 2007-c, 2007-d, 2008; Schnaid *et al.*, 2001; Rotta *et al.*, 2003, 2004; Thomé *et al.*, 2005; Vendruscolo *et al.*, 2005; Foppa *et al.*, 2007; Rosa *et al.*, 2008; Rattley *et al.*, 2008). Com isto, solos naturais podem ser simulados em laboratório e o seu comportamento compreendido

qualitativamente sem problemas quanto à variabilidade das amostras ou a perturbação da amostragem.

2.2.1.1. Solos Cimentados Artificialmente

A utilização de materiais artificialmente cimentados, que normalmente resultam da aplicação conjunta da estabilização físico-química (adição de agente cimentante) e da estabilização mecânica (compactação), tem por objetivo a melhora das propriedades mecânicas relacionadas com a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade e a durabilidade do solo para o uso na solução de problemas geotécnicos de diversas naturezas. Tais materiais têm larga aplicação em pavimentação na execução de base para pavimentos, bem como em contenção de maciços, na execução de fundações superficiais sobre solos moles, na prevenção de liquefação em areias, etc.

Os tipos de agentes cimentantes normalmente adicionados ao solo são a cal e o cimento Portland, dependendo da composição química do solo. Os mecanismos de estabilização com estes agentes estão muito bem detalhados por Núñez (1991).

Outros materiais, tais como a cinza de fundo de termoelétrica associada cal de carbureto, têm sido estudados como alternativas para aplicação como agentes cimentantes (e.g. Consoli *et al.*, 2008-a).

No presente trabalho, será dada ênfase a materiais estabilizados com cimento, mais precisamente areias cimentadas.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS CIMENTADOS

2.3.1 Aspectos Gerais

Como já mencionado anteriormente, a descrição do comportamento mecânico dos solos estruturados precisa levar em consideração o efeito da estrutura, e não somente o do índice de vazios e da sua modificação com a história de tensões, como na Mecânica dos Solos Clássica (Leroueil e Vaughan, 1990; Vaughan, 1993). Segundo estes autores, a densidade e a resistência das ligações entre partículas são os parâmetros mais influentes no comportamento dos solos estruturados. A natureza e a quantidade de agente cimentante, a tensão de

confinamento, a distribuição granulométrica e forma dos grãos também são dados como parâmetros importantes por Clough *et al.* (1981). Outros fatores relevantes são a história de tensões e deformações, a formação geológica, a orientação do solo em relação às tensões principais (Gens e Nova, 1993), o grau de saturação (O'Rourke e Crespo, 1988) e a composição mineralógica (Bressani, 1990).

Clough *et al.* (1981) e Chang e Woods (1992) estudaram o comportamento mecânico de areias cimentadas sob carregamento estático e concluíram que as areias cimentadas com considerável porcentagem de finos e bem graduadas são mais resistentes do que aquelas com poucos finos e mal graduadas. Verificaram também que, para um mesmo teor de cimento, o efeito da cimentação é menor em areias fofas do que em areias densas e que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, enquanto a deformação necessária para mobilizá-la diminui.

Yoshinaka e Yamabe (1981) descrevem um comportamento na deformação típico de materiais cimentados. Na faixa de tensões onde o material apresenta comportamento frágil, as deformações volumétricas podem ser separadas em dois estágios: primeiramente ocorre uma compressão inicial até um ponto próximo à ruptura e, posteriormente ocorre um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatação decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride, tendendo a um estado último onde não há variação volumétrica. Para Clough *et al.* (1981), quanto maior for o teor de cimento, maior será a variação volumétrica para as deformações axiais iniciais.

A rigidez do solo cimentado é aumentada pela adição de cimento de acordo com Clough *et al.* (1981), Leroueil e Vaughan (1990), Hight e Jardine (1993), Cuccovillo e Coop (1997), Vaughan (1993) e Prietto *et al.* (1997). A queda na rigidez normalizada com a tensão de confinamento de um solo artificialmente cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índice de vazios foi mostrada por Bressani (1990). Este comportamento não é comum para solos não cimentados. Segundo Clough *et al.* (1981) e Gens e Nova (1993), a rigidez inicial pode diminuir quando as tensões de confinamento são altas, ocorrendo uma transição de um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil com o aumento da tensão de confinamento.

Segundo Chang e Woods (1992), o módulo de cisalhamento das areias cimentadas cresce com o incremento da cimentação, sendo que o gradiente desta variação não é constante.

Clough *et al.* (1981) observaram um aumento na resistência à tração com o grau de cimentação.

Segundo Rotta *et al.* (2001), quanto menor a densidade da amostra durante a formação de sua estrutura cimentante mais significativa é a contribuição da cimentação na resistência.

Ismail *et al.* (2002) estudaram a influência do tipo de cimento sobre a resistência ao cisalhamento de um solo calcário cimentado e concluíram que as amostras cisalhadas com cimento Portland apresentam maior resistência à compressão triaxial do que as amostras cimentadas com gesso e calcita, embora os diferentes teores utilizados dos três agentes cimentantes tenham sido determinados de forma que resultassem na mesma resistência à compressão simples a partir de um estudo paramétrico que estabeleceu a relação entre a resistência à compressão simples e a porcentagem de cimento.

Thomé *et al.* (2005) propuseram um método para prever a capacidade de suporte de sapatas assentes em camadas compactadas de solo artificialmente cimentado localizadas sobre uma camada de solo residual fracamente cimentado. O método foi validado através de comparações entre os valores previstos e resultados de uma série de ensaios de placa e mostrou-se aceitável para a prática de engenharia. Os autores observaram que a construção de camadas artificialmente cimentadas sob sapatas oferece uma técnica de melhoramento de solos que pode ser uma alternativa econômica, dependendo do custo da mão de obra local.

Consoli *et al.* (2007-c) e Foppa *et al.* (2007) buscando parâmetros-chaves para o controle da resistência de solos artificialmente cimentados realizaram ensaios de compressão não confinada, ensaios triaxiais e medições de sucção matricial em amostras de uma areia siltosa artificialmente cimentada com teores de cimento variando de 1 à 12%. Os resultados encontrados mostram que a cimentação é mais efetiva em amostras mais densas e que a resistência à compressão simples aumenta exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada. Foi observado também que para um mesmo peso específico aparente seco a variação do teor de umidade influencia a resistência à compressão não confinada aumentando a mesma com o aumento do teor de umidade até certo valor máximo depois do qual a resistência passa a diminuir. Os autores concluíram que a relação entre o volume de

vazios e o volume de cimento, definida como sendo a porosidade da mistura compactada dividida pelo teor de cimento volumétrico, tem uma relação exponencial com a resistência não confinada do solo cimentado e que o expoente é, provavelmente, uma função do material usado na mistura, sendo esta uma relação mais apropriada para a determinação da resistência não confinada que a associada à relação água/cimento, mais comumente usada para dosagem de concreto.

Consoli *et al.* (2008-a) realizaram ensaio de placa em camadas de solo tratado com cinza de fundo de termoelétrica associada cal de carbureto compactado assentes sobre um estrato de solo residual compressível que demonstraram a efetividade das camadas de solo-cinza de fundo de termoelétrica-cal de carbureto em aumentar a capacidade de suporte e reduzir recalques quando fundações rasas são utilizadas sobre um solo residual fraco.

2.3.2 Comportamento sob Carregamento Isotrópico

A partir da evidência experimental de que as curvas de compressão dos solos estruturados podem penetrar o espaço dos “estados impossíveis”, isto é, percorrer trajetórias além da superfície limite de estado representada pela curva de compressão normal do solo reconstituído (e.g. Vaughan *et al.*, 1988; Burland, 1990; Leroueil e Vaughan, 1990), diversos autores tem buscado estabelecer padrões para o comportamento destes materiais tanto na compressão isotrópica como unidimensional (e.g. Vaughan *et al.*, 1988; Cuccovillo; Coop, 1999).

Vaughan *et al.* (1988) apresentam esquematicamente um modelo para o comportamento de solos estruturados sob carregamento unidimensional ou isotrópico (Figura 2.1). O modelo propõe duas regiões tensão versus índice de vazios: a região limitada pela linha do estado mais fofo do solo para o seu estado desestruturado (linha de compressão virgem intrínseca), e a região além desta linha na qual o solo pode existir somente devido a sua estrutura. No espaço permitido para todos os estados estruturais as deformações são somente elásticas, independente da resistência da estrutura, permanecendo rígido até a plastificação (ponto Y), onde, a partir de então, com o incremento de tensão e conseqüente quebra progressiva da estrutura, apresentará maiores deformações em direção ao solo desestruturado. A posição do ponto de plastificação Y dependerá da resistência de estrutura.

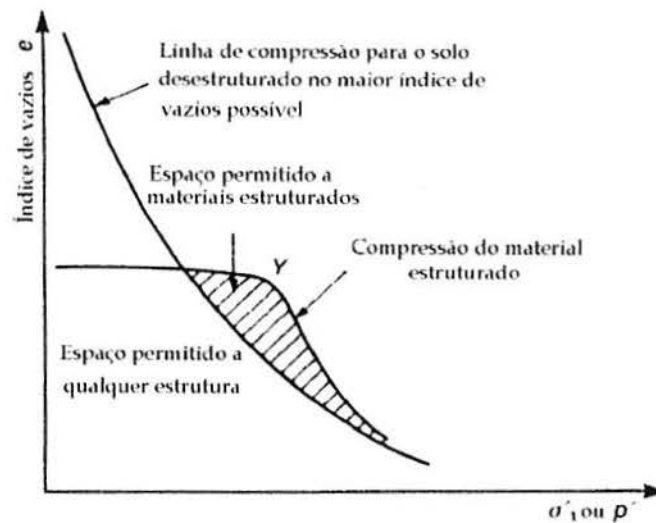


Figura 2.1: Comportamento de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão isotrópica (Vaughan *et al.*, 1988).

Cuccovillo e Coop (1999) apresentam esquematicamente outro modelo para o comportamento de areias fortemente e fracamente cimentadas sob carregamento isotrópico (Figura 2.2). A diferença do modelo proposto por Vaughan *et al.* (1988) e Cuccovillo e Coop (1999) é que existe a possibilidade da ocorrência de plastificação, no caso de solos fracamente cimentados (curva w), antes de alcançar a linha de compressão virgem intrínseca do material desestruturado. Desta forma, é possível que ocorra deformações plásticas num solo estruturado mesmo estando este dentro do espaço permitido para todos os estados estruturais, e a estrutura seria a responsável por fazer o comportamento inicial ser linear e mais rígido que o solo desestruturado. Tal comportamento também pode ser observado nos resultados de Maccarini (1990) em um solo artificialmente cimentado e Bressani (1993) em uma margam (*Corinth marl*). O modelo descrito por Vaughan *et al.*, (1988) (Figura 2.1) seria representativo somente para materiais fortemente cimentados (curva s da Figura 2.2).

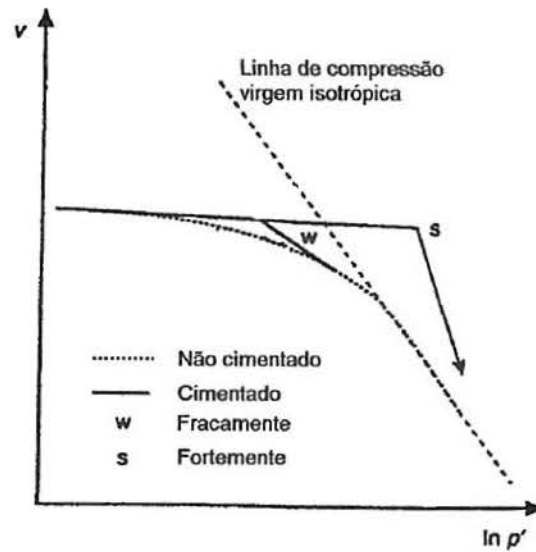


Figura 2.2: Comportamento de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão isotrópica para areias fortemente e fracamente estruturadas (Cuccovillo e Coop, 1999).

Comportamento muito semelhante ao apresentado na Figura 2.1 também foi verificado em ensaios isotrópicos (Kavvadas *et al.*, 1993; Cuccovillo e Coop, 1993, 1999; Huang e Airey, 1993; Coop e Atkinson, 1993; Airey, 1993).

Nagaraj *et al.* (1998), estudando o comportamento de areias sensíveis cimentadas em carregamento K_0 , apresentam um modelo que não considera a ocorrência de um processo de quebra da cimentação durante o carregamento unidimensional conforme o sugerido por Vaughan *et al.* (1988) e Cuccovillo e Coop (1999). Segundo os autores as tensões aplicadas até o valor de plastificação seriam suportadas apenas pelas ligações cimentantes gerando pequena variação volumétrica. Após a plastificação, que seria o valor de resistência da cimentação, as ligações cimentantes não seriam quebradas e continuariam suportando uma tensão constante durante todo o carregamento. As tensões excedentes à resistência da estrutura seriam então transferidas à matriz de solo mobilizando a resistência de atrito e assim originando maiores deformações. Com o aumento do carregamento, a parcela de resistência fornecida pela cimentação - que se mantém num valor constante - torna-se cada vez menos significativa em relação à parcela resistida pelo comportamento friccional do solo, e este fato seria a causa da tendência da curva do material estruturado convergir à curva do material no estado desestruturado a maiores tensões no espaço $e:\log(\sigma_v')$. A escala logarítmica utilizada também acentuaria esta impressão de convergência entre as curvas.

Huang e Airey (1993) observaram, para areias carbonáticas cimentadas, que a cimentação causou um deslocamento da curva de compressão normal. No entanto, em contraste com outros estudos (e.g. Coop e Atkinson, 1993), o ponto de plastificação não foi afetado pela cimentação. Isto pode ser devido, segundo os autores, às densidades mais elevadas utilizadas no estudo, diminuindo a importância relativa da cimentação. No entanto, os autores observaram o aumento da rigidez inicial com a cimentação.

Cuccovillo e Coop (1993), ao analisarem o comportamento na compressão isotrópica de areias carbonáticas cimentadas, concluíram que a extensão do movimento do estado do solo além da superfície limite de estado depende da relação entre resistência da cimentação e índice de vazios.

Quanto à convergência, para grandes deformações volumétricas, entre os estados estruturado e desestruturado prevista nos modelos de comportamento propostos por Vaughan *et al.* (1988), Cuccovillo e Coop (1999) e Nagaraj *et al.* (1998), existe alguma controvérsia.

Cecconi *et al.* (1998), ao analisarem os resultados de ensaios de compressão unidimensional em uma rocha branda de origem piroclástica, com índices de vazios iniciais na faixa de 0,785 a 0,82, observaram que embora as curvas de adensamento tenham convergido para uma única linha de compressão normal (LCN), para níveis de tensão relativamente elevados, a LCN do solo desestruturado não coincide com a LCN do solo reconstituído.

Martins (2001) investigou o comportamento em ensaios de compressão unidimensional da mesma areia siltosa de origem residual estudada por Rotta (2000) e Rotta *et al.* (2003). Os ensaios foram realizados com o material reconstituído, natural (fracamente cimentado) e artificialmente cimentado. Martins (2001) observou que as curvas de compressão para o solo natural e o artificialmente cimentado não convergiram para uma única linha de compressão normal (LCN), até a tensão limite de ensaio de 6,7MPa. Martins (2001) ressalta que o solo residual reconstituído mostrou um comportamento bastante peculiar, não apresentando uma LCN definida, pois para diferentes índices de vazios iniciais, obteve linhas aproximadamente paralelas entre si, mas que normalizaram em relação ao índice de vazios inicial. Martins *et al.* (2001) analisaram o comportamento deste solo e argumentam que as causas do comportamento peculiar podem estar associadas à granulometria do material e também à mineralogia da fração fina.

2.4 SOLOS REFORÇADOS

O reforço de solos é uma técnica desenvolvida para melhorar as propriedades mecânicas dos solos através da inserção de materiais que possuam resistência à tração elevada, aumentando a resistência e diminuindo a compressibilidade dos solos. Esta técnica é conhecida e empregada há mais de 3000 anos. Hastes de bambu e junco eram utilizadas no reforço de tijolos de barro e solos, para auxiliar na construção de diversas obras de terra na Antigüidade. Palha também foi utilizada no reforço de tijolos argilosos (Illston, 1994). Os Ziggurats como o Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C) e partes da Muralha da China foram construídos empregando-se mantas de raízes. Segundo Palmeira (1995), ainda hoje, no Peru, existem estradas de solo reforçado com lã de lhama construídas pelos Incas. A aplicações de mantas de folhas e galhos sobre camadas de solos moles antes da construção de aterros no interior do Brasil e em outros países são também conhecidas. A utilização de mantas de algodão como reforço de pavimentos pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul (EUA), em 1926, talvez seja o que mais se aproximaria dos geossintéticos aplicados nos dias de hoje (Palmeira, 1995).

A maioria dos reforços utilizados hoje em dia é de origem polimérica. No último século, com o crescimento da indústria de petróleo, o desenvolvimento de polímeros como plásticos, fibras, borrachas e adesivos ganhou força (Illston, 1994). Grandes avanços tecnológicos na área dos materiais plásticos, como o kevlar, com densidade menor que a unidade e com resistência à tração que supera cinco vezes a do aço, surgiram das necessidades das indústrias aeronáutica e automobilística.

No Brasil, o uso de geossintéticos iniciou com obras de drenagem, filtração e reforço de solos na década de 70 e vêm crescendo lentamente quando comparado aos países do primeiro mundo. No entanto, para Palmeira (1995) o desenvolvimento da pesquisa sobre geossintéticos tem contribuído muito para a utilização destes materiais em geotecnia.

Geossintético é todo material sintético empregado em obras geotécnicas com variadas finalidades. Palmeira (1995) define os tipos de geossintéticos disponíveis como: geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras e geocompostos. Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente (tecido e não-tecido), sendo utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração e proteção. As geogrelhas caracterizam-se pela combinação de membros

transversais e longitudinais em formato de grelha. As geomalhas são estruturas planas com elevado volume de vazios para utilização como meio drenante ou reforço. As geomembranas se constituem de elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em barragens, reservatórios, canais, depósitos de lixo e rejeitos industriais. O geocomposto foi um termo criado para agrupar os materiais resultantes da combinação dos geossintéticos apresentados acima. Tiras plásticas são elementos utilizados como reforço em que uma dimensão é muito maior que as demais. O fibrosolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas que pode ser aplicado a pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002), além de outras aplicações como em *liners* de cobertura de aterros sanitários (Heineck, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande *et al.*, 2002).

2.4.1 Reforço com Fibras

O desenvolvimento de novos materiais geotécnicos compósitos de solo-fibra tem sido abordado em muitas pesquisas recentes (Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1997, 1998, 1999, 2002, 2003-a, 2003-b, 2003-c, 2004, 2005, 2007-a, 2007-b; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001, 2005; Montardo *et al.*, 2002; Homem, 2002; Heineck, 2002; Casagrande e Consoli, 2002; Casagrande *et al.*, 2002, 2006; Specht *et al.*, 2002, 2006; Heineck e Consoli, 2002; Donato, 2003, 2007; Donato *et al.*, 2002, 2004; Vendruscolo, 2003; Heineck *et al.*, 2003-a, 2003-b, 2005 e Santos, 2004;). Tais pesquisas têm enfatizado o comportamento mecânico de misturas de solo-fibra e de solo-cimento-fibra, através de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais convencionais) e ensaios de campo (ensaios de placa sobre camadas de solo-fibra e de solo-cimento-fibra), buscando a compreensão dos mecanismos envolvidos nesta técnica de melhoramento de solos, sabendo-se que a capacidade de carga dos solos pode ser aumentada pelas fibras que atuam controlando a propagação de fissuras e distribuindo melhor as tensões.

Há um consenso no sentido de que o maior potencial dos materiais reforçados com fibras está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material aumentando a capacidade de absorção de energia. Segundo Hannant (1994), elas mantêm as interfaces das fissuras juntas, e isto beneficia as propriedades mecânicas do estado pós-fissuração, aumentando a ductilidade, uma vez que, ao serem contornadas pelas fissuras, contribuem para o aumento da resistência, da deformação na

ruptura e da tenacidade. Isto ocorre porque a deformação necessária para causar fissuras na matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras. Taylor (1994) acredita que para haver um acréscimo de resistência pré-fissuração do compósito é necessária a utilização de uma fibra mais rígida que a matriz, bem como a aderência do reforço com a matriz deve ser tal que impeça movimentos relativos entre as duas partes. Para ele, as fibras não impedem a formação de fissuras, mas são capazes de aumentar a resistência à tração pelo controle da propagação das fissuras.

Para Hannant (1994), a razão para que os estudos se concentrem geralmente no comportamento pós-fissuração do compósito é o fato da elongação de ruptura das fibras ser de duas a três ordens de grandeza superior às deformações da matriz de solo a qual, portanto, deve fissurar antes da resistência das fibras ser mobilizada. O autor afirma também que o módulo de elasticidade do compósito solo-fibra não deve ser muito diferente do módulo da matriz, visto que o módulo de elasticidade da fibra é cerca de cinco vezes menor que o da matriz.

Johnston (1994) define que a ação das fibras no compósito tende primeiro a reforçá-lo sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração (tração indireta, flexão e cisalhamento), melhorando, conseqüentemente, a ductilidade e a tenacidade da matriz com características frágeis.

Taylor (1994) apresenta os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos cimentados como sendo: teor de fibras, módulo de elasticidade das fibras, aderência entre fibras e matriz, resistência das fibras e comprimento das fibras.

Illston (1994) e Taylor (1994) mostram o equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito (Figura 2.3).

Johnston (1994) acrescenta que o efeito da orientação e distribuição da fibra na matriz influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas. Uma fibra que se posicionada paralela ao plano de ruptura, ou fissura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular apresenta efeito máximo.

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{l}{2} \cdot F_a$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a}$$

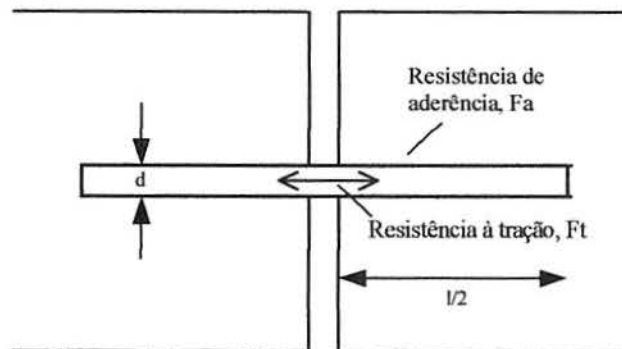


Figura 2.3: Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994)

A relação l/d (comprimento/diâmetro da fibra) ou fator de forma é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra (F_t) e a resistência de aderência entre a fibra e a matriz (F_a). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, o aço, a resistência de aderência deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou então, fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas.

2.4.1.1 Tipos de fibras empregadas como reforço

Sabe-se que as características das fibras utilizadas em reforço de materiais de construção, como o gesso, argamassas, concretos e solos coesivos e granulares, estão intimamente ligadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação. É de conhecimento geral, também, que estas propriedades físicas, químicas e mecânicas afetam o comportamento do material compósito, sendo de fundamental importância a compreensão da interação matriz-reforço, bem como da contribuição de cada um no comportamento do compósito para a definição do tipo de fibra a ser utilizado de acordo com o resultado desejado.

As fibras geralmente utilizadas para soluções geotécnicas como elemento de reforço são as vegetais, as poliméricas, as minerais e as de aço. As considerações feitas por Vendruscolo (2003) sobre estas fibras estão listadas abaixo:

Fibras Vegetais

O reforço de materiais com fibras vegetais é conhecido há milênios. Dentre as fibras vegetais comumente utilizadas podemos citar as fibras de coco, juta, bambu, piaçava, malva, linho, cana-de-açúcar, sisal e celulose (Hannant, 1994).

O principal problema da utilização destas fibras é a possibilidade de serem degradadas pela ação de fungos e microorganismos. Segundo Teodoro (1999), a exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos (como cimento Portland comum) causa uma rápida degradação das fibras, e precisa ser melhor estudada.

Fibras de Aço

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 0,1 a 7,62cm e diâmetro entre 0,13 e 0,9mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à ruptura.

A resistência à tração é da ordem de 1100MPa e o módulo de elasticidade de 200GPa. 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).

Fibras Poliméricas

As fibras plásticas são obtidas dos polímeros que, conforme sua estrutura química, originam um tipo específico de fibra. A utilização desse tipo de fibra em reforço de materiais de construção é uma técnica recente. Dentre os diversos produtos obtidos destacam-se os seguintes: polipropileno, poliamida (nylon), polietileno e poliéster.

a) Fibras de Polipropileno

As fibras de polipropileno são constituídas de um material polimérico que possui grande flexibilidade e tenacidade. O módulo de elasticidade é menor do que qualquer outra fibra comumente utilizada, da ordem de 8GPa. A resistência à tração é de aproximadamente 400MPa. São resistentes a uma variedade de produtos químicos e aos álcalis, porém, são sensíveis à radiação ultravioleta. No entanto, quando no compósito, esta preocupação é irrelevante segundo John (1987), citado por Palmeira (1995).

b) Fibras de Poliéster

As fibras de poliéster são mais densas, mais rígidas e mais resistentes do que as fibras de polipropileno. Elas podem ser usadas para as mesmas aplicações que as de polipropileno, porém, a melhoria no desempenho deve justificar o seu maior custo (Taylor, 1994). Um dos poliésteres mais conhecido é o polietileno tereftalato (PET), utilizado como material de constituição de garrafas plásticas descartáveis. Como essas garrafas depois de utilizadas acabam se transformando em resíduos, sua reutilização na forma de fibras poderia reduzir a relação custo/benefício desse material como reforço de solos. Além disso, contribuiria para minimizar o problema ambiental.

c) Fibras de Polietileno

As fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada e são altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência quando comparadas com as fibras de polipropileno. Entretanto, polietileno de alta densidade tem sido desenvolvido para aumentar o módulo e a aderência com a matriz. As fibras de polietileno são encontradas comercialmente na forma de monofilamentos picados ou malhas contínuas.

d) Fibras de Poliamida

As fibras de poliamida receberam o nome comercial de Kevlar. Há a fibra Kevlar 29, com resistência mecânica da ordem de 3000MPa e módulo de elasticidade intermediário de aproximadamente 64GPa, e também, a fibra Kevlar 49, com alto módulo de elasticidade (300GPa) e a mesma resistência mecânica.

Fibras Minerais

As fibras minerais são classificadas em fibras de vidro, carbono e amianto.

a) Fibras de Vidro

As fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, ou seja, fios compostos de centenas de filamentos individuais. O diâmetro dos filamentos individuais depende das propriedades do vidro, do tamanho do furo por onde são extrusados e da velocidade de extrusão, mas geralmente são da ordem de $10\mu\text{m}$ (Taylor, 1994). As fibras de vidro produzidas a partir do vidro tipo E, cerca de 99%, são atacadas pelos álcalis presentes nos materiais baseados em cimento Portland. Uma fibra especial resistente aos álcalis, denominada comercialmente de “Cem-Fil”, está sendo desenvolvida para o uso em pastas cimentadas.

b) Fibras de Carbono

São baseados na leveza e na resistência das ligações entre os átomos de carbono. As fibras de carbono têm de $5\mu\text{m}$ a $10\mu\text{m}$ de diâmetro e são formadas por agrupamentos contendo até 20 mil filamentos (Higgins, 1994).

As fibras de carbono podem ser divididas em duas categorias: fibras de alta resistência (resistência à tração de aproximadamente 2400MPa e módulo de elasticidade de 240GPa) e fibras de alto módulo (resistência à tração de 2100MPa e módulo de 420GPa). A resistência da ligação da fibra com a matriz deve ser relativamente alta, caso contrário, não ocorrerá a máxima mobilização da resistência da fibra, ou seja, as fibras serão arrancadas sob cargas menores.

c) Fibras de Amianto

As fibras de amianto apresentam uma resistência à tração média de 1000MPa . O módulo de elasticidade é de aproximadamente 160GPa . O diâmetro é muito pequeno, aproximadamente $1\mu\text{m}$. Este pode ser um dos fatores que explica a excelente aderência das fibras com a matriz cimentada.

Alguns países têm mobilizado esforços para coibir o uso de amianto na construção civil devido aos danos provocados à saúde. Outro problema relacionado a este produto é o seu comportamento frágil e a sua baixa resistência ao impacto.

2.4.2 Comportamento dos Solos Reforçados com Fibras

2.4.2.1 Fatores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com fibras

De acordo com Vendruscolo (2003) os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra são muito complexos. 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.

Consoli *et al.* (2004), após vários ensaios feitos para avaliar a influência de vários tipos de fibra numa areia artificialmente cimentada, concluíram que não é possível estabelecer regras gerais para os compósitos fibrosos sem antes estabelecer as propriedades de cada componente do compósito, e confirmaram que a influência da fibra nas propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades mecânicas das fibras e da matriz.

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 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.

As fibras somente passam a exercer uma ação efetiva dentro da massa de solo quando esta, submetida a esforços externos, sofre deformações. O funcionamento das fibras como elementos de reforço é então comandado pelas características de deformabilidade do solo e

pela forma de distribuição destas deformações, que dependem do tipo de solicitação ao qual o material está sendo submetido.

Vendruscolo (2003), em uma compilação de informações, afirmou que o melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras depende dos parâmetros das fibras (comprimento, teor, resistência à tração, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço), dos parâmetros do solo (grau de cimentação, forma e distribuição granulométrica das partículas), da tensão de confinamento e do modo de carregamento. O autor apresentou um resumo das conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados acima no comportamento de solos reforçados. Mencionou, inclusive que alguns aspectos apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada. Este resumo é apresentado a seguir:

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 e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001); o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher e Ho, 1993; Vendruscolo, 2003); a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia (Gray e 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 e 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 e Ho, 1994).

Orientação das fibras: os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Fatani *et al.*, 1991; Morel e Gourc, 1997); fibras distribuídas aleatoriamente mantém a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray e Al-Refeai, 1986; Gray e Maher, 1989).

Rugosidade: as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).

Rigidez da fibra: fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray e Ohashi, 1983; Specht, 2000); fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); Montardo *et al.* (2002) observaram que fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, 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.* (2003-a) quando avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre a resistência e a deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

Tensão confinante: foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray e Ohashi, 1983; Morel e Gourc, 1997; Teodoro, 1999; Kaniraj e 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 e Maher, 1989).

Modo de carregamento: o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras (Maher e Ho, 1993; Crockford *et al.*, 1993; Specht, 2000).

2.4.2.2 Mudanças no comportamento dos solos reforçados com fibras

A adição de fibras ao solo agrega mudanças relacionadas principalmente à resistência, rigidez inicial e variação volumétrica. A seguir são descritas algumas alterações relatadas por vários autores a respeito de mudanças que ocorrem no comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras.

Resistência de pico

Gray e Ohashi (1983) e Gray e Al-Refeai (1986) constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço, ao contrário de Jewell e Wroth (1987), Shewbridge e Sitar (1989) e Teodoro (1999), que observaram um aumento não linear. Diferentemente, estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande e Consoli (2002), em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno, mostraram um

crescimento constante da resistência com a 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. Para Heineck (2002), 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.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a adição e o aumento do teor de fibras também foi relatado por Hoare (1979), Gray e Ohashi (1983), Bueno *et al.*, (1996), Nataraj *et al.*, (1996), Stauffer e Holtz (1996). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram para uma areia siltosa reforçada o aumento da parcela coesiva sem alterações significativas no ângulo de atrito. Por outro lado, Heineck (2002) constatou uma bilinearidade 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.

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.* (2003-b) constataram o aumento do ângulo de atrito tanto para uma areia uniforme cimentada como 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. Specht *et al.* (2002) observaram que para uma areia siltosa cimentada reforçada com fibras extensíveis não houve alteração dos parâmetros de resistência. Por outro lado, considerando fibras inextensíveis, houve um leve aumento da coesão e do ângulo de atrito para as fibras mais rígidas. A alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço.

Consoli *et al.* (2004) observaram um aumento na resistência devido ao aumento do ângulo de atrito, uma vez que o intercepto coesivo da matriz cimentada diminuiu com a adição de fibras, no caso de fibras de poliéster e de vidro. Para o caso das fibras de polipropileno, foi observada uma redução na resistência de pico.

Outro ponto comum em termos de resistência observado por vários autores ao estudarem um solo granular reforçado foi a bi-linearidade das envoltórias de resistência (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Maher e Gray, 1990; Stauffer e Holtz, 1996; Morel e Gourc, 1997; Kaniraj e Havanagi, 2001; Heineck, 2002).

Gray e Al-Refeai (1986) observaram 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.

Gray e Ohashi (1983) apresentaram um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras baseados em ensaios de cisalhamento direto executados com a areia, no estado fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a adição da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar, também neste caso, 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 extensíveis, ou seja, não romperam durante o ensaio. O aumento do comprimento das fibras resultou num aumento da resistência, porém, esse aumento é verificado até certo limite, a partir do qual, este efeito não é mais observado. A orientação das fibras com relação à superfície de cisalhamento também é considerada no modelo. Fibras orientadas a 60° da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento da resistência ao cisalhamento.

Gray e Maher (1989) verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica, que reduz com o aumento da relação l/d e torna mais efetiva a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento. No entanto, este crescimento com o aumento do teor de fibras é observado só até certo limite.

Ranjan e Charan (1996) estudaram a influência das características das fibras (teor, relação l/d , superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento, realizando uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente. Baseados nos resultados obtidos, os

autores constataram a existência de uma tensão confinante crítica que reduz com o aumento da relação l/d . As fibras serão suscetíveis ao arrancamento somente em um intervalo pequeno de tensão de confinamento. Comportamento que já havia sido relatado por Gray e Maher (1989).

Maher e Gray (1990) com um estudo sobre o diâmetro das partículas, utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas as composições com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios (D_{50}) das partículas mostraram que o aumento do tamanho das partículas não altera a tensão de confinamento crítica, mas diminui a contribuição das fibras para a resistência.

Além disso, os autores salientam que para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência e para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra a partir do 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.

Com relação à granulometria do solo, Stauffer e 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 com a adição de fibras um aumento maior de resistência na areia bem graduada. Gray e Maher (1989) concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (graduação, tamanho e forma das partículas) e da fibra (teor, relação l/d e módulo). A resistência diminui com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia; aumenta com o coeficiente de uniformidade da areia, o teor de fibras, o módulo das fibras e a relação l/d .

Ranjan e Charan (1996) observaram que a curva tensão x deformação de um areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais da ordem de 20%, comportamento análogo ao observado por Ardersland e Kattak (1979) para um solo argiloso.

Teodoro e 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. 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, mais uma vez, as envoltórias tendem a ser bi-lineares à medida que o teor e o comprimento das fibras aumentam.

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

Consoli *et al.* (1999), estudando o comportamento de materiais cimentados, observaram que quanto maior é a quantidade de cimento adicionada ao solo, menos pronunciado é o acréscimo de resistência causado pela adição das fibras.

Sob diferentes trajetórias de tensões, Consoli *et al.* (2007-b) realizaram ensaios triaxiais drenados em amostras de areia reforçada por fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas. Os autores demonstraram que a envoltória de ruptura e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência do material reforçado são independentes da trajetória de tensão aplicada nos ensaios triaxiais. A envoltória de ruptura do compósito foi ajustada de forma bi-linear e não foi verificada a ruptura das fibras, apenas o alongamento.

Resistência pós-pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência pós-pico concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Fatani *et al.*, 1991; Ranjan e Charan, 1996; Staufe e Holtz, 1996; Consoli *et al.*, 1997, 1999, 2003-a; Casagrande, 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003; Donato *et al.*, 2004; Casagrande *et al.*, 2006; Consoli *et al.*, 2007-a.).

Rigidez inicial

Maher e Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996) 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.

Montardo (1999) observou uma queda bastante acentuada da rigidez inicial de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. No entanto, as fibras de polietileno tereftalato e de vidro não causaram alteração alguma no módulo. Vendruscolo (2003) também observou uma queda na rigidez inicial para um solo artificialmente cimentado reforçado com fibras.

Michalowski e 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.

O efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Segundo 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. Os módulos de deformação cisalhante de três diferentes materiais, areia siltosa, areia fina uniforme e cinza de fundo, a pequeníssimas deformações, de acordo com Heineck *et al.* (2005), não foram afetados pela introdução de fibras de polipropileno.

Consoli *et al.* (2004) encontraram, tanto para matriz cimentada como para a matriz não cimentada, uma pequena influência na rigidez inicial causada pela adição de fibras de poliéster e de vidro, mas uma grande redução da rigidez inicial causada pela adição fibras de polipropileno.

Variação volumétrica

A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, segundo relatos de Stauffer e Holtz (1996), sendo este aumento mais pronunciado para uma

areia mal graduada 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 e 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).

Consoli *et al.* (2005), através de ensaios de compressão isotrópica, verificaram que a inclusão de fibras afeta significativamente o comportamento compressivo de uma areia, modificando a localização da Linha Isotrópica de Compressão do material. De acordo com os autores, quando o material reforçado é submetido à compressão isotrópica, o movimento relativo dos grãos sob altas tensões conduz as fibras a sofrerem deformações plásticas de tração, onde estas se alongam em primeira instância, podendo inclusive atingirem a ruptura.

Condutividade hidráulica

Bueno *et al.*, (1996) relataram uma redução da permeabilidade de uma ordem de grandeza, causada pela adição de fibras a solos granulares.

Segundo Heineck (2002) e Heineck *et al.* (2003-b), para todas as matrizes estudadas, a adição de 0,5% de fibras de polipropileno de 24mm não causou mudanças significativas na condutividade hidráulica avaliada.

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 a mesma energia 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 e Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (0; 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) observou 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).

Casagrande (2005) verificou um acréscimo no índice de vazios máximo e mínimo de uma areia reforçada com fibras de polipropileno ao compactar as camadas para realização de ensaios de placa em grande escala. O autor relata que o índice de vazios máximo da mistura de areia com 0,5% de fibras de polipropileno de 24mm de comprimento aumentou para 1,14 em relação ao índice de vazios máximo obtido para a areia que foi de 0,91. Enquanto o índice de vazios mínimo passou para 0,72 quando o da areia foi de 0,6.

Outros aspectos

Gray e Maher (1989) analisaram a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas e salientaram que a distribuição das fibras de forma aleatória tem a vantagem da manutenção da resistência isotrópica e da ausência de planos de fraqueza, que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado.

McGown *et al.* (1988), estudando a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular, verificaram um aumento considerável da resistência do solo reforçado obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida. Observaram também que os parâmetros de resistência e de deformabilidade foram alterados pelo intertravamento entre o solo e o reforço, principalmente para maiores teores de reforço.

Para Maher e Gray (1990) a técnica de reforço aplicada em 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. 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.

Os resultados dos ensaios obtidos por Li e Mitchell (1988) mostraram que o reforço em formato de malha (fibras poliméricas) e o com ancoragens (fibras metálicas) apresentaram os melhores resultados, dobrando a resistência ao cisalhamento de uma areia fracamente cimentada (3% de cimento) em relação à sem reforço. De maneira geral, todos os reforços aumentaram a ductilidade do material, permitindo uma maior absorção de energia.

Teodoro e Bueno (1998) avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram executados painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetidos à variação térmica. Os autores verificaram que 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.

Silva *et al.* (1995) realizaram ensaios de compactação, compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras em um solo argiloso e outro arenoso. Nenhuma mudança significativa foi verificada nos parâmetros de compactação quando da adição de fibras. Independentemente do teor e do comprimento da fibra, a resistência à compressão do solo argiloso reforçado foi sempre superior ao do solo sem

reforço. Por outro lado, o solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor de fibra. Um aumento da capacidade de suporte dos solos foi verificado com a adição das fibras através dos ensaios de placa.

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.

Maher e Ho (1994) estudaram as propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita-fibra 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.

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 e 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.

Shewbridge e Sitar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras através de ensaios realizados 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.

Freitag (1986) estudou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado. Três fibras sintéticas diferentes foram utilizadas: uma de nylon (descartada no início dos trabalhos por dificuldades de mistura), uma de polipropileno (com 0,20mm de diâmetro) e outra também de polipropileno chamada *Fibermesh* (0,10mm de diâmetro). O comprimento das fibras era 20mm e o teor foi de 1% em volume. Os resultados indicaram aumento da resistência à compressão não-confinada, principalmente para teores de umidade próximos à ótima e no ramo úmido da curva de compactação e que a ruptura do solo reforçado ocorre a uma deformação bem superior a do solo não reforçado.

Teodoro (1999) executou painéis de solo argiloso reforçado com fibras de polipropileno para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetido à variações de temperatura. O autor observou que a fibra não evitou o fissuramento, porém, reduziu significativamente a dimensão das trincas.

Heineck (2002) e Heineck e Consoli (2002) analisaram o comportamento hidráulico e mecânico de amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim com adição de fibras de polipropileno de 24mm de comprimento e bentonita. Em uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica, indicaram 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 avaliação da 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 250mm e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

Casagrande (2005) realizando ensaios triaxiais em diversas trajetórias de tensões com deformações de até 28% para avaliar as contribuições relacionadas ao acréscimo de fibras no comportamento mecânico de uma matriz arenosa concluiu que: (1) a realização de ensaios triaxiais em amostras de areia reforçada submetidas a trajetórias de tensões distintas (compressão axial, descarregamento lateral e p' constante) resulta em uma envoltória de resistência única não dependente da trajetória de tensões seguida pelo material; (2) a inclusão de fibras de polipropileno ao solo proporciona um crescimento constante da resistência com o aumento das deformações distorcionais, ocasionando um aumento nas deformações volumétricas de contração para as tensões efetivas médias iniciais mais altas, independente da trajetória de tensões seguida pelo material; (3) existe uma taxa única de crescimento de resistência a partir do momento em que as fibras são mobilizadas, que independe das tensões efetivas médias iniciais e se apresenta de forma linear e constante para o solo reforçado; (4) as fibras agem mais efetivamente sob tensões efetivas médias iniciais mais baixas; (5) as envoltórias de resistência obtidas graficamente para o material reforçado apresentam uma bilinearidade, sendo possível identificar uma tensão confinante crítica, onde provavelmente possa ocorrer uma mudança no comportamento do material; (6) os parâmetros de resistência do solo reforçado são representados por um ângulo de atrito elevado na porção inicial e um intercepto coesivo muito alto na segunda porção da envoltória, onde a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-fibra se iguala ou supera a resistência à tração da fibra; (7) o ângulo de atrito do solo reforçado correspondente à parte final da envoltória é praticamente igual ao ângulo de atrito do solo não reforçado, conferindo um certo paralelismo a essas duas envoltórias; (8) a introdução de fibras ao solo aumenta a razão de tensões q/p' e não exerce influência significativa na rigidez dos materiais estudados, principalmente para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas; (9) a inclusão de fibras a um material submetido à compressão isotrópica influencia o comportamento compressivo deste, sendo um fator de mudança da localização da LCN da areia; (10) as altas tensões aplicadas em compressão isotrópica causam o movimento relativo dos grãos impondo tensões nas fibras, que tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração alongando-se até atingirem a ruptura; (11) o índice de vazios inicial da amostra reforçada é considerado um fator preponderante no mecanismo de mobilização das fibras, pois quanto menor for o índice de vazios, maior será o

número de contatos solo-fibra e mais cedo estas começam a atuar no acréscimo de resistência dentro da massa de solo.

Através de ensaios do tipo ring shear, Casagrande *et al.* (2006) avaliaram o comportamento de misturas de uma bentonita reforçada com fibras de polipropileno. Os autores observaram que a inclusão aleatória das fibras aumentou a resistência ao cisalhamento de pico do solo, porém o ganho de resistência era reduzido a deformações maiores e as resistências residuais dos materiais com e sem reforço eram similares. O aumento da resistência de pico foi percebido com o aumento do comprimento e da quantidade de fibras. Os autores verificaram, após a realização dos ensaios, que as fibras sofreram alongamento e, predominantemente, ruptura. Todavia, uma discussão proposta por Fox (2007), em função da dificuldade de mistura do solo com as fibras, sugeriu, em substituição ao reforço com fibras, por serem mais resistentes, a utilização de geocompósitos com bentonita reforçados por fibras. Em resposta, Casagrande *et al.* (2007) afirmaram que o mesmo ganho de resistência seria observado na bentonita se fosse reforçada com fibras do mesmo tipo e em mesma quantidade do que no geocompósito fibroso.

Um procedimento para determinação da distribuição da orientação das fibras em areia reforçada com fibras flexíveis foi apresentado por Diambra *et al.* (2007). Elaborado com base em amostras cilíndricas compactadas em laboratório, o procedimento pode ser extrapolado para amostra de qualquer formato, desde que o eixo de simetria seja conhecido, de acordo com os autores. No estudo, a distribuição das fibras não se mostrou isotrópica, tipicamente 97% das fibras ficaram dispostas a 45° da horizontal. Observaram ainda que a orientação das fibras não foi afetada pela quantidade de reforço adicionada à matriz de solo.

Consoli *et al.* (2007-a) realizaram ensaios triaxiais em variadas trajetórias de tensões com o intuito de investigar a influência do reforço com fibras de polipropileno em uma areia uniforme e concluíram que a envoltória de ruptura da areia reforçada com fibras independe da trajetória de tensões seguida. Sugeriram ainda, a partir de medições dos comprimentos das fibras após os ensaios, que para rupturas ocorridas a tensões médias inferiores à tensão crítica (ponto que separa as duas porções da envoltória bi-linear) existiria uma composição dos mecanismos de escorregamento e plastificação das fibras, com fibras apresentando extensão limitada e outras provavelmente deslizando devido às baixas tensões de confinamento. Para rupturas ocorridas acima da tensão crítica, a extensão das fibras seria mais pronunciada, mas a

ruptura não estaria presente pelo fato de não terem sido atingidos os níveis de deformação necessários para causar a ruptura das fibras.

Consoli *et al.* (2007-b) avaliando o comportamento de uma areia reforçada com fibras de polipropileno sob grandes deformações cisalhantes realizaram ensaios do tipo *Ring Shear* com deslocamentos da ordem de 1400mm. Os autores encontraram que o efeito do reforço foi mais pronunciado para as fibras mais longas, maiores teores de fibras e compósitos de areia-fibra mais densos. Foi observado que: quanto maior o comprimento das fibras, maior foi o aumento da resistência cisalhante do compósito e não foi encontrada nenhuma tendência de reduções na resistência mesmo para deslocamentos muito grandes; houve alongamento e ruptura das fibras para todos os comprimentos estudados, embora a quantidade de fibras rompidas aumentasse com o comprimento inicial das mesmas; a quantidade de fibras rompidas menores aumentou com o deslocamento atingido, reforçando a idéia de que as fibras primeiramente se alongam pelas deformações plásticas que sofrem e só depois rompem; as amostras mais densas responderam melhor no aumento e manutenção da resistência ao cisalhamento última, o que indica que as fibras atuam melhor como reforço quando o índice de vazios é menor; e que a resistência ao cisalhamento aumenta com a quantidade de fibras devido ao maior número de contatos fibra-solo.

Solos cimentados reforçados com fibras

Specht (2000) avaliou os efeitos da adição de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada (formada por pequenos filamentos unidos), sobre a resistência e a deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob carregamento estático e dinâmico. O autor concluiu que as fibras extensíveis (em forma de filamentos) foram mais efetivas na melhoria das características pós-ruptura do compósito, aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a resistência à fadiga. Entretanto, as fibras de caráter inextensíveis (fibriladas) foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico. Estruturas de pavimento semi-rígido foram dimensionadas onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando da utilização de reforços fibrosos em forma de filamentos.

Maher e Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente em ensaios triaxiais executados sob carregamento estático e cíclico. Analisaram também a resistência à tração do

material cimentado reforçado pelo método brasileiro (ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral). A presença de fibras aumentou significativamente a resistência de pico da areia cimentada. O aumento do comprimento e do teor de fibras aumentou a resistência a baixas tensões de confinamento, o índice de fragilidade, a capacidade de absorção de energia, o intercepto coesivo, o ângulo de atrito interno e a resistência à tração da areia cimentada. Porém, houve uma redução da resistência com o acréscimo da tensão de confinamento. Com a adição das fibras também houve um aumento do número de ciclos e da magnitude das deformações necessárias para causar a ruptura da areia cimentada.

Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1998) 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.

Montardo (1999) e Montardo *et al.* (2002) 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. Foram utilizados para este fim uma areia fina uniforme, cimento Portland (CP V – ARI) e fibras de polietileno tereftalato (PET) obtidas a partir do reprocessamento de garrafas plásticas descartáveis. Os autores observaram que a inclusão de fibras teve uma influência significativa nas propriedades mecânicas do solo cimentado, aumentando a resistência à compressão não-confinada e à tração por compressão diametral, sendo este aumento mais pronunciado para maiores porcentagens de fibra. O efeito do comprimento da fibra, porém, mostrou-se nulo. Quanto ao comportamento na compressão triaxial, verificou-se o aumento da tensão desvio de pico, tanto com a porcentagem como com o comprimento das fibras, resultando basicamente de um aumento no ângulo de atrito de pico. Concluíram também que o reforço da areia cimentada com fibras PET resultou na melhoria do comportamento pós-pico, com o aumento da tensão desvio última e, embora tenha reduzido sensivelmente o índice de fragilidade do solo cimentado (de forma mais acentuada para o comprimento de fibra maior), não alterou expressivamente o modo de ruptura do material. A

rigidez inicial não foi afetada pela inclusão das fibras, sendo esta uma função basicamente do nível de cimentação.

Feuerharmel (2000) avaliou a influência do tipo de solo no padrão de comportamento de solos reforçados, com e sem cimentação artificial, por meio de ensaios triaxiais executados em três tipos de solo (argila, areia e areia siltosa) reforçados com fibras de polipropileno. Dentre as conclusões do trabalho estão: a adição de fibras de polipropileno provocou a redução do módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo, ou seja, os solos com menor rigidez foram os mais afetados; quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz do solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras.

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.

Vendruscolo *et al.* (2004) realizaram uma análise utilizando técnicas estatísticas de regressão múltipla e de variância para gerar modelos que pudessem ser utilizados para a previsão dos resultados de ensaios em uma areia cimentada reforçada com fibras. Os autores concluíram que a cimentação e a tensão de confinamento exercem uma forte influência sobre as características de resistência, sendo que a cimentação aumenta a tensão desvio de ruptura e o índice de fragilidade do material. Observaram também que para a matriz não cimentada as fibras possuem a capacidade de mobilizar resistência mesmo a grandes deformações, Já para a matriz cimentada, as fibras proporcionam um aumento da ductilidade do material, além de um aumento da deformação axial e da deformação volumétrica na ruptura. Concluíram ainda que o aumento do comprimento e porcentagem das fibras contribuem para a redução da

fragilidade do material, assim como o acréscimo da resistência com a variação do comprimento e teor de fibras é maior para a matriz cimentada.

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 (36mm), 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.

Vendruscolo *et al.* (2005) e Consoli *et al.* (2003-b) analisaram resultados de ensaios de placa realizados diretamente no estrato de solo residual homogêneo, bem como no sistema de camadas formado por cinco camadas de topo diferentes: areia-cimento (com 4% e 7% de cimento) e areia-cimento-fibra (com 4% e 7% de cimento e 0%, 0,25% e 0,5% de fibra) – cobrindo o estrato de solo residual. Os autores chegaram as seguintes conclusões: o benefício

do uso de uma camada superficial cimentada sobre o solo residual de baixa capacidade de suporte é claramente observado nos resultados dos ensaios de placa, apresentando um aumento da capacidade de suporte e da rigidez; na camada de solo-cimento-fibra, o reforço com fibras não altera a capacidade de suporte máxima, mas aumenta os deslocamentos para a carga máxima atingida e a capacidade de suporte última; o reforço com fibras parece inibir a propagação de fissuras e distribuir as tensões numa área maior na interface entre a camada cimentada reforçada e o solo residual; de uma forma geral, a adição de fibras à matriz cimentada torna o material mais dúctil.

2.5. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

O comportamento dos solos utilizados como matrizes, bem como os materiais compósitos deles resultante serão analisados neste trabalho através dos conceitos da mecânica dos solos clássica, desenvolvidos à luz da Teoria do Estado Crítico (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978). Para tanto, é apresentada a seguir uma breve revisão desta teoria, baseando-se em Atkinson e Bransby (1978) e Atkinson (1993).

2.5.1. Conceitos Fundamentais

A Teoria do Estado Crítico foi criada nos anos 50 e 60 na Inglaterra, com base principalmente em ensaios realizados em amostras de argilas reconstituídas e isotropicamente adensadas. Esta teoria é representativa do comportamento de solos saturados e isotropicamente adensados, não sendo influenciada por fatores como velocidade de deformação e estrutura, descrevendo, portanto, o comportamento de solos considerados ideais. Uma breve descrição desta teoria será realizada abaixo.

Define-se como Estado Crítico o estado no qual o solo atinge, após grandes deformações, um estado estável, em que a resistência (q ou t) e o índice de vazios (e) não variam mais. Nesta situação, o valor de p' e s' também são constantes. Este estado foi denominado pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978) de **estado crítico**, que pode ser matematicamente expresso por:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (2.1)$$

De acordo com a Teoria do Estado Crítico, o mecanismo básico de compressão em solos é através do rearranjo de grãos. Em solos granulares este mecanismo pode ser acompanhado da quebra de grãos, e, em solos argilosos, pela contração ou expansão das partículas de argila.

O comportamento sob carregamento isotrópico é normalmente representado no espaço $v : \ln p'$, onde p' representa a tensão efetiva média e v é o volume específico do solo. Para a maioria dos solos, a compressão e a expansão são lineares neste espaço, representando uma boa idealização do comportamento da maioria das argilas e areias. Para solos granulares, as variações volumétricas durante o carregamento são freqüentemente acompanhadas da quebra de grãos, onde se faz necessária a aplicação de altas tensões (maiores que 1000 kPa) para a identificação do comportamento real destes solos. Os invariantes de tensão q e p' , utilizados para descrever o estado corrente da amostra juntamente com o volume específico v , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (2.2)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.3)$$

$$v = 1 + e \quad (2.4)$$

A Figura 2.4 esquematiza o comportamento dos materiais sob carregamento isotrópico. No descarregamento, o solo é consideravelmente mais rígido que no primeiro carregamento devido ao fato de que grande parte das deformações impostas no primeiro carregamento são deformações plásticas. A reta AO, correspondente ao primeiro carregamento, é conhecida como **Linha de Compressão Normal (LCN)**, e pode ser expressa por:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.5)$$

onde N é o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$ e λ é o valor do gradiente da LCN. A reta BC é conhecida como curva de expansão, é expressa pela equação:

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.6)$$

onde v_κ é o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$ e κ é o valor do gradiente da curva de expansão. Os parâmetros λ , κ e N são constantes para cada solo, resultando na existência de uma única LCN definida pelos mesmos.

A partir das equações 2.5 e 2.6, é possível que se calcule o estado das amostras a qualquer instante durante um carregamento isotrópico. Uma amostra de solo carregada isotropicamente irá seguir a reta OD (Figura 2.4-a). Se for descarregada, seguirá uma linha de expansão tal qual a reta AB, mas nunca irá mover-se para um estado à direita da LCN. Portanto, a LCN representa um estado limite entre estados possíveis, à esquerda, e impossíveis, à direita da LCN.

Após sofrer carregamento isotrópico, um solo cujo estado encontra-se sobre a linha OAD da Figura 2.4-a é considerado como sendo Normalmente Adensado. Por outro lado, se o solo encontra-se em um estado qualquer à esquerda da LCN, tendo seguido uma linha de expansão tal qual a CB, é considerado um solo Pré Adensado, onde o ponto C corresponde à tensão máxima experimentada pelo solo, p'_y .

Da mesma forma que a LCN, a **Linha do Estado Crítico (LEC)** também é representada no espaço $v : \ln p'$ por uma reta paralela à LCN. A LEC pode ser descrita pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.7)$$

onde Γ é definido como o valor do v correspondente à $p' = 1\text{kPa}$. Desta maneira, Γ define a localização da LEC da mesma forma que N define a localização da LCN. A projeção da LEC no plano $q : p'$ é uma reta descrita pela equação 2.8, onde M é o seu gradiente e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico, ϕ'_c .

$$q = Mp' \quad (2.8)$$

Para compressão triaxial, a expressão de M é dada pela equação:

$$M_c = \frac{6 \text{ sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad (2.9)$$

Durante um carregamento drenado um solo poderá apresentar um comportamento dilatante ou compressivo, e, durante um carregamento não drenado, as poro-pressões poderão aumentar ou diminuir. O que realmente acontece depende do estado inicial da amostra em relação à LEC. As amostras que encontram-se à direita da LEC, ou no lado úmido, comprimem durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência. Correspondem às argilas Normalmente Adensadas ou fracamente Pré Adensadas e areias fofas. Por outro lado, o solo cujo estado inicial situa-se à esquerda da LEC, ou no lado seco, expandem após uma pequena contração durante o cisalhamento e atingem picos de resistência antes de atingirem o estado último. Correspondem às argilas fortemente PA e areias densas.

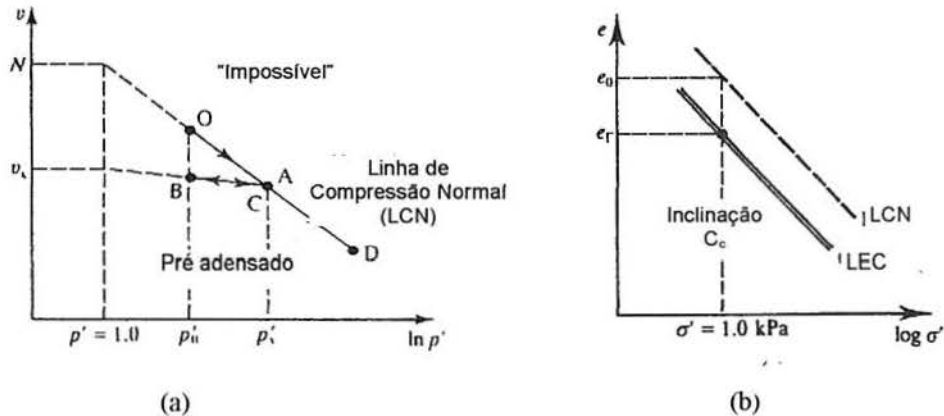


Figura 2.4: Representação da (a) Linha de Compressão Normal e da (b) Linha do Estado Crítico (Atkinson, 1993)

Segundo o que foi discutido anteriormente, a LCN representa um limite para todos os estados possíveis na compressão isotrópica. Da mesma forma, a envoltória de pico (Figura 2.5-a) deve representar um limite para todos os estados possíveis uma vez que, por definição, ela representa os pontos de resistência máxima. É importante lembrar que, para cada valor de volume específico, existe uma envoltória de pico, que somadas irão formar uma superfície de pico no espaço tridimensional $q:p':v$, ilustrada na Figura 2.5-b.

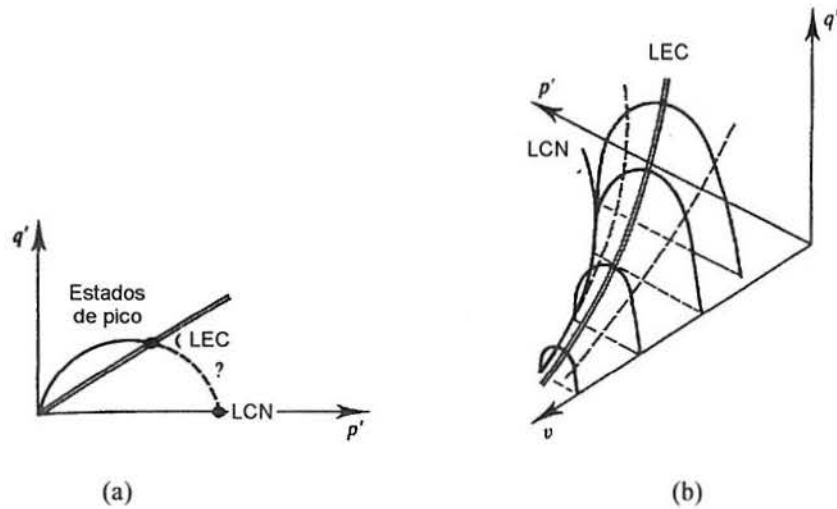


Figura 2.5: Representação da (a) envoltória de pico e da (b) Superfície Limite de Estado (Atkinson, 1993)

A envoltória de pico é a envoltória limite para amostras situadas no lado seco da LEC. No lado úmido, também existe uma envoltória limite que une a LCN com a LEC, configurando uma superfície limite de estado no espaço $q : p' : v$.

A superfície limite de estado é o limite para todos os estados possíveis de um solo reconstituído. Por definição, não existirão estados fora desta superfície, apesar existirem casos onde podem ocorrer estados fora da superfície limite em função da cimentação em solos reconstituídos. Durante o cisalhamento, se o solo estiver dentro da superfície limite de estado, as deformações são assumidas como sendo puramente elásticas. No momento que o estado situa-se sobre a superfície limite, ocorrem simultaneamente deformações elásticas e plásticas. Porém, sabe-se que este é um modelo de comportamento idealizado e que na realidade existem deformações inelásticas dentro da superfície limite de estado.

Todas as seções de volume específico constante da superfície limite de estado possuem forma similar, porém o seu tamanho depende do valor do volume específico. Desta forma, é possível que se utilize o recurso de normalização com relação a uma tensão equivalente com o objetivo de adimensionalizar q e p' . Os parâmetros de normalização, mostrados na Figura 2.6-a, são a tensão equivalente p'_e e a tensão crítica p'_c . Ambas as tensões representam a tensão na LCN e na LEC correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

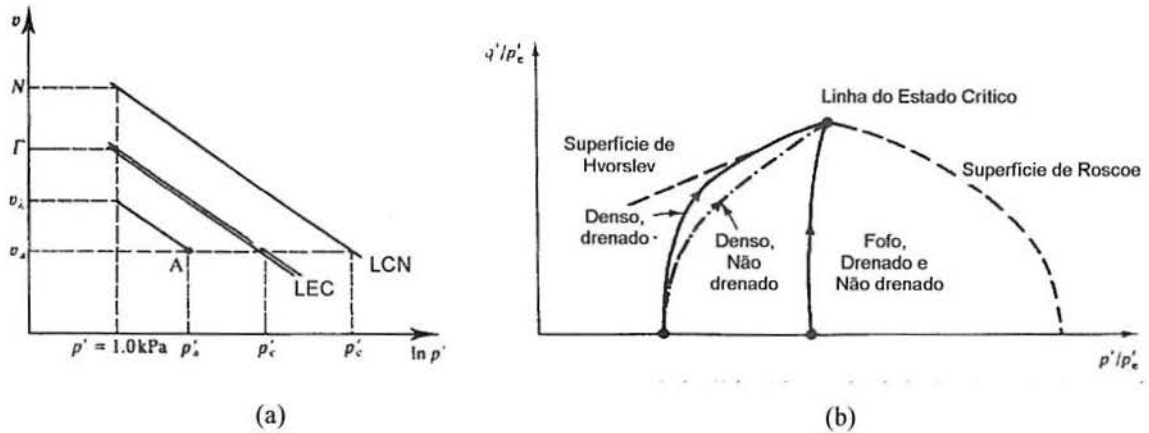


Figura 2.6: (a) Parâmetros para normalização (Atkinson, 1993) e (b) superfície limite de estado no plano normalizado $q/p'e : p'/p'e$ (Atkinson e Bransby, 1978).

A tensão equivalente sobre a LCN pode ser calculada durante o ensaio pela expressão:

$$p'_e = \exp[(N - \nu) / \lambda] \quad (2.10)$$

Normalizando-se em relação à pressão equivalente, as trajetórias de tensão para solos NA ou fracamente PA, drenados e não drenados, seguem a mesma superfície curva chamada de Superfície de Roscoe (Figura 2.6-b). Esta superfície liga os pontos representados pela LCN e pela LEC no espaço $q : p' : \nu$. Desta forma, a superfície de Roscoe é uma superfície limite de estado onde é impossível que um solo reconstituído situe-se à sua direita no plano normalizado $q/p'e : p'/p'e$. Da mesma forma, uma superfície limite de estado denominada Superfície de Hvorslev limita os estados de solos fortemente PA no espaço $q : p' : \nu$. A Figura 2.7-a e 2.7-b representa a superfície limite de estado completa no plano $q/p'e : p'/p'e$ e no espaço $q : p' : \nu$. No plano normalizado, a LCN é representada pelo ponto A e a LEC pelo ponto B. Portanto, é de extrema importância a determinação do estado do solo com referência à LCN para a aplicação da Teoria do Estado Crítico.

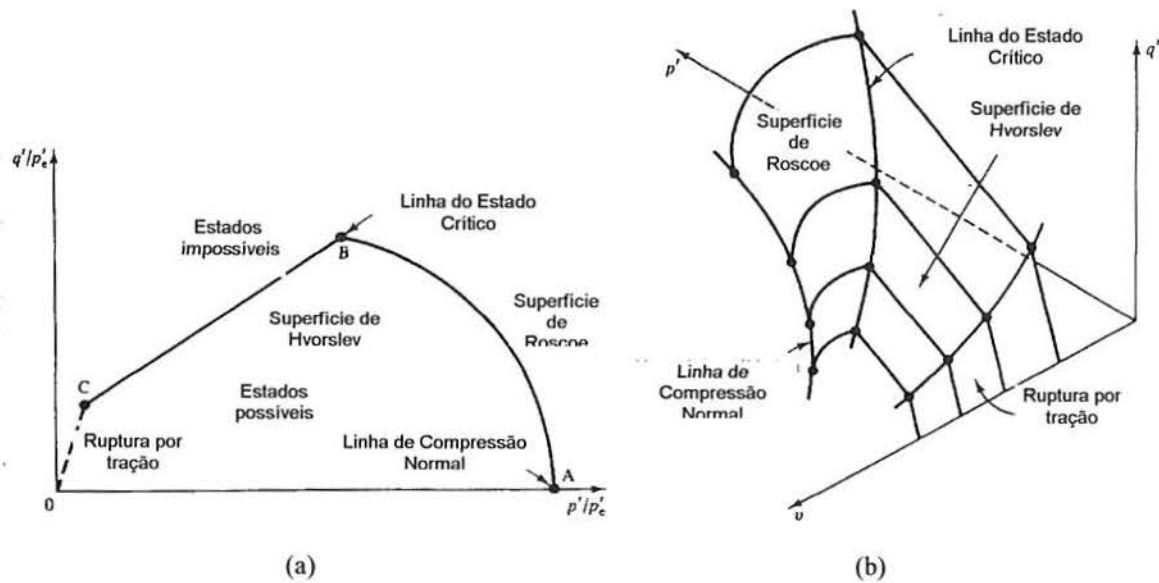


Figura 2.7: Representação superfície limite de estado completa no (a) plano normalizado e (b) no espaço $q:p':v$ (Atkinson e Bransby, 1978)

Existe uma relação entre q/p' e a taxa de dilatação ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, no lado seco e no lado úmido da LEC, expressa pela equação:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (2.11)$$

A Figura 2.8 mostra a relação entre q/p' e a taxa de dilatação para solos NA e PA. Existem dois pontos, A e C, onde a taxa de variação volumétrica é zero e $q/p'=M$. Consequentemente, plotando-se q/p' e a taxa de dilatação, a posição do ponto do estado crítico C pode ser encontrado mesmo se o carregamento for terminado antes que as amostras tenham alcançado o estado crítico. É aconselhável que sejam feitos testes em argilas NA e PA ou em amostras densas e fofas de areia, para a obtenção de dados em ambos os lados do gráfico e facilitar a localização do estado crítico. Os solos PA, situados no lado seco da LEC e que apresentam redução de resistência pós-pico normalmente desenvolvem superfícies de deslizamento, onde ocorre cisalhamento e variações volumétricas intensas concentradas em uma pequena região da amostra. Neste caso, as medições feitas tornam-se pouco confiáveis.

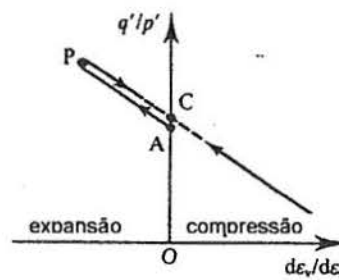


Figura 2.8: Relação entre q'/p' e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993).

Uma aplicação destes conceitos visando interpretar resultados de ensaios de compressão triaxial foi apresentada por Leroueil (1997), sendo ilustrada na Figura 2.9. Nestes ensaios, os corpos de prova de argila remoldada foram normalmente adensados até o mesmo valor de p' (ponto M) e, logo após, isotropicamente descarregados em diferentes razões de préadensamento (OCR), antes de serem submetidos a um cisalhamento drenado ou não drenado. Os corpos de prova cujas trajetórias de tensões efetivas iniciam do ponto A encontram-se levemente pré-adensados. Os corpos de prova com trajetórias partindo do ponto B são fortemente pré-adensados.

Em todos os ensaios o solo se comporta elasticamente até encontrar a curva de estado limite (pontos A1, B1, C1 e D1), movendo-se progressivamente na direção da LEC. Pode ser verificado, nos ensaios triaxiais drenados, que o ensaio A-A1-A2 mostra um comportamento dúctil, enquanto que o ensaio BB1- B2 mostra um comportamento frágil, apresentando um pico de resistência ao cisalhamento (que encontra a superfície de Hvorslev). Nos ensaios não drenados, a geração de poro-pressão faz com que a trajetória de tensões efetivas siga em direção à LEC, sendo que os corpos de prova fortemente pré-adensados apresentam geração de poro-pressão negativa durante o cisalhamento e os levemente pré-adensados geram poro-pressão positiva.

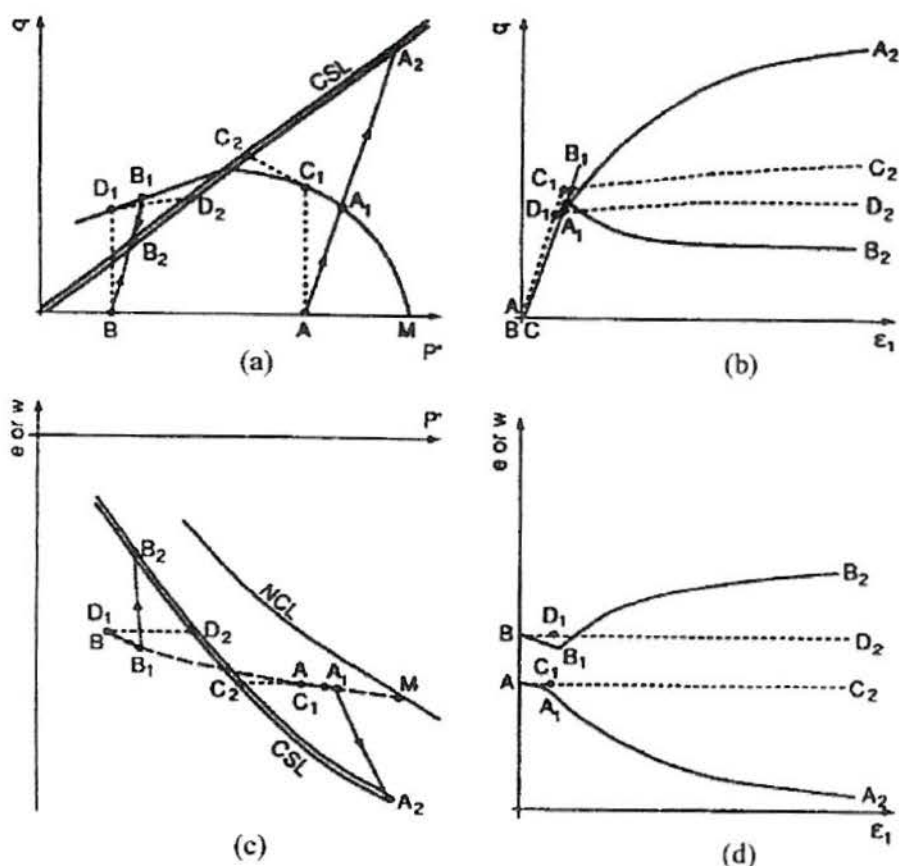


Figura 2.9: Comportamento de solos considerados “ideais”, interpretados através de conceitos básicos da TEC (Leroueil, 1997).

2.5.2. Comportamento de Areias Reconstituídas

O índice de vazios crítico para areias tem sido assunto de muitas discussões desde o trabalho pioneiro de Casagrande (1936). Segundo Been, *et al* (1991), o principal passo que foi dado no sentido de resolver esta questão foi o desenvolvimento da mecânica dos solos do estado crítico, iniciando com o trabalho de Roscoe *et al.* (1958). Enquanto a maioria dos conceitos concentrava-se no comportamento de argilas remoldadas, alguma atenção também era dada às areias (*e.g.* Stroud, 1971). Entretanto, surgiram dificuldades na aplicação da Teoria do Estado Crítico para areias principalmente por causa da impossibilidade de definição da Linha de Compressão Normal e dos problemas encontrados na medição e identificação do estado crítico. Com o desenvolvimento de técnicas modernas de laboratório estes problemas foram aparentemente resolvidos, mas permaneceram discussões se o estado crítico e o estado estável (*Steady State*) seriam os mesmos.

Sabe-se que o comportamento de areias e argilas reconstituídas diferem quando carregadas isotropicamente. O estado de uma argila normalmente adensada isotropicamente deverá recair sobre uma LCN, conforme a Figura 2.4, e o seu estado corrente é determinado unicamente pelo estado de tensões. Em contraste, o comportamento de uma areia não é determinado somente pelo estado de tensões, mas também pelo seu volume específico inicial, uma vez que no mesmo nível de tensões uma areia poderá apresentar-se fofa ou densa, dependendo do método utilizado na confecção das amostras (chuva de areia, vibração, etc). Desta forma, segundo Atkinson e Bransby (1978), irão existir diferentes curvas de compressão aproximadamente lineares e quase paralelas ao eixo p' para valores de tensão abaixo de 700kPa, totalmente dependentes do volume específico inicial da amostra. A partir daí, a LCN da areia torna-se única e com um gradiente muito mais elevado. Considera-se, então, que o diagrama compressão isotrópica para argilas, mostrado na Figura 2.4, é o mesmo que o da areia, porém com um κ quase igual a zero.

Vesic e Clough (1968) apresentaram resultados de compressão isotrópica em areias até altos níveis de tensão (aproximadamente 60 MPa), mostrando a convergência das curvas de compressão para diferentes volumes específicos iniciais. Posteriormente, vários autores verificaram que solos arenosos alcançam, de fato, uma única LCN independente do volume específico inicial, uma vez que a amostra seja carregada a um nível de tensões suficientemente alto (*e.g.* Jefferies e Been, 1987; Coop e Lee, 1993; Yamamuro *et al*, 1996). Foi então mostrado que os modos de comportamento (*strain hardening* e *strain softening*) são definidos não pela densidade relativa, mas pela combinação entre volume específico (v), tensões efetivas médias (p') e tensão desviadora (q), que definem o local do estado do solo relativo à LCN ou à LEC.

A locação da LCN e da LEC é diferente para diferentes tipos de areia (Coop e Cuccovillo, 1998), e mostrou-se estar relacionada à quantidade de quebra de partículas que o solo sofreu durante o carregamento e, por consequência, está relacionada à natureza das partículas do solo. Considerou-se como natureza das partículas a sua granulometria, em conjunto com a mineralogia e formato das mesmas.

Vários estudos foram feitos tentando correlacionar estado crítico e estado constante de deformações (*Steady State*), que foi adotado como nomenclatura corrente devido à dificuldade de se determinar corretamente o estado crítico em areias. Isto advém principalmente da dificuldade de se determinar corretamente as deformações localizadas em planos preferenciais

de ruptura e também da dificuldade de conduzir o solo a níveis de deformações axiais muito elevados. O estado constante foi definido claramente por Been *et al* (1991) através de ensaios triaxiais não drenados de tensão controlada, onde uma areia fofa foi levada à liquefação. Os autores citam este tipo de ensaio como sendo o mais adequado para a determinação do estado constante porque em ensaios de liquefação com tensão controlada realmente ocorrem velocidades constantes.

O termo “estado constante” foi definido por Poulos (1981) como sendo o estado estável de deformações em uma massa de partículas, onde esta massa está deformando continuamente a um volume constante, tensões efetivas normais constantes, tensões cisalhantes constantes e a uma velocidade constante. O estado estável de deformações é encontrado somente quando a orientação das partículas tenha alcançado um estado estável e quando toda a quebra de partículas, se existir, estiver terminada, de forma que as tensões necessárias para continuar a deformação e a velocidade de deformação permaneçam constantes.

Been *et al* (1991) mostraram, para uma areia quartzítica uniforme, que o estado crítico e o estado constante de deformações são iguais e independentes da trajetória de tensões, método de preparação das amostras e densidade inicial. Observaram, também, uma mudança abrupta na inclinação da LEC ou Linha de Estado Constante a tensões de aproximadamente 1MPa (Figura 2.10). Segundo os autores, a quebra da LEC é indicativa da mudança no mecanismo de cisalhamento a altos níveis de tensão, onde a quebra dos grãos passa a ser significativa. Espera-se que o ponto de quebra da LEC seja dependente da mineralogia da areia, assumindo-se que seja resultado do esmagamento de grãos.

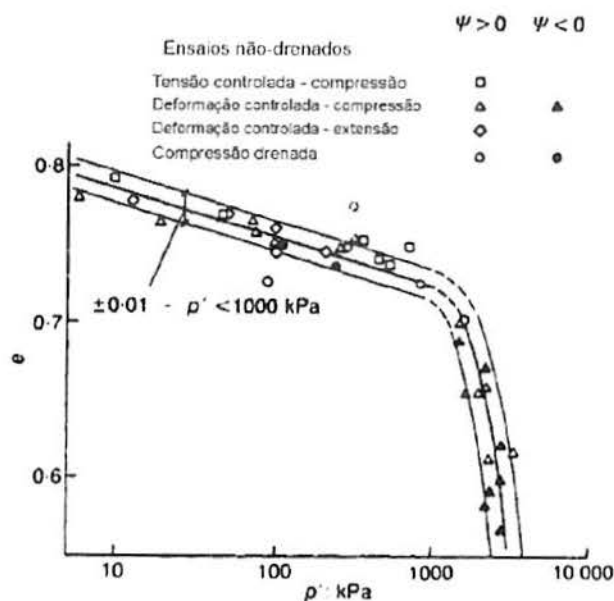


Figura 2.10: LEC apresentada no plano $e : \ln p'$ para a areia Erksak (Been et al., 1991).

Baseando-se na observação que a LEC é única para uma determinada areia, Been e Jefferies (1985) propõem a existência de um único parâmetro físico para medir o comportamento da areia, que combina a influência do índice de vazios e nível de tensões com referência a um estado último do material. Definiu-se, então, o Parâmetro de Estado (Ψ), que é a distância entre o estado inicial e o estado último no plano $e : \ln p'$. Segundo os autores, para areias com ψ negativos, ocorre um pico de tensão desvio que é inversamente proporcional ao valor de ψ , enquanto para areias com valores de ψ positivos, a tensão desvio aumenta constantemente. Variando o teor de finos em uma areia previamente lavada, os autores observaram o aumento da declividade da LEC com o aumento do teor de finos, o que é consistente com o aumento da compressibilidade com o aumento do teor de finos.

A natureza das partículas de solos carbonatados resulta em solos que exibem comportamento mecânico não usual. Areias carbonatadas caracterizam-se pela elevada angulosidade associada à elevada porosidade e à fragilidade dos grãos. Recentemente, em função da ocorrência de insucessos na previsão do comportamento de obras geotécnicas nestes materiais, vários autores tem dado atenção ao estudo do comportamento dos mesmos.

Coop (1990) realizou ensaios triaxiais em uma areia carbonatada (Dog's Bay Sand) e concluiu que: (1) a LCN pode ser identificada para areias carbonatadas através da aplicação de altos níveis de tensão e que a LEC é paralela à LCN (Figura 2.11); (2) quando cisalhada, a areia em questão eventualmente chega ao estado crítico, sendo necessário para tanto alcançar deformações axiais que estão além da prática usual; (3) para os testes considerados como tendo alcançado o estado crítico, foi encontrado um ângulo de atrito de 40° , significativamente mais alto que os ângulos de atrito descritos para outros solos, independente do nível de tensões. O autor relata que a quebra de partículas controla as deformações volumétricas plásticas durante a compressão isotrópica e cisalhamento, e surpreendentemente isso não faz com que o comportamento desta areia esteja fora dos modelos correntes. Entretanto, apesar desta areia comportar-se de maneira semelhante a outros tipos de solo, os valores de alguns de seus parâmetros estão totalmente fora dos usuais, como por exemplo o ângulo de atrito no estado crítico.

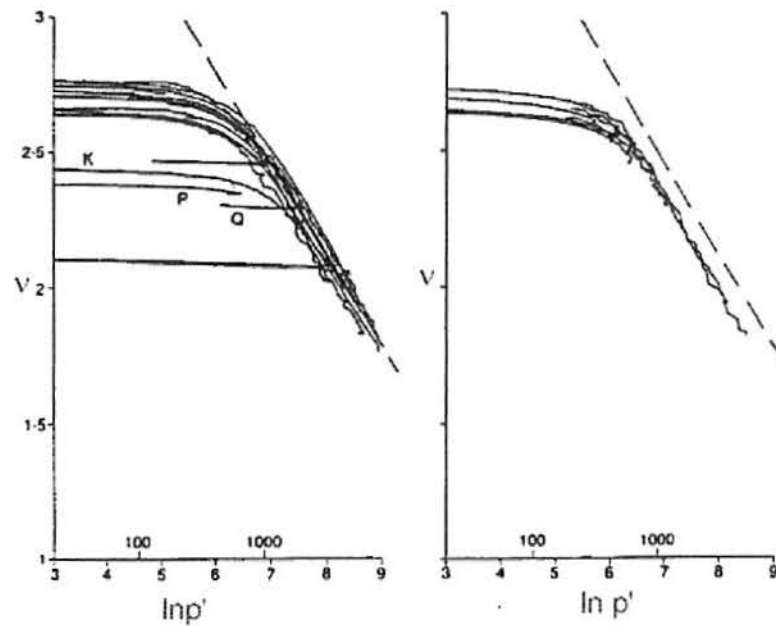


Figura 2.11: Ensaios de compressão isotrópica para a areia carbonática de Dogs Bay (Coop, 1990).

Verdugo e Ishihara (1996) recomendam que a determinação da LEC seja realizada preferencialmente através de ensaios triaxiais não drenados. Em ensaios não drenados, a condição de estado crítico é alcançada a uma deformação axial menor, que reflete somente a correspondente deformação de cisalhamento, pois o volume do corpo de prova permanece constante durante todo o ensaio. Aversa *et al.* (1993) comentam que para a determinação do estado crítico, num ensaio triaxial, em um solo, são necessárias deformações maiores do que o equipamento consegue alcançar, já Coop (1990) recomenda que ensaios triaxiais para a determinação da LEC sejam levados a deformações axiais muito elevadas, da ordem de 40%.

O comportamento cisalhante das areias encaixa-se no mesmo arcabouço desenvolvido para argilas. Amostras de areia usualmente encontram-se no lado seco da LEC e o seu comportamento deve, portanto, ser comparado ao de argilas fortemente PA. Uma diferença importante entre estes materiais é que as argilas normalmente aproximam-se ou encontram-se sobre a LCN, enquanto que as areias situam-se bem abaixo desta curva, podendo alcançá-la somente com um nível de tensões suficientemente alto para gerar quebra de partículas.

Existem também diferenças nos mecanismos físicos que caracterizam a propagação de tensões nestes solos. Enquanto que para areias as tensões são propagadas através do contato entre grãos, para argilas as forças físico-químicas desempenham um papel preponderante. Portanto, areias e argilas podem ser consideradas como representantes dos extremos de uma grande variedade de solos. Os estudos feitos no sentido de identificar a influência da adição de fibras e cimento no comportamento de um solo arenoso são apresentados neste trabalho.

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados os materiais utilizados e os métodos de preparação das amostras, bem como os procedimentos adotados durante a realização do programa experimental. O programa experimental inclui a realização de ensaios de compressão isotrópica a altas tensões de confinamento (até 45MPa) e ensaios de compressão triaxial atingindo deformações cisalhantes da ordem de 40% e tensões efetivas médias de até 5400kPa. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Imperial College em Londres durante o período de Doutorado Sanduíche. Durante este período, os ensaios e parte da análise foram realizados sob orientação do Dr. Matthew Richard Coop, professor e coordenador do Laboratório de Mecânica dos Solos do Imperial College London.

Os ensaios de compressão isotrópica a altas tensões foram realizados em amostras de solo, solo-cimento, solo-fibra e solo-cimento-fibra em dois índices de vazios distintos para cada material. Os resultados apresentados neste trabalho para as amostras de solo-fibra foram realizados por Casagrande (2005).

Os ensaios de compressão triaxial foram conduzidos em amostras de solo, solo reforçado com fibras e solo cimentado reforçado com fibras em índice de vazios e tensões confinantes distintas.

3.1. MATERIAIS

Os ensaios de caracterização física do solo foram realizados conforme os seguintes métodos e procedimentos:

- Ensaios de granulometria (NBR 7181 - ABNT, 1984-e);
- Massa específica real dos grãos (NBR 6508 - ABNT, 1984-c);

- Índices de vazios, mínimo e máximo (NBR 12051 – ABNT, 1991-b; NBR 12004 – ABNT, 1990).

3.1.1. Areia

O solo utilizado foi extraído de uma jazida localizada no município de Osório – RS. Trata-se de uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme (NBR 6502/95; ASTM D 2487/93). A análise mineralógica desta areia, realizada por Spinelli (1999), indica a presença de 99% de quartzo, sendo o restante composto de glauconita, ilenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica.

Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Passo Fundo, conforme apresentado na Figura 3.1 e na Tabela 3.1.

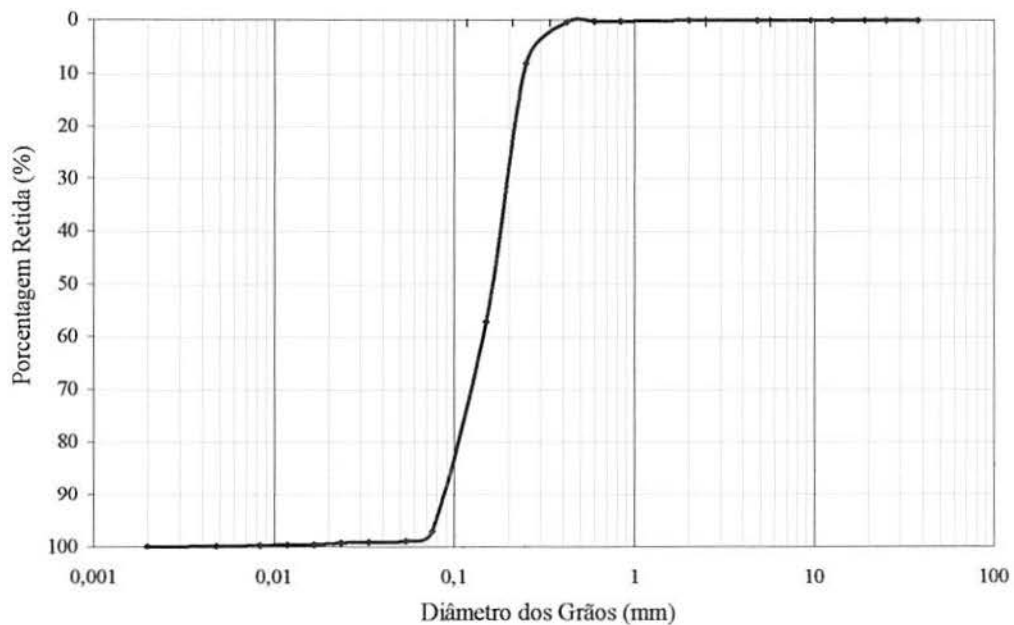


Figura 3.1: Curva granulométrica da areia de Osório

Tabela 3.1: Índices físicos da areia de Osório

Índices físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	26,2 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,1
Coefficiente de curvatura, C_c	1,0
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,09mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,16mm
Índice de vazios mínimo, e_{min}	0,6
Índice de vazios máximo, e_{max}	0,9

3.1.2. Fibras

As fibras utilizadas como elemento de reforço são fibras poliméricas de polipropileno, que estão disponíveis no mercado em forma de pequenos filamentos. Estas fibras 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 sua aplicação em ensaios com grandes dimensões ou extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

Foram utilizadas fibras de polipropileno fabricadas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A. De acordo com as especificações fornecidas pelo próprio fabricante, esta fibra possui uma resistência à tração de 300MPa, densidade relativa de 0,91, um alongamento na ruptura de 80% à 170%, e um módulo de elasticidade de 3GPa. O termo utilizado na indústria têxtil para designar a espessura dos filamentos é o título, sendo que a unidade do título é o dtex, que representa a relação entre o peso e o comprimento do filamento (1dtex=1g/10000m). O título, o teor e o comprimento das fibras utilizadas foram determinados com base em pesquisas já realizadas com estes materiais buscando a possibilidade de utilização desses resultados em comparações com os obtidos neste trabalho no intuito de otimizar as análises. As fibras utilizadas nesta pesquisa têm título de 3,3dtex, que correspondem ao diâmetro de 21 μ m. O teor utilizado foi de 0,5% do peso de material seco e o comprimento foi de 24mm.

A Figura 3.2 mostra o aspecto das fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e um detalhe das mesmas, obtido de uma imagem de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

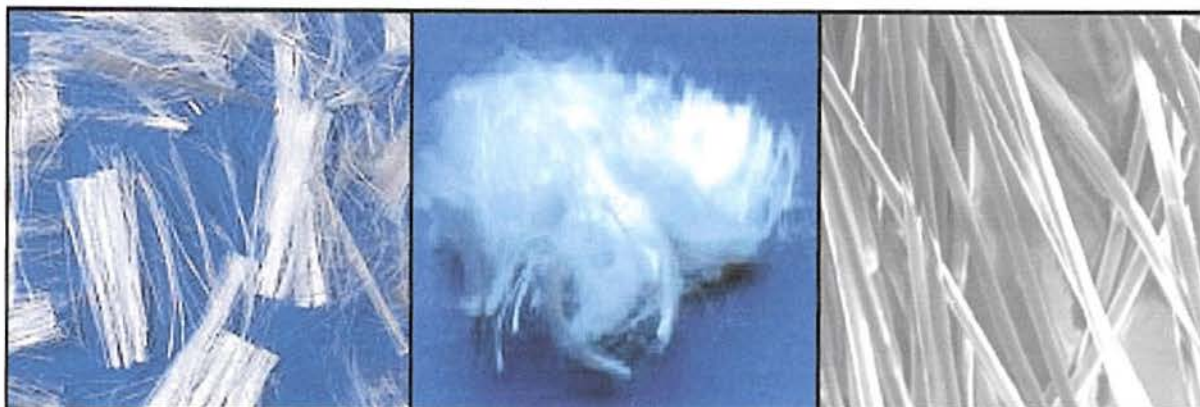


Figura 3.2: Aspecto das fibras de polipropileno com 24 mm de comprimento e imagem de microscopia eletrônica das fibras -aumento de 90x. (Casagrande, 2005)

3.1.3. Cimento

O cimento que foi utilizado nesta pesquisa é do tipo CP-V Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI). Este cimento é um tipo particular do cimento Portland comum que possui uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como uma moagem mais fina do cimento. Isto propicia a ele, ao reagir com a água, que adquira elevadas resistências com maior velocidade. Fato este que determinou o seu emprego. Suas características são mostradas na Tabela 3.2 a seguir. O teor de cimento utilizado foi de 3% do peso de material seco, para que fosse possível o estudo de materiais mediamente cimentados.

Tabela 3.2: Propriedades do cimento CP-V (ARI)

	Finura	Tempo de pega		Resistência à compressão			
	Massa específica (kg/m ³)	Início (min)	Fim (min)	1 dia (MPa)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)
Média	3,11	195	296	23,5	39,2	45,2	53,3
Mínimo	3,11	165	258	22,1	37,8	41,6	51,4
Máximo	3,11	218	365	25,2	41,8	47,2	53,6
Desvio padrão	0,00	14	27	0,9	0,9	1,2	1,3

Fonte: Camargo Corrêa Industrial S. A (1998)

3.1.4. Água

A água utilizada para os ensaios foi água destilada.

3.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios de compressão triaxiais foram realizados na matriz arenosa reforçada e não reforçada com fibras e na matriz cimentada reforçada com fibras e se basearam na variação da tensão efetiva média inicial (100, 800, 3400 e 5400kPa) em ensaios do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados. Os fatores mantidos fixos se referem a características relacionadas às fibras, como comprimento de 24 mm, título de 3,3 dtex e teor de 0,5% de fibra, calculado em relação à massa de solo seco e ao teor de cimento de 3%. Também se mantiveram fixos a velocidade de carregamento (de 0,0173 mm/min) e o teor de umidade de 10%. A determinação das variáveis fixas foi baseada em estudos anteriores, onde estas obtiveram um dos níveis de melhor desempenho no estudo do comportamento mecânico de misturas (Montardo, 1999; Specht, 2000; Casagrande, 2005; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003 e Santos, 2004).

No total foram realizados 21 ensaios, sendo 11 destes em areia, 5 ensaios em areia-fibra, 2 em areia-cimento e 3 em areia-cimento-fibra, apresentados na Tabela 3.3 a seguir.

Tabela 3.3: Programa de ensaios triaxiais em areia, areia-fibra, areia-cimento areia-cimento-fibra.

MATRIZ	TIPO DE ENSAIO	TENSÃO CONFINANTE	TOTAL
Areia	Compressão Triaxial	100kPa	3
		800kPa	3
		3400kPa	1
		5400kPa	2
	Compressão Isotrópica	45MPa	2
Areia-fibra	Compressão Triaxial	100kPa	2
		800kPa	2
		3400kPa	1
Areia-cimento	Compressão Isotrópica	45MPa	2
Areia-cimento-fibra	Compressão Triaxial	3400kPa	1
	Compressão Isotrópica	45MPa	2

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados em dois equipamentos distintos: um capaz de atingir tensões confinantes de até 1200kPa; e outro com capacidade para

7000kPa. As formas de moldagem nos dois equipamentos também foram distintas e descritas a seguir. Já os ensaios de compressão isotrópica, realizados em um terceiro equipamento, seguiram a mesma metodologia de moldagem dos ensaios de compressão triaxial para tensões de até 1200kPa.

Devido a problemas de disponibilidade dos equipamentos utilizados e o curto período disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do Imperial College London para a execução dos ensaios, não foi possível a realização de mais ensaios, principalmente em amostras de solo-cimento e solo-cimento-fibra sob compressão triaxial. Para possibilitar uma análise mais completa dos materiais investigados nesta pesquisa foram utilizados ensaios em amostras de areia e areia-fibra apresentados por Casagrande (2005) e Festugato (2008), bem como ensaios realizados em areia-cimento apresentados por Consoli *et al.* (2008-b). Todos os ensaios mencionados acima foram realizados com os mesmos materiais descritos anteriormente (areia, fibras e cimento), nas mesmas quantidades (0,5% de fibras de 24mm de comprimento e 3% de cimento), no mesmo teor de umidade (10%) e utilizando a mesma técnica de preparação das amostras. A identificação destes ensaios está descrita na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Ensaios triaxiais adicionais em areia, areia-fibra e areia-cimento.

MATRIZ	TIPO DE ENSAIO	TENSÃO CONFINANTE (kPa)	TOTAL	AUTOR
Areia	Compressão Triaxial	50, 100	2	Festugato (2008)
	Compressão Triaxial	20, 100, 200, 400	4	Casagrande (2005)
Areia-fibra	Compressão Triaxial	50, 100	2	Festugato (2008)
	Compressão Triaxial	20, 100, 400	3	Casagrande (2005)
	Descarregamento Lateral	20, 100	2	Casagrande (2005)
	p' constante	20, 100	2	Casagrande (2005)
Areia-cimento	Compressão Triaxial	20, 200, 400	3	Consoli <i>et al.</i> (2008-b)

3.3. PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

A preparação dos corpos de prova em laboratório foi realizada em três fases: mistura, moldagem e cura, nos casos de misturas com cimento, e em duas fases: mistura e moldagem, nos casos de misturas sem cimento. A mistura dos componentes foi realizada em recipiente apropriado na seguinte seqüência: solo, cimento (quando presente), água e fibra (quando presente). Esta seqüência é considerada a mais indicada, pois no caso das amostras cimentadas, permite que o cimento seja misturado com o solo seco garantindo melhor homogeneização da matriz. No caso das amostras reforçadas, esta técnica evita a segregação das fibras que ocorre se a matriz está seca. A mistura foi realizada manualmente até ser atingida a homogeneização, verificada de forma visual.

A quantidade de fibra e de cimento a adicionar à mistura foi determinada em relação ao peso de solo seco. O peso de água foi calculado em relação ao peso total do material seco (solo e cimento e/ou fibra). O tempo de cura das amostras cimentadas foi de 5 dias, período suficiente para obtenção de 95% da resistência aos 14 dias para o cimento utilizado segundo Rotta (2000). Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01g.

3.3.1. Ensaios de Compressão Triaxial até 1200kPa e Compressão Isotrópica

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão triaxial e compressão isotrópica foram realizada em moldes de 38mm de diâmetro por 76mm de altura e 50mm de diâmetro por 100mm de comprimento, respectivamente. Os corpos de prova foram compactados diretamente sobre o pedestal da prensa triaxial, utilizando-se um molde tripartido apropriado para este tipo de moldagem e, ao mesmo tempo, a aplicação de vácuo de 20kPa na base do corpo de prova o que permitiu a retirada do molde metálico e garantiu a integridade do mesmo até a completa montagem do sistema e aplicação da tensão confinante. As amostras foram compactadas manualmente em cinco camadas, controlando o peso da mistura adicionada e a altura das camadas de forma a obter a densidade desejada. A Figura 3.3 mostra a visão geral do equipamento triaxial e aplicação de vácuo durante a moldagem do corpo de prova.



Figura 3.3: Detalhe do equipamento triaxial e aplicação de vácuo durante a moldagem do corpo de prova

3.3.2. Ensaios Triaxiais até 7000kPa

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão triaxial neste equipamento foram realizada em moldes de 50mm de diâmetro por 100mm de altura. Os corpos de prova foram compactados diretamente sobre um pedestal avulso com as mesmas dimensões do pedestal da prensa triaxial, utilizando-se um molde tri-partido apropriado para este tipo de moldagem. Como a membrana utilizada para o ensaio precisava ser bem mais espessa devido ao nível de tensões atingidas, não era necessária a aplicação de vácuo durante a moldagem. A amostra era moldada externamente à câmara e então transportada para a mesma ainda dentro do molde. Após ter sido colocada sobre o pedestal e devidamente posicionada, o *top cap* era colocado, aplicava-se vácuo de 20kPa na base do corpo de prova, e só então o molde era retirado. As amostras foram compactadas manualmente em cinco camadas, controlando o peso da mistura adicionada e a altura das camadas de forma a obter a densidade desejada.

3.4. EQUIPAMENTOS

3.4.1. Ensaio Triaxial até 1200kPa

Os ensaios triaxiais foram realizados em células de trajetória de tensão controlada (*controlled stress path cells* – Bishop e Wesley, 1975) com multiplicadores de tensão capazes de aplicar até 1200kPa de confinamento.

As células de trajetória de tensão controlada são equipamentos totalmente operados pela aplicação de pressão em interfaces ar/água. São similares aos equipamentos triaxiais convencionais, com a diferença de que o sistema de aplicação de carga axial é feito através de uma membrana (*Bellofram*) situada abaixo do pedestal, que se move para cima fazendo com que a amostra entre em contato com uma célula de carga interna na parte superior da câmara, que por sua vez mede a carga aplicada. Então, a carga axial é aplicada aumentando-se a pressão na interface situada sob o pedestal. É uma célula autoportante que não requer a utilização de uma prensa para a aplicação de cargas (Figura 3.4-a).

As deformações axiais externas foram medidas por um LVDT e as deformações axiais internas por inclinômetros (Burland e Symes, 1982), que são níveis líquidos compostos por um eletrólito selado em uma cápsula de vidro, que se inclinam conforme a amostra vai sendo cisalhada (Figura 3.4-b). As deformações volumétricas externas foram medidas por um medidor de variação volumétrica do tipo *Imperial College*.

As células de trajetória de tensão controlada também podem realizar testes de tensão controlada e taxa de deformação controlada, com as mais variadas trajetórias de tensão. São totalmente automatizadas e controladas pelo software TRIAX, desenvolvido na Universidade de Durham – UK. Atualmente, são produzidas e comercializadas pelo Imperial College London para vários países.

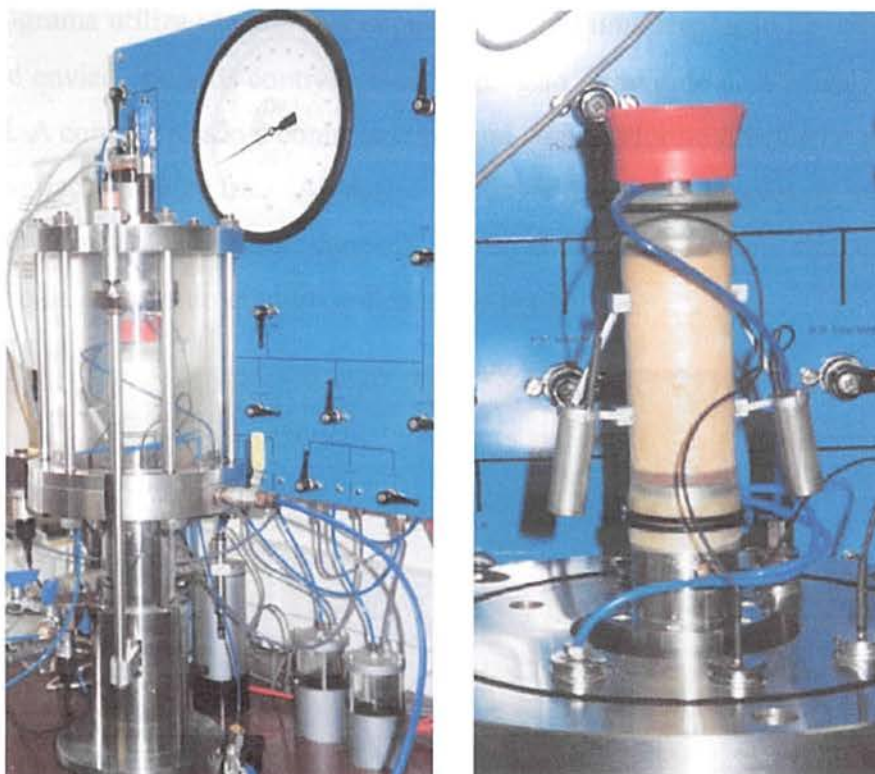


Figura 3.4: (a) Detalhe da câmara triaxial e acessórios e (b) Detalhe dos inclinômetros aplicados na amostra

3.4.2. Ensaio Triaxial até 7000kPa

O sistema consiste de uma prensa do tipo *Wykeham Farrance* de 100kN conectada a uma câmara triaxial de 7MPa. A câmara foi construída no Imperial College London para ser utilizada em médios níveis de tensão trabalhando com água como fluido e possui pedestais mutáveis entre 38mm e 100mm de diâmetro. A câmara possui ainda barras internas de reação para a carga axial de 38mm que aumentam a estabilidade e suas paredes são de aço inox com um diâmetro interno de 250mm (Figura 3.5).

O equipamento utiliza uma célula de carga de 50kN para medição da tensão desvio, mini LVDTs especiais capazes de suportar as tensões aplicadas dentro da câmara para as medições internas de deformação (Figura 3.6) e um LVDT externo para a determinação das deformações externamente.

O sistema é controlado por computador através do programa TRIAX, software desenvolvido pelo Dr David Toll da Universidade de Durham.

O programa utiliza um *data logger* de 16bit com uma resolução de 0,625 micro volts. O comando é enviado para os controladores de pressão através de uma placa de aquisição de dados digital. A contra pressão é controlada por um controlador de pressão de ar conectado ao medidor de variação volumétrica. A pressão confiante é aplicada através de um *screw pump*, que consiste de um motor de passo conectado a um eixo com rosca sem fim, que por sua vez está conectado ao êmbolo do cilindro aplicador de pressão.



Figura 3.5: Visão geral do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão triaxial até 7000kPa.



Figura 3.6: Detalhe da instrumentação interna do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão triaxial até 7000kPa.

3.4.3. Ensaio de Compressão Isotrópica com Aplicação de Altas Tensões

Para o ensaio de compressão isotrópica até altos níveis de tensões, que foram realizados no Laboratório do Imperial College London, foi utilizado um equipamento triaxial capaz de aplicar tensões de até 70MPa. O equipamento triaxial com capacidade de aplicação de altas tensões confinantes, descrito por Cuccovillo e Coop (1999), é composto de uma câmara triaxial a óleo, usado por ser mais viscoso do que a água na prevenção de vazamentos e danificação dos equipamentos devido às altas pressões aplicadas. A Figura 3.7 mostra uma visão geral do equipamento.



Figura 3.7: Visão geral do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão isotrópica

Uma pequena rótula é conectada ao topo da amostra permitindo que haja um pequeno giro caso esta não tenha as extremidades paralelas, evitando a concentração de tensões num dos extremos do corpo de prova. As deformações axiais foram medidas externamente por um LVDT e as deformações axiais e radiais internas por um sistema de mini LVDTs, que permitem que o óleo da câmara flua livremente através destes, como descrito por Cuccovillo e Coop (1997). Um detalhe da instrumentação interna e da membrana é apresentado na Figura 3.8.

Para a medição das variações volumétricas externas, foi utilizado um medidor de variação volumétrica do tipo Imperial College London. Foram colocadas duas membranas butílicas (*butyl*) na amostra, pois no caso do uso de uma membrana de látex um aumento de volume pode ocorrer causando a dissolução desta quando em contato com o óleo da câmara

de pressão. Todo o sistema, totalmente automatizado, tem capacidade de realizar testes com tensões controladas e com taxas de deformação controlada.

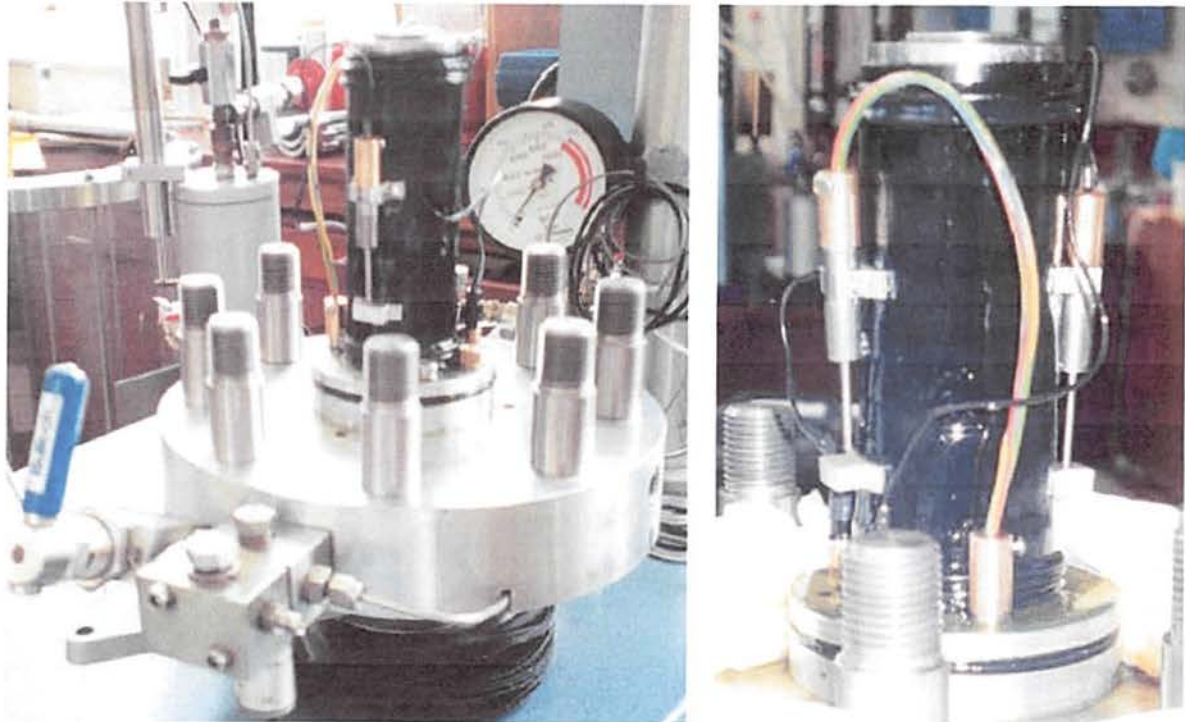


Figura 3.8: Detalhe da instrumentação local utilizada nos ensaios de compressão isotrópica

3.5. MÉTODOS DE ENSAIOS

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

3.5.1. Ensaios de Compressão Triaxial

Os ensaios CID de compressão axial com tensões efetivas médias iniciais de 100 e 800kPa foram realizados em células de trajetória de tensão controlada (controlled stress path cells – Bishop e Wesley, 1975).

As células de trajetória de tensão controlada são equipamentos totalmente operados pela aplicação de pressão em interfaces ar/água. São similares aos equipamentos triaxiais convencionais, com a diferença de que o sistema de aplicação de carga axial é feito através de

uma membrana (Bellofram) situada abaixo do pedestal, que se move para cima fazendo com que a amostra entre em contato com uma célula de carga interna na parte superior da câmara, que por sua vez mede a carga aplicada. Então, a carga axial é aplicada aumentando-se a pressão na interface situada sob o pedestal. É uma célula autoportante que não requer a utilização de uma prensa para a aplicação de cargas.

Neste equipamento utilizou-se o cabeçote de sucção (*suction cap* – Coop, 1990) para garantir o alinhamento da amostra e prevenir erros, principalmente no início da fase de cisalhamento. As deformações axiais externas foram medidas por um LVDT e as deformações axiais internas por inclinômetros (Burland e Symes, 1982), que são níveis líquidos compostos por um eletrólito selado em uma cápsula de vidro, que se inclinam conforme a amostra vai sendo cisalhada. As deformações volumétricas externas foram medidas por um medidor de variação volumétrica do tipo Imperial College London.

Após a montagem do corpo de prova na câmara triaxial e o ajuste dos inclinômetros, que podem ser observados nas Figuras 3.4 (a) e (b), respectivamente, iniciava-se a fase de saturação da amostra. O processo de saturação, para assegurar a dissolução completa das bolhas de ar, foi feito de duas maneiras:

- Pela percolação de água: feita da base para o topo do corpo de prova. Nesta etapa a amostra era submetida a uma tensão confinante de 15 a 20 kPa para impedir o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana;
- Pela aplicação de contrapressão: estágios de incrementos eram aplicados na tensão confinante e na contrapressão, sendo a tensão efetiva constante em aproximadamente 20 kPa. A poro-pressão era monitorada na base do corpo de prova e então o processo continuava até chegar-se a um valor médio que dependia da tensão normal aplicada, procedimento este totalmente automatizado pelo software utilizado.

A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B de Skempton (1954), que atingiu valores da ordem de 0,90 a 1, medido antes da fase de adensamento. Logo após, o cabeçote de sucção era conectado à amostra, mantendo-se a tensão desvio baixa (menor do que 1 kPa). Sabe-se que pequeníssimas deformações são aplicadas ao topo da amostra durante este procedimento, porém, a fase de adensamento aplicará carregamentos superiores, apagando o efeito da conexão do cabeçote de sucção através do adensamento da amostra.

A partir daí, aplicava-se a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada e procedia-se à fase de adensamento da amostra (também controlado pelo sistema de aquisição de dados), medindo sempre a variação volumétrica para que fosse possível calcular o índice de vazios após o adensamento. No cálculo da tensão desvio, foram aplicadas correções de área e membrana, seguindo a abordagem proposta por La Rochele *et al* (1988).

A velocidade de carregamento adotada para a fase de cisalhamento foi de 0,0173 mm/min e todos os ensaios CID foram executados com drenagem simples.

Os ensaios CID de compressão axial com tensões efetivas médias iniciais de 3400 e 5400kPa foram realizados no equipamento triaxial de 7MPa seguindo os mesmos procedimentos descritos acima com as diferenças de não ter sido utilizada a *suction cap*, do carregamento axial ser feito por meio de uma prensa e dos medidores internos serem do tipo mini LVDTs.

3.5.2. Ensaio de Compressão Isotrópica com Aplicação de Altas Tensões

As deformações axiais foram medidas externamente por um LVDT e as deformações axiais internas por um sistema de mini LVDTs. Para a medição das variações volumétricas externas utilizou-se um medidor de variação volumétrica do tipo Imperial College London trabalhando a pressões usuais (0-700kPa) ligado ao canal de aplicação de contrapressão. Foram colocadas duas membranas butílicas (butyl) na amostra.

O primeiro estágio dos ensaios foi a saturação da amostra feita pela aplicação de uma pequena tensão efetiva positiva seguida de um aumento simultâneo da pressão confinante e da contrapressão mantendo-se a tensão efetiva constante. A contrapressão era aumentada até valores de 600kPa e então as pressões eram mantidas constantes até que as amostras apresentassem um valor de B de no mínimo 0,95.

Após a saturação, as amostras foram consolidadas isotropicamente até 45 MPa com taxa constante de incrementos de 500 kPa/h. Estes altos incrementos de tensão foram possíveis devido à alta permeabilidade dos materiais ensaiados. O procedimento de moldagem das amostras foram os mesmos descritos anteriormente.

3.6. ANÁLISE DO ALONGAMENTO E RUPTURA DAS FIBRAS

Nesta pesquisa foi realizado um estudo para avaliar o percentual dos comprimentos finais das fibras submetidos a grandes deformações baseado no apresentado por Casagrande (2005), para um melhor entendimento do comportamento solo-fibra e da real atuação e mobilização destas no interior da massa de solo.

As características de alongamento e ruptura das fibras foram investigadas após serem solicitadas e submetidas aos ensaios triaxiais.

Para a obtenção destes resultados se procedeu da seguinte maneira: depois de retiradas dos equipamentos as amostras foram secas e então peneiradas, para possibilitar a separação das fibras e da matriz de solo. Depois, retirou-se uma porção amostral das fibras que foram medidas uma a uma com uma escala comum (paquímetro), em um número de 100 medições para cada amostra (com $\pm 0,5\text{mm}$ de tolerância).

3.7. DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS

Para os ensaios triaxiais, os invariantes de tensão q (tensão desvio) e p' (tensão efetiva média normal) e os parâmetros de deformabilidade, ε_v (deformação volumétrica) e ε_s (deformação cisalhante), juntamente com o volume específico v , utilizados na apresentação gráfica dos resultados, são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (3.1)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (3.4)$$

$$v = 1 + e \quad (3.5)$$

Onde: σ'_a e σ'_r são as tensões efetivas axial e radial, respectivamente;

σ_a e σ_r são as tensões totais axial e radial, respectivamente;

ε_a e ε_r são as deformações totais axial e radial, respectivamente;

e é o índice de vazios da amostra.

Para os ensaios realizados neste trabalho, os resultados referentes às deformações são apresentados em termos de deformações naturais (ou reais), pelo fato de atingirem grandes níveis de deformação. As deformações naturais são calculadas a partir das deformações lineares:

$$\varepsilon_{natural} = -\ln(1 - \varepsilon_{linear})$$

Plotando-se a razão de tensões q/p' em função da dilatância, sabe-se que existem dois pontos, A e C (Figura 2.8) onde a taxa de variação volumétrica é zero e $q'/p'=M$. Neste espaço, o material apresenta comportamento de contração para valores positivos de $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ e comportamento dilatante para valores negativos de $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$, e a posição do ponto de estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$) pode ser determinado. A inclinação da envoltória do estado crítico M relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância, dada pela equação:

$$\frac{q'}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (3.6)$$

Para compressão triaxial, a expressão de M é dada pela equação:

$$M = \frac{6 \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad (3.7)$$

É válido salientar que os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno) obtidos da análise dos resultados dos ensaios triaxiais apresentados, através do estudo da envoltória no estado crítico representada neste trabalho no espaço $q:p'$, corroboram os parâmetros de resistência obtidos através da identificação da posição do círculo de Mohr, pelas coordenadas t, s' , definidas por:

$$t = \frac{1}{2}(\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (3.8)$$

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_a + \sigma'_r) \quad (3.9)$$

As análises de rigidez apresentadas são secantes calculadas usando-se os pontos da curva $q:\varepsilon_s$. Vale ressaltar que a avaliação da rigidez dos compósitos foi feita somente com o objetivo de se analisar a influência da introdução de fibras, não sendo dada atenção à avaliação da plastificação da estrutura do compósito em si.

Em ensaios de compressão isotrópica, cada amostra possui uma curva de compressão em função do volume específico inicial, dada pela equação:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (3.10)$$

Assim, o valor de N representa a interseção do volume específico inicial de cada amostra com o eixo dado por $p' = 1\text{kPa}$. A sua curva de compressão correspondente à linha do estado crítico (LEC), que é representada no espaço $v : \ln p'$ por uma reta paralela a LCN (linha de compressão Normal) pode ser descrita pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (3.11)$$

onde Γ é definido como o valor do v correspondente à $p' = 1\text{kPa}$. Desta maneira, Γ define a localização da LEC da mesma forma que N define a localização da LCN.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados e análises dos ensaios de compressão isotrópica com aplicação de altas tensões e dos ensaios de compressão triaxial, realizados nos equipamentos triaxiais do *Imperial College London*. Além disto, ensaios triaxiais apresentados por Casagrande (2005), Festugato (2008) e Consoli *et al.* (2008-b) são considerados na presente pesquisa.

No decorrer deste capítulo serão apresentados os resultados e as respectivas análises divididos em itens específicos sendo abordados detalhes relevantes sobre procedimentos adotados e definições a respeito dos parâmetros de tensão e deformação utilizados ao longo do presente estudo conforme se fizer necessário.

Com base nos resultados de ensaios *Ring Shear* realizados por Casagrande (2005), serão apresentadas comparações destes com os ensaios triaxiais realizados neste trabalho em areia e areia-fibra com o objetivo de um melhor entendimento do comportamento dos materiais estudados com relação ao seu estado crítico.

4.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Neste item são apresentados os ensaios de compressão isotrópica na areia reforçada com 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento, compactadas em índices de vazios iniciais distintos, realizados por Casagrande (2005).

Estes resultados foram anexados aos resultados obtidos em amostras de areia, areia cimentada (com teor de 3% de cimento) e areia cimentada reforçada com fibras (0,5% de fibras de 24mm e 3,3dtex e 3% de cimento) realizados no *Imperial College London*, com o

propósito de analisar a influência da adição de cimento e fibras à areia no que tange seu comportamento volumétrico.

Os índices de vazios iniciais dos ensaios apresentados a seguir estão expressos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Índice de vazios inicial das amostras ensaiadas sob compressão isotrópica

AMOSTRA	e_0
Areia	0,60
	0,66
Areia-fibra (Casagrande, 2005)	0,60
	0,78
Areia-cimento	0,70
	0,83
Areia-cimento-fibra	0,78
	0,85

4.2.1 Compressibilidade da Areia, Areia Reforçada, Areia Cimentada e Areia Cimentada Reforçada

As amostras foram ensaiadas no equipamento triaxial capaz de aplicar altas tensões do laboratório do Imperial College London com tensões máximas da ordem de 45 MPa aplicadas isotropicamente com uma taxa constante de aumento de tensão confinante de aproximadamente 500 kPa por hora, devido à alta permeabilidade da areia.

Os valores dos volumes específicos iniciais (v_i) foram obtidos pela média de três métodos diferentes baseados em: (1) peso específico aparente seco inicial; (2) teor de umidade final; (3) peso específico aparente úmido final (peso/volume).

Na Figura 4.1 são apresentados os resultados de compressão isotrópica, no espaço $v:p$ em escala semi-logarítmica, juntamente com as linhas de compressão normal (LCN), para areia, areia reforçada com fibras, areia cimentada e areia cimentada reforçada com fibras.

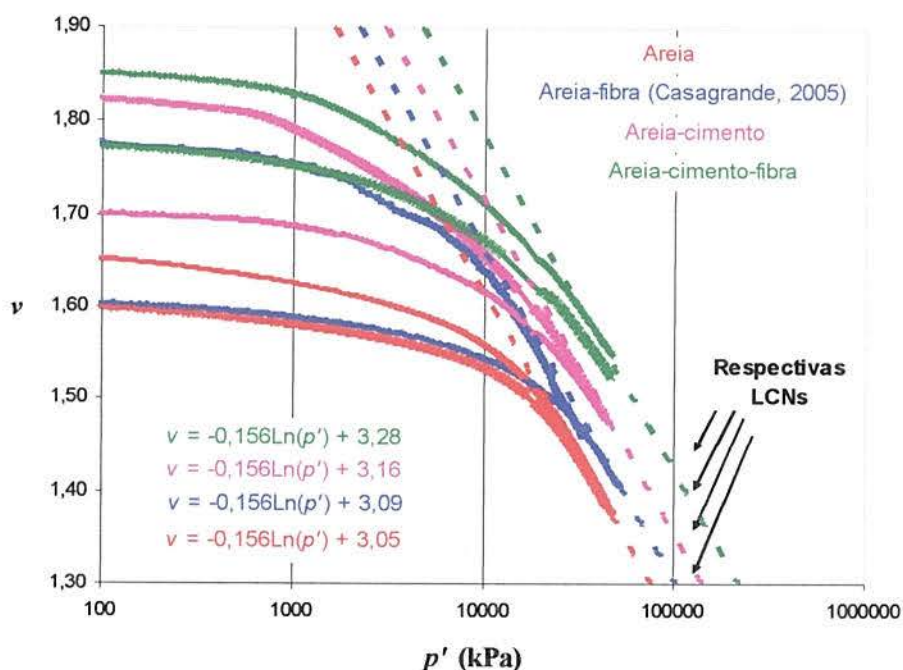


Figura 4.1: Curvas tensão efetiva média x volume específico da areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra.

Sabe-se que um completo entendimento do comportamento volumétrico de um material arenoso requer ensaios em altos níveis de tensão, bem maiores que os usualmente empregados na prática de engenharia. Coop e Lee (1993), Pestana e Whittle (1995) e McDowell e Balton (1998) mostraram que amostras de areias reconstituídas com diferentes volumes específicos iniciais em compressão isotrópica convergem para uma única LCN no plano $v:\ln p'$. Estes autores também observaram que para areias de diferentes origens geológicas as deformações volumétricas plásticas ocorridas ao longo da LCN são associadas à quebra de partículas, embora a localização da LCN varie de acordo com a natureza e resistência das partículas.

Os resultados apresentados neste estudo mostram que para cada material (areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra), ambas as amostras tendem a uma única e distinta LCN quando plotadas no plano $v:\ln p'$ como descrito por Coop e Lee (1993) para areias não cimentadas sem reforço. A inserção tanto de cimento como de fibras na areia muda seu comportamento significativamente. Isto mostra que não somente a diversidade das origens geológicas e conseqüente variedade do tamanho, forma e resistência das partículas variam a

localização das LCNs, mas também a adição de fibras, cimento e ambos nos levam a mudanças similares nas localizações.

Outro ponto observado foi que, para o intervalo de tensões considerado, as distintas LCNs encontradas para cada material não apresentaram nenhum tipo de convergência entre si. Desta forma, para caracterizar esta não convergência considerou-se as LCNs como sendo paralelas entre si. Não houve, assim, nenhuma tendência das trajetórias seguidas pelas amostras cimentadas convergirem para as das amostras não cimentadas, como acontece para algumas areias carbonáticas naturalmente cimentadas por exemplo (e.g. Lagioia e Nova, 1995). O padrão apresentado parece muito mais com o tipo de comportamento apresentado por uma areia (*Dog's Bay sand*) artificialmente cimentada descrita por Coop e Atkinson (1993) a qual não apresentou uma convergência do estado cimentado para o não cimentado no espaço $v:\ln p'$. Este comportamento difere do descrito pela maioria dos autores quanto à convergência, para grandes deformações volumétricas, entre os estados estruturado e desestruturado prevista nos modelos de comportamento propostos por Vaughan *et al.* (1988), Cuccovillo e Coop (1999) e Nagaraj *et al.* (1998). No entanto comportamento semelhante foi encontrado por Cecconi *et al.* (1998), que ao analisarem os resultados de ensaios de compressão unidimensional em uma rocha branda de origem piroclástica, com índices de vazios iniciais na faixa de 0,785 a 0,82 observaram que embora as curvas de adensamento tenham convergido para uma única linha de compressão normal (LCN), para níveis de tensão relativamente elevados, a LCN do solo desestruturado não coincide com a LCN do solo reconstituído. Assim como Rotta (2000) ao analisar o comportamento em compressão isotrópica de uma areia siltosa também encontrou distintas LCN para os materiais cimentado e não cimentado atribuindo este comportamento ao fato de a parcela de tensão resistida pela cimentação ter se mostrado sempre crescente ao longo de todo o carregamento isotrópico, mesmo após a plastificação ou quebra da cimentação, diferente do que Nagaraj *et al.* (1998) e Leroueil e Vaughan (1990) propuseram: o primeiro afirmou que a parcela seria constante durante todo o carregamento; e o segundo que a parcela decresceria devido a quebra da cimentação.

As LCNs da areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra, definidas segundo a equação 3.10 são, desta forma, respectivamente: $v = 3,05 - 0,156 \cdot \ln p'$, onde $N=3,05$ e $\lambda=0,156$; $v = 3,09 - 0,156 \cdot \ln p'$, onde $N=3,09$ e $\lambda=0,156$; $v = 3,16 - 0,156 \cdot \ln p'$, $N=3,16$ e $\lambda=0,156$; e $v = 3,28 - 0,156 \cdot \ln p'$, onde $N=3,28$ e $\lambda=0,156$.

A Tabela 4.2 compara os parâmetros de compressibilidade encontrados para solos arenosos e pode-se observar que os parâmetros obtidos neste estudo se encontram dentro da faixa de variação dos parâmetros descritos na literatura. Segundo Atkinson e Bransby (1978) o valor da inclinação da LCN para areias é normalmente baixo, tipicamente $\lambda=0,1$, similar ao encontrado para a areia estudada.

Tabela 4.2: Comparação dos parâmetros de compressibilidade das areias

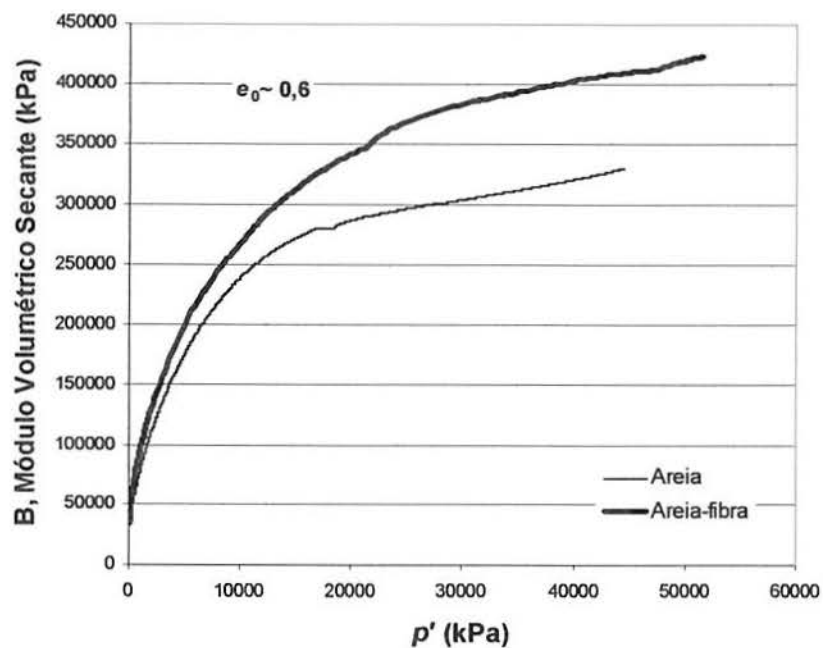
SOLO	N	λ	FONTE
Chattahoochee River Sand	3,25	0,175	Vesic e Clough (1968)
Ham River Sand	3,17	0,16	Jovicic e Coop (1998)
Areia de Osório	3,05	0,156	Presente trabalho
Areia de Osório Reforçada com Fibras	3,09	0,156	Casagrande (2005)
Areia de Osório Cimentada	3,16	0,156	Presente trabalho
Areia de Osório Cimentada Reforçada com Fibras	3,28	0,156	Presente trabalho

4.2.2 Rigidez

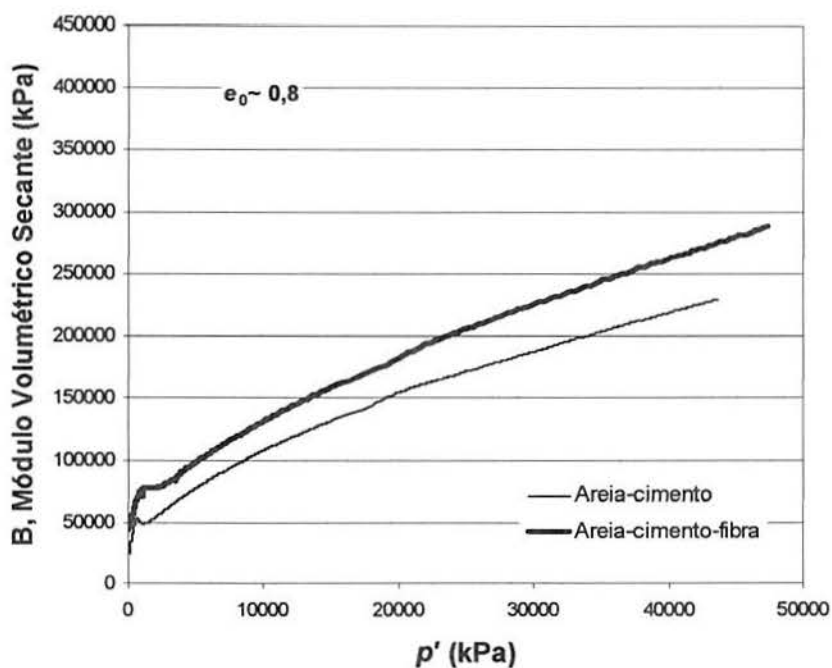
Como parte da avaliação da rigidez dos compósitos, foram feitas análises do Módulo de Deformação Volumétrica (B) secante das amostras de areia e areia reforçada, assim como de areia cimentada e areia cimentada reforçada que apresentavam índices de vazios iniciais semelhantes. O Módulo Volumétrico foi calculado utilizando-se a seguinte expressão:

$$B = \frac{P'}{\varepsilon_v}$$

Na Figura 4.2 está ilustrada a variação do módulo de deformação volumétrica com a tensão efetiva média (p').



(a)



(b)

Figura 4.2: Análise da influência da inclusão de fibras na rigidez das amostras de (a) não cimentada e (b) areia cimentada em compressão isotrópica.

Apesar de nenhum estudo a respeito do efeito da presença de fibras na rigidez em compressão isotrópica (módulo volumétrico) ter sido relatado até o momento, muito já se sabe sobre a sua influência nos módulos relacionados ao comportamento cisalhante do solo (módulos cisalhantes).

O aumento da rigidez conferido ao solo com a inclusão de cimento já é uma teoria consolidada na literatura. Já para materiais reforçados com fibras, tanto o aumento como a diminuição da rigidez no cisalhamento do solo devida à inclusão das fibras já foram relatados. Alguns aspectos, tais como o teor de fibras, foram avaliados e apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo da fibra utilizada (Maher e Ho, 1993; Consoli et al, 1999). Esta característica do comportamento dos compósitos fibrosos foi generalizada por Montardo (1999), onde este afirma que não são possíveis generalizações sobre os compósitos fibrosos sem que antes sejam estabelecidas as propriedades de cada um de seus componentes.

Para o caso das fibras de polipropileno, alguns estudos já foram feitos no sentido de verificar a rigidez dos compósitos, porém com a avaliação do módulo de deformação cisalhante secante. Montardo (1999) observou que a introdução de fibras de polipropileno não exerce qualquer efeito na rigidez de uma areia e Feuerharmel (2000), verificou que o módulo de deformação secante a 0,1% de deformação axial sofreu uma pequena redução, praticamente insignificante, com a introdução de fibras de polipropileno no arenito, comprovando com estes estudos que as fibras de polipropileno não exercem uma influência significativa na rigidez dos compósitos de areia e arenito.

A análise feita neste trabalho permite, através da observação do gráfico apresentado na Figura 4.2, constatar que há um aumento do módulo volumétrico com a adição de fibras tanto a matriz de areia cimentada como a não cimentada, com o aumento da tensão isotrópica. Sendo que este aumento se torna mais evidente para tensões maiores sendo mais pronunciado nas amostras de areia não cimentada.

Outro aspecto que foi avaliado com relação à influência da adição de fibras em amostras cimentadas e não cimentadas foi o seu efeito na relação entre o índice de vazios inicial e o módulo volumétrico (B) secante para três níveis de tensões diferentes. Os resultados estão apresentados na Figura 4.3.

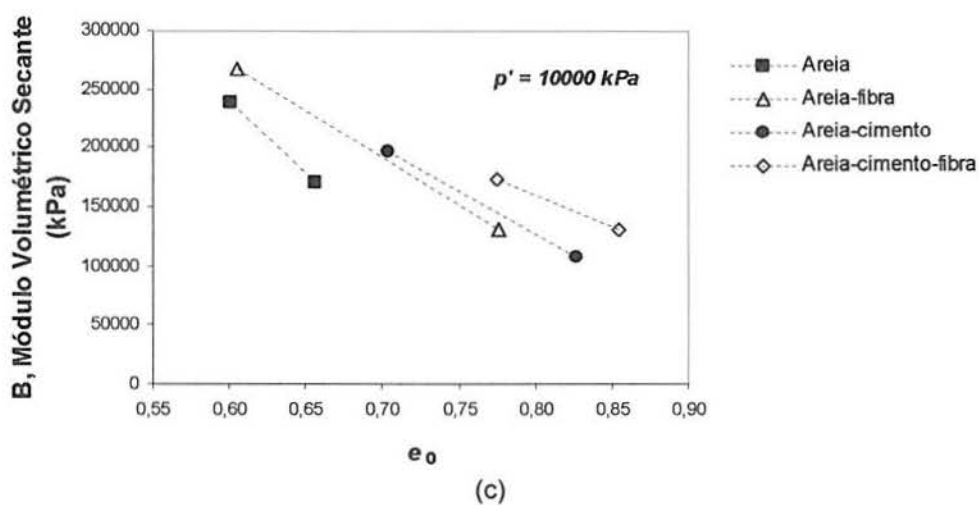
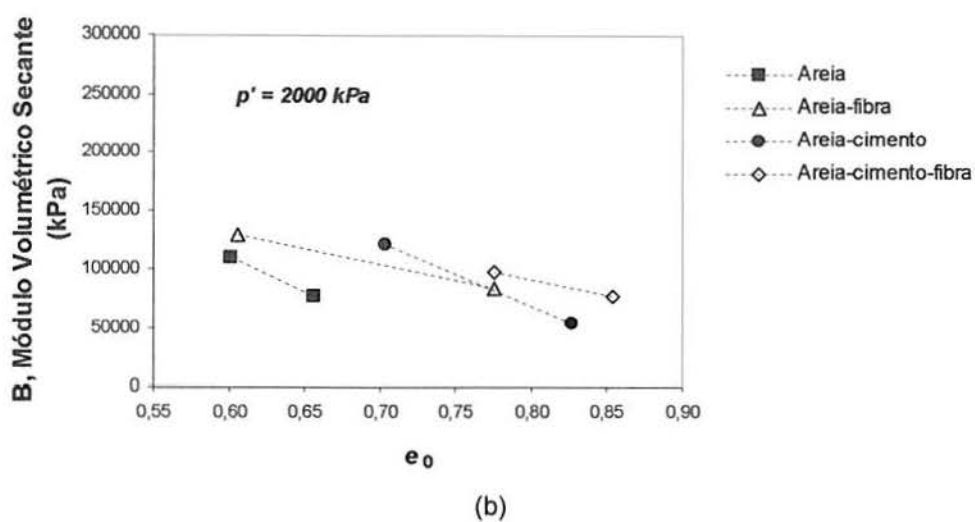
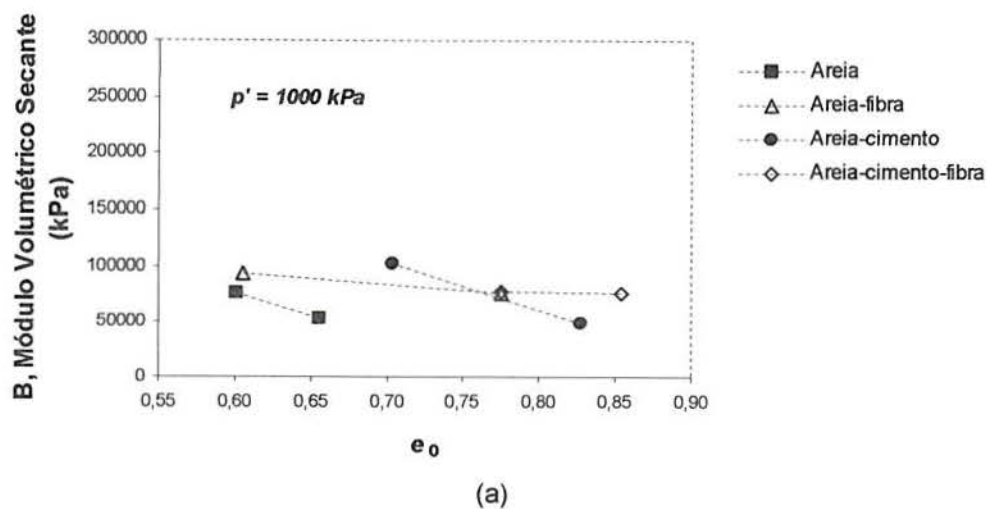


Figura 4.3: Relação entre o índice de vazios inicial e o módulo volumétrico (B) para amostras cimentadas e não cimentadas em 3 níveis de tensões diferentes: (a) 1000kPa, (b) 2000kPa e (c) 10000kPa.

O módulo volumétrico (B) nestes níveis de tensão está essencialmente quantificando a variação volumétrica que ocorre antes da LCN ser atingida, o que ocorre a tensões ainda maiores. Como esperado, a cimentação aumenta a rigidez do solo e conseqüentemente o valor de B. Os resultados evidenciam, ainda, a mudança de comportamento devida à inclusão de fibras à areia cimentada e não cimentada com um aumento nos valores de B para as amostras reforçadas, sendo que este aumento se torna mais pronunciado para as tensões mais altas. A presença de fibras para a menor tensão avaliada parece anular a influência do índice de vazios, atingindo um valor que parece praticamente não mudar com a variação do índice de vazios, tanto para as amostras cimentadas como não cimentadas. Com o aumento do nível de tensões este efeito diminui, ficando cada vez mais evidente a influência do índice de vazios nos valores de B.

4.2.3 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras em Compressão Isotrópica

Para que fossem analisadas as características de alongamento e ruptura das fibras após serem solicitadas e submetidas à compressão isotrópica, foi realizado um estudo comparativo das medições realizadas por Casagrande (2005) na amostra de areia-fibra com volume específico inicial de 1,77 com as medições realizadas neste trabalho na amostra de areia-cimento-fibra com volume específico inicial de 1,70. O intuito é avaliar o efeito da adição de cimento no mecanismo de interação das fibras com a matriz de solo. Os percentuais dos comprimentos finais das fibras estão representados pelos gráficos de barras da Figura 4.4.

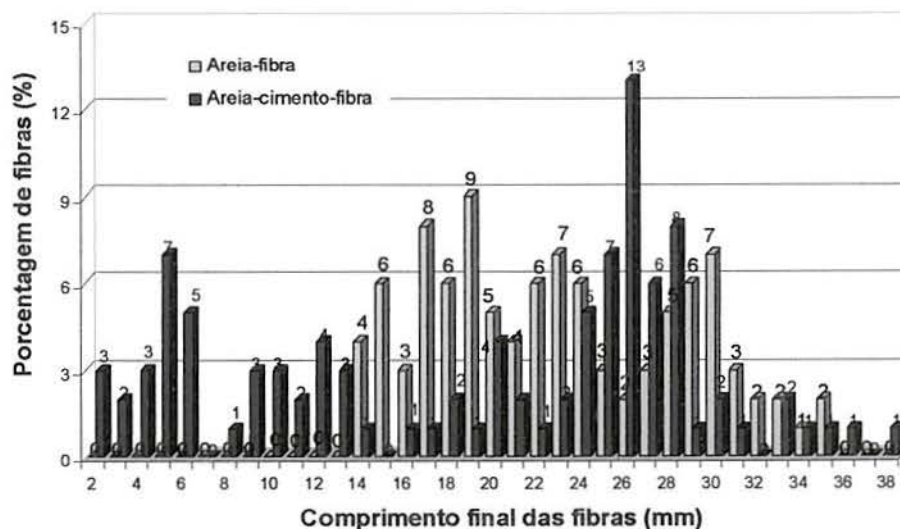


Figura 4.4: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra e areia-cimento-fibra

Apesar das diferenças nas metodologias empregadas para a medição das fibras utilizadas por Casagrande (2005) (foram medidas porções/agrupamentos de fibras que apresentavam um mesmo comprimento em um número de 50 medições para cada amostra com ± 1 mm de tolerância) e por este trabalho (foram medidas fibras uma a uma em um número de 100 medições para cada amostra com $\pm 0,5$ mm de tolerância), as comparações não perdem seu valor, por se tratarem de análises qualitativas.

Como apresentado por Casagrande (2005), verificou-se que as fibras apresentam-se tanto alongadas quanto rompidas, após serem submetidas a altas tensões, ou seja, as fibras tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração tanto na matriz cimentada como na não cimentada. Observa-se também que algumas fibras mantiveram o comprimento inicial, porém, não se sabe se estas fibras também sofreram extensão e foram levadas à ruptura voltando a se encontrar neste comprimento inicial.

Devido à dispersão constatada no comprimento original das fibras obtida através de medição realizadas nas fibras antes de ensaiadas, considerou-se para as análises a seguir como fibras com comprimento original todas que apresentassem entre 23 e 25mm de comprimento.

Para a amostra de areia reforçada, relativamente poucas fibras se encontravam no comprimento original e a maioria foi estendida e/ou rompida. Para a amostra de areia cimentada reforçada com fibras, foi encontrada uma quantidade muito semelhante de fibras no seu tamanho original que o encontrado na matriz não cimentada, porém a quantidade de fibras alongadas foi um pouco maior e a de fibras rompidas um pouco menor que o apresentado pela areia não cimentada além de terem sido encontradas fibras de tamanhos menores, o que indica que a presença de cimentação atua reduzindo a quebra das fibras e contribuindo para a melhora do mecanismo de atuação das fibras sob tensão. Para tornar mais clara esta comparação, a Tabela 4.3 a seguir mostra as porcentagens encontradas para cada uma das situações mencionadas.

Tabela 4.3: Influência da presença de cimento na quantidade de fibras alongadas, rompidas e no comprimento original após ensaio isotrópico.

Amostra	Fibras Rompidas (%)	Fibras no Comprimento Original (%)	Fibras Alongadas (%)
Areia-fibra	58	5	36
Areia-cimento-fibra	51	6	44

Este comportamento pode ser explicado pelo mecanismo apresentado por Casagrande (2005) ilustrado na Figura 4.5. A teoria demonstra que as altas tensões aplicadas em compressão isotrópica causam o movimento relativo dos grãos entre si, e conseqüentemente, impõe tensões nas fibras localizadas entre os grãos de areia, que se alongam através de tensões de tração até atingirem a ruptura. Isso indica que as fibras atuam de forma significativa dentro da matriz arenosa, provavelmente formando uma malha dentro desta, conectando os grãos e alongando-se em primeira instância para depois romperem, pois as fibras podem deformar até 170% antes da ruptura, segundo dados do fabricante. Imagina-se que a cimentação aumente a eficiência deste sistema melhorando o ancoramento das fibras, permitindo que as fibras atuem mais efetivamente na matriz.

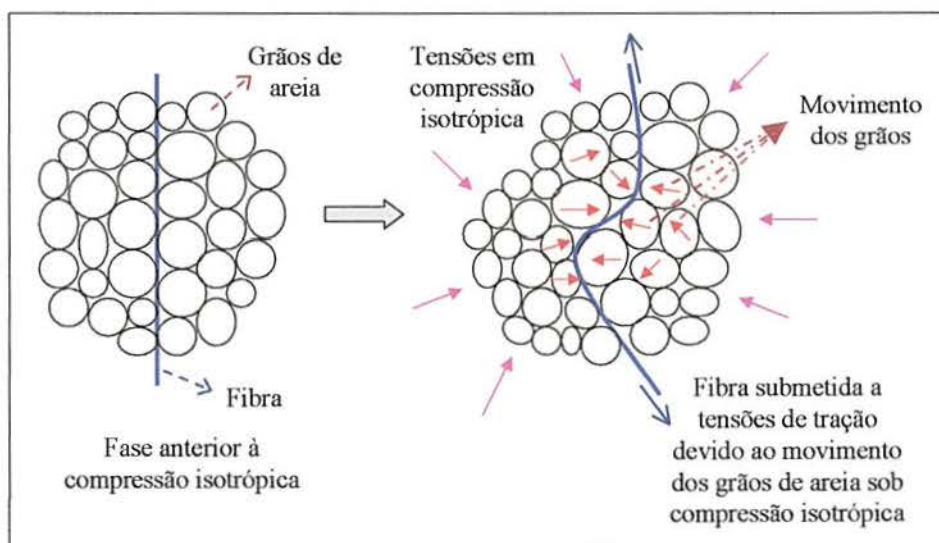
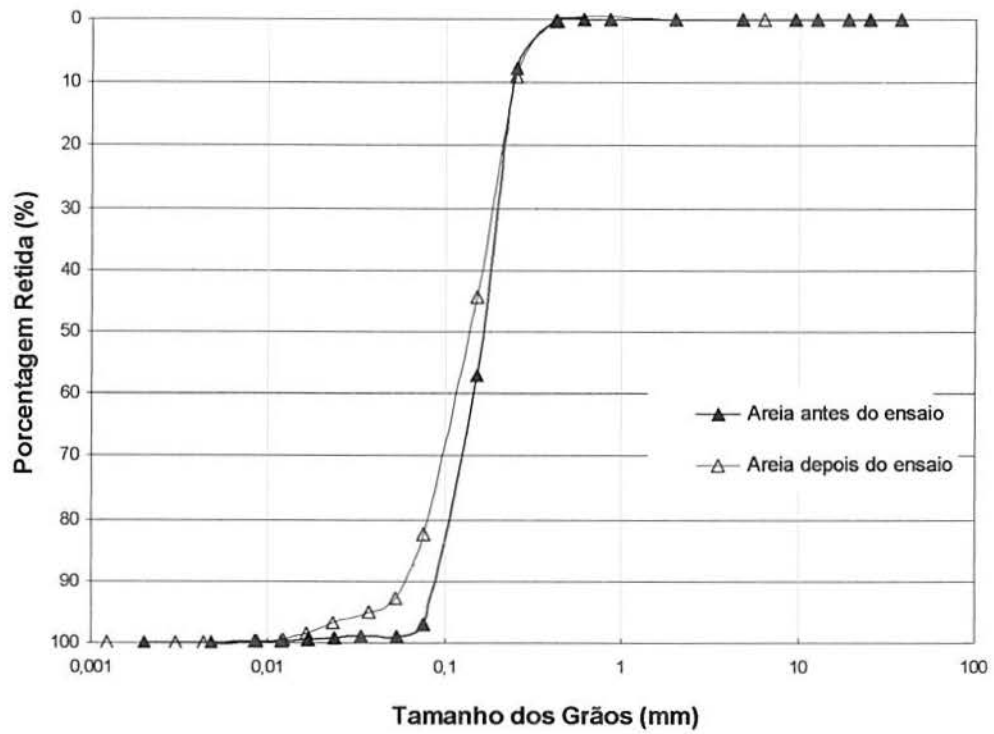


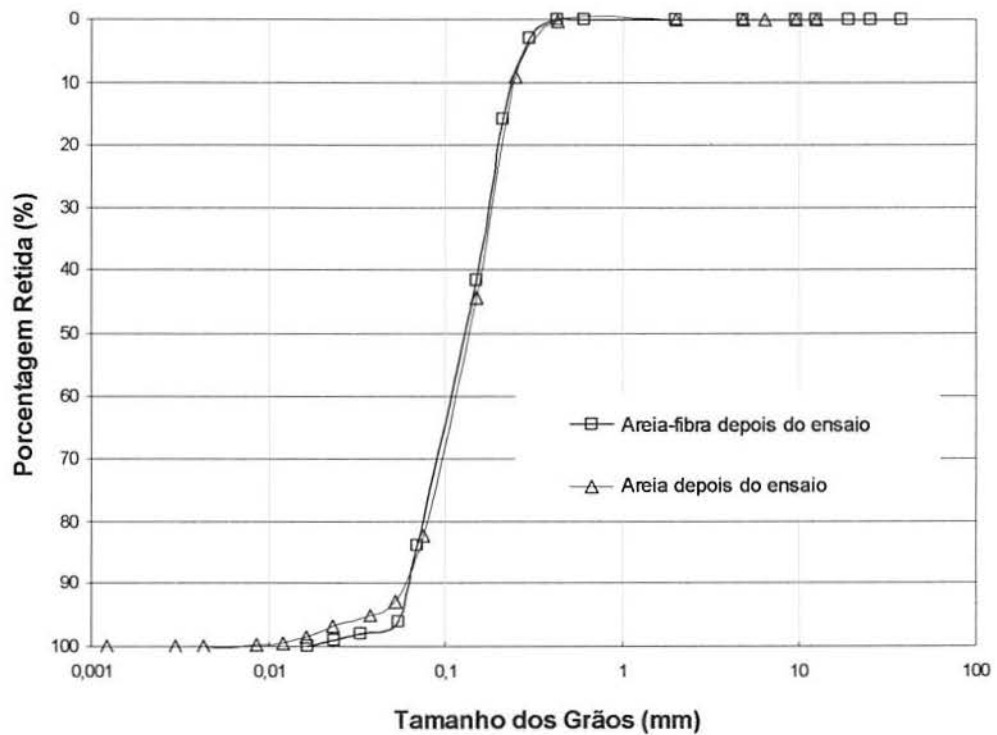
Figura 4.5: Representação do mecanismo de alongamento e ruptura das fibras submetidas à compressão isotrópica (Casagrande, 2005).

4.2.4 Estudo da Quebra dos Grãos

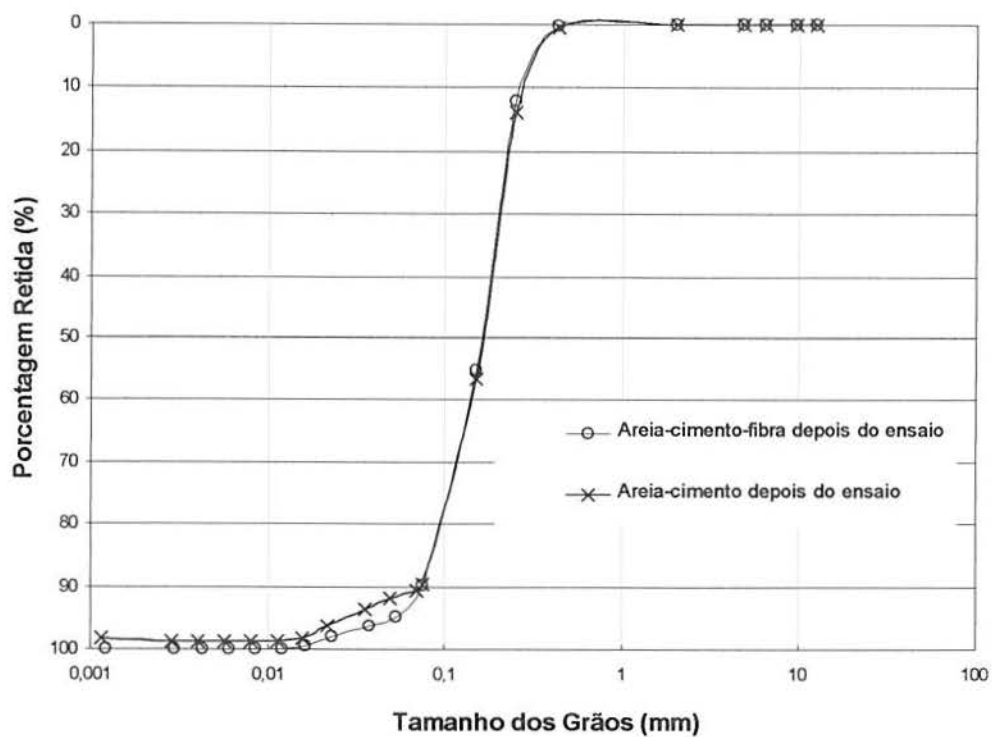
A Figura 4.6 apresenta as curvas de distribuição granulométrica da areia, antes e após o ensaio de compressão isotrópica, bem como das amostras areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra após o ensaio.



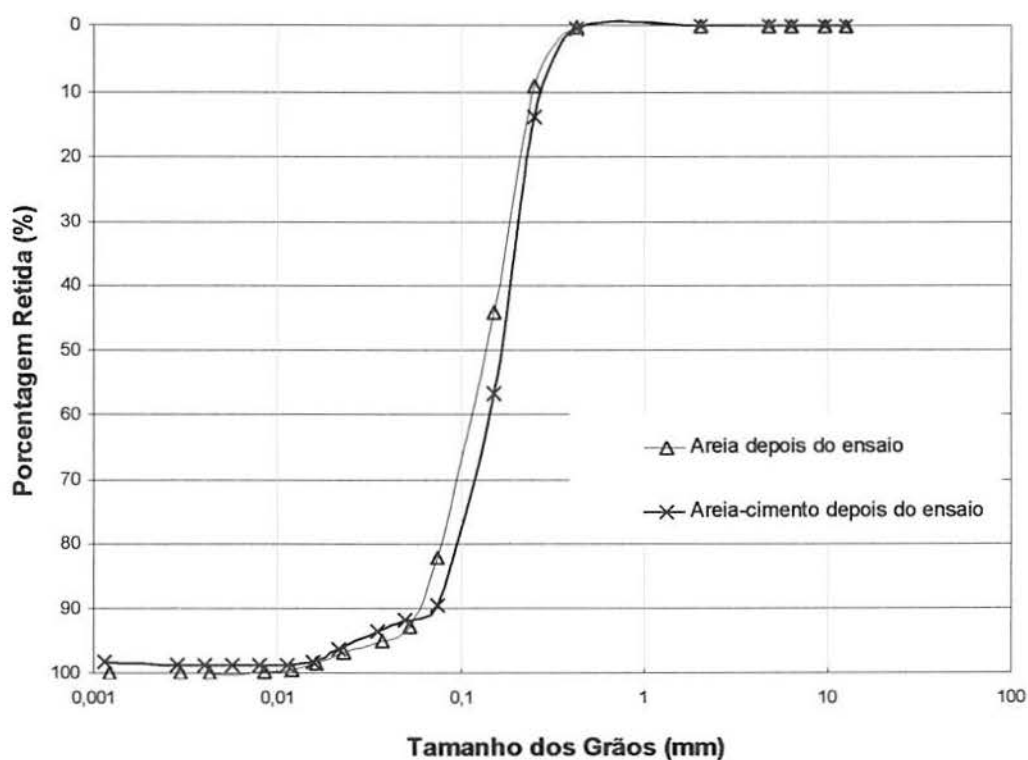
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.6: Comparação entre as curvas granulométricas da (a) areia - antes e após ensaio isotrópico, (b) areia e areia-fibra após o ensaio, (c) areia-cimento e areia-cimento-fibra após o ensaio e (d) areia e areia-cimento após o ensaio.

Verifica-se que, tanto para a amostra não reforçada sem cimentação como também para as amostras reforçadas com fibras cimentada ou não, as deformações volumétricas plásticas são associadas à quebra das partículas à medida que o material é comprimido ao longo da LCN. Isto fica evidente observando-se a maior quantidade de finos presente nas amostras ao final do ensaio quando comparadas a curva correspondente a amostra no início do ensaio.

É possível avaliar ainda a influência da adição de cimento na curva granulométrica do solo após o ensaio a partir dos resultados mostrados na Figura 4.6 (d), onde observa-se que a presença da cimentação reduziu a quebra das partículas. Outra constatação que pode ser feita através da análise das curvas granulométricas apresentadas é que a inclusão de fibras reduz a quebra das partículas em ambas as matrizes: areia e areia cimentada. O que indica a eficácia da utilização de adições de cimento em conjunto com a fibra ao solo na prevenção da quebra de grãos neste tipo de carregamento.

4.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Este item abrange os resultados dos ensaios de compressão triaxial, onde foram fixados o teor de fibra (0,5% - calculado em relação à massa de solo e cimento, quando presente, secos), o comprimento das fibras (24 mm), o título das fibras (3,3 dtex), o teor de cimento (3% - calculado em relação à massa de solo seco) e a umidade das misturas (10%). Foram aplicadas tensões efetivas médias iniciais de 100, 800, 3400 e 5400 kPa. Maiores detalhes sobre os experimentos estão descritos no Capítulo 3.

4.3.1 Mecanismos de Deformação e Ruptura

A adição de fibras à matriz arenosa não cimentada e cimentada altera significativamente suas propriedades de resistência e deformabilidade, com a capacidade de mobilizar resistência mesmo quando submetida a grandes deformações.

A Figura 4.7 apresenta o estado final de uma amostra de (a) areia reforçada e (b) areia sem reforço (b). Fica nítido o aumento de volume lateral das amostras, tornando-as similar a um formato do tipo “barril”. Nas amostras de areia reforçada com fibras não foram observadas trincas significativas, nem mesmo a ruptura do corpo de prova. Fato este observado para todas as misturas reforçadas estudadas (areia-fibra e areia-cimento-fibra), independente da tensão confinante aplicada. As amostras de areia sem reforço apresentaram o

mesmo mecanismo de deformação, porém nas tensões confinantes mais baixas apresentaram trincas, mas não chegaram a formar um plano de ruptura definido, já nas tensões mais altas não houve aparecimento de trincas nem de plano de ruptura (Figura 4.7 - b).

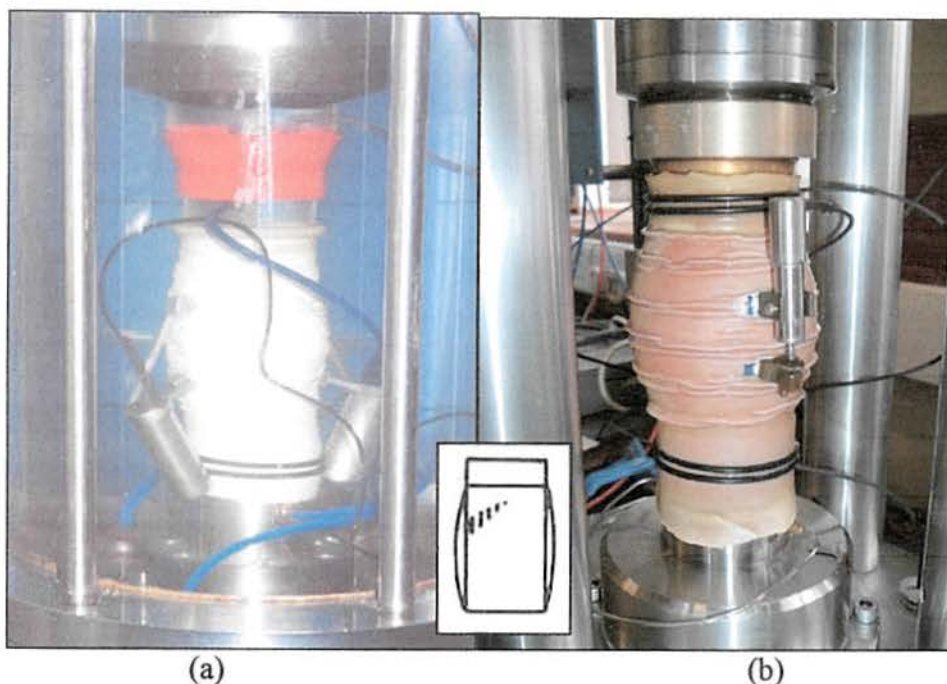


Figura 4.7: Mecanismo de deformação das amostras de areia e areia reforçada submetida à compressão triaxial.

Para a areia cimentada a forma de ruptura observada foi diferente, apresentando um plano de ruptura bem definido conforme mostra a Figura 4.8.

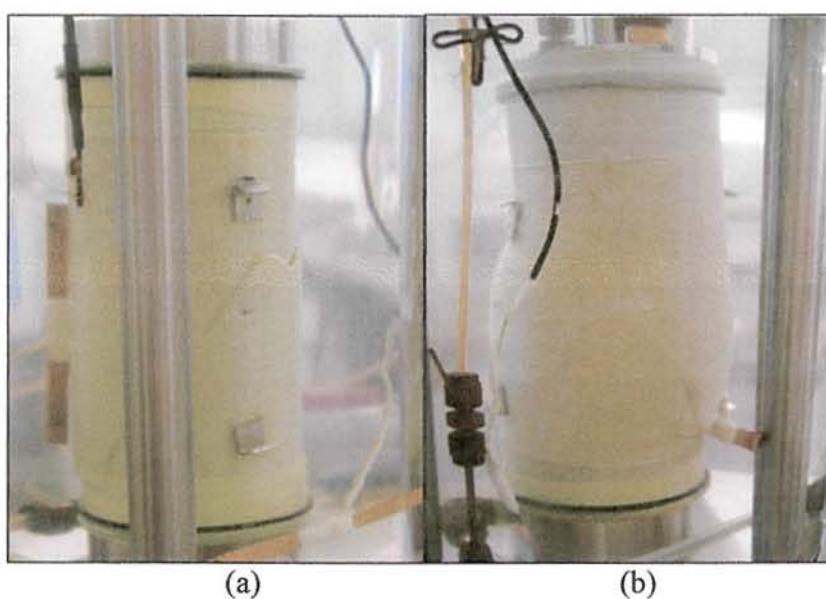
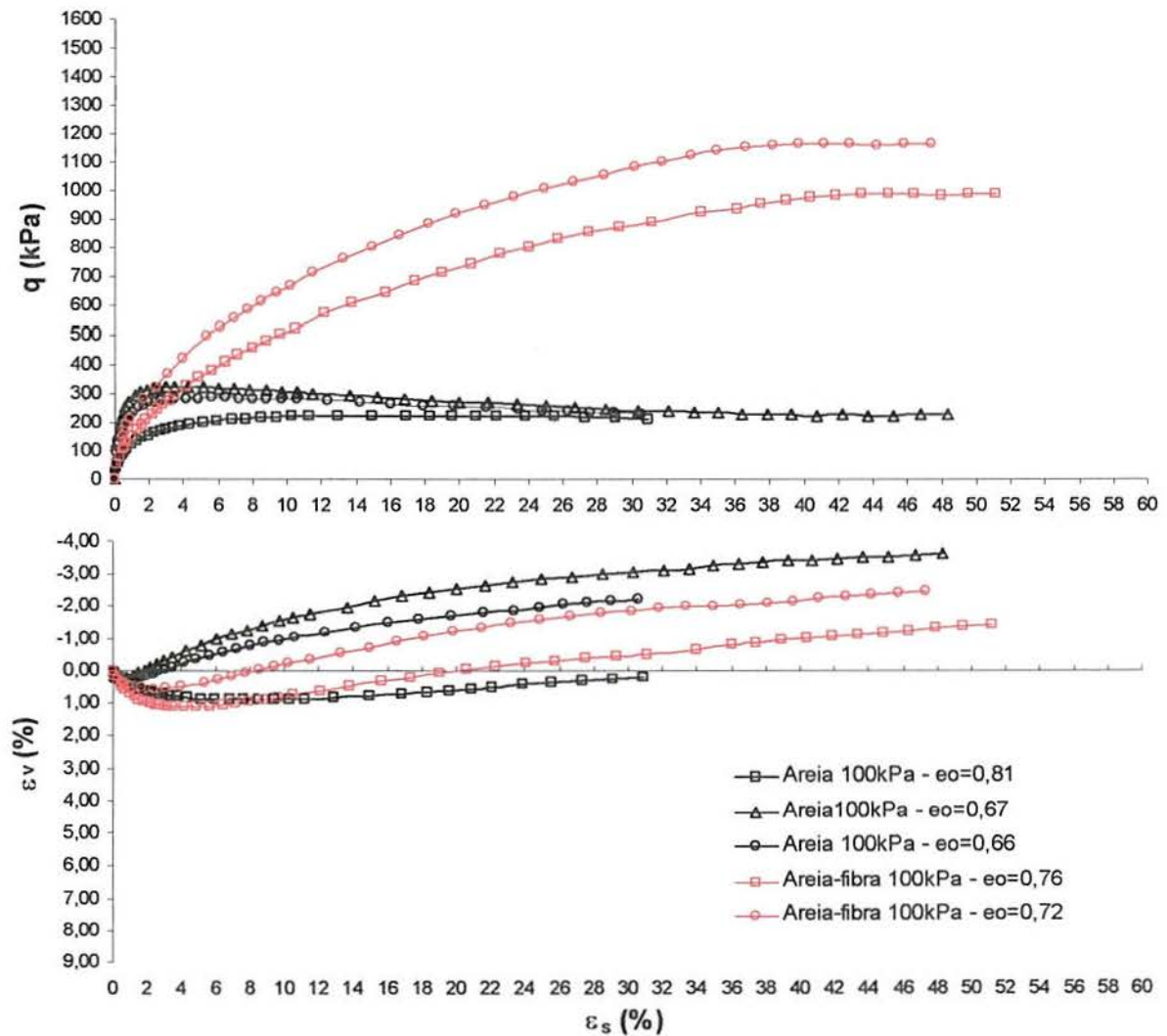


Figura 4.8: Mecanismo de deformação e ruptura das amostras cimentadas submetida à compressão triaxial: (a) tensão confinante de 20kPa e (b) tensão confinante de 400kPa.

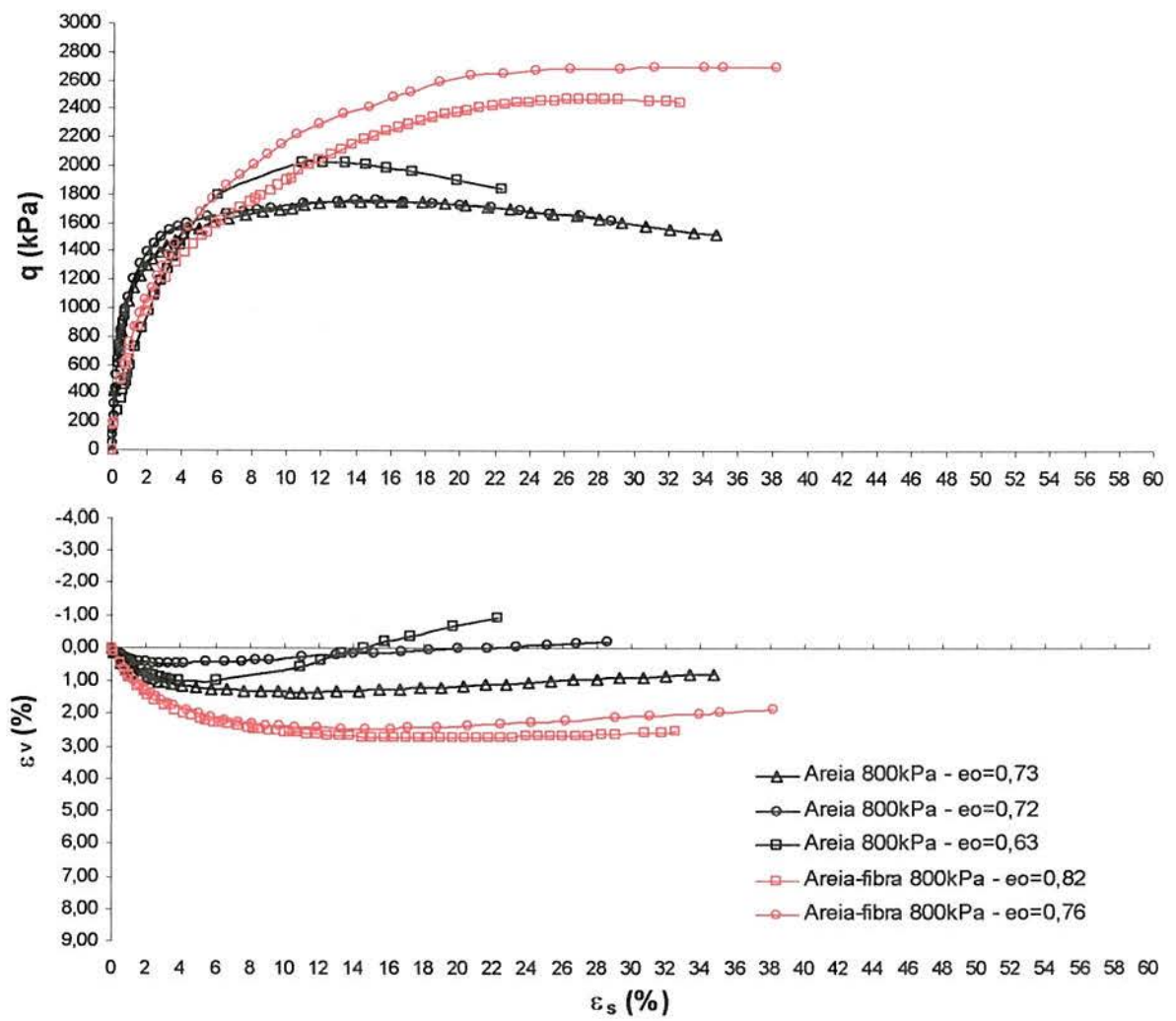
4.3.2 Comportamento Tensão x Deformação

A seguir serão apresentadas as curvas tensão versus deformação de todos os ensaios utilizados nas análises que serão feitas no decorrer deste capítulo.

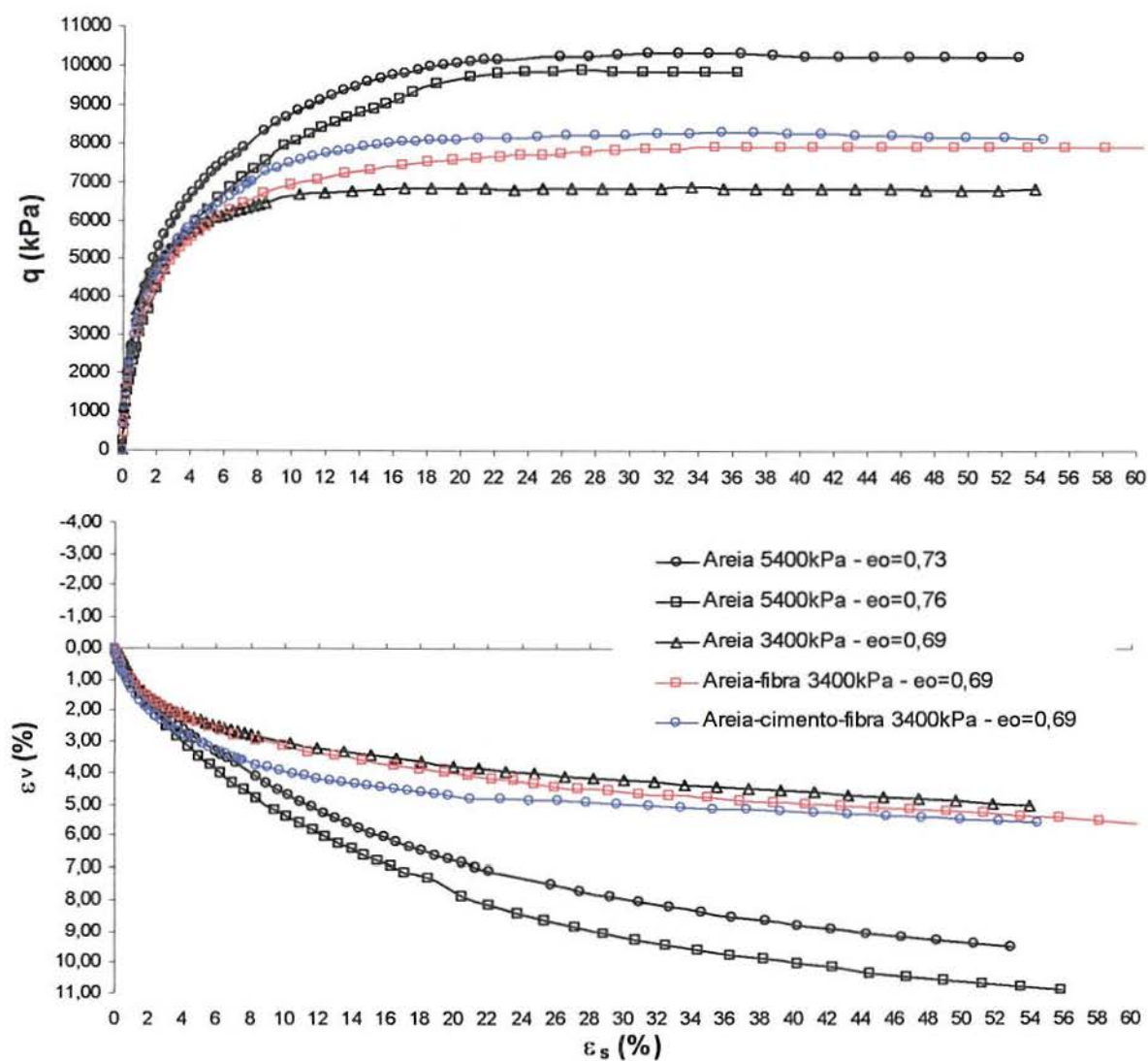
Nas Figuras 4.9 (a), (b) e (c) estão apresentadas as curvas tensão desvio (q) - deformação volumétrica (ϵ_v) - deformação cisalhante (ϵ_s), correspondentes aos ensaios do tipo CID, para a matriz de areia, e para as misturas areia-fibra e areia-cimento-fibra em compressão axial nas tensões confinantes de 100, 800, 3400 e 5400kPa.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.9: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para os materiais estudados em ensaios de compressão triaxial em diferentes níveis de tensão: (a) 100kPa, (b) 800kPa e (c) 3400 e 5400kPa.

Na Figura 4.10 estão apresentadas as curvas tensão desvio (q) - deformação volumétrica (ϵ_v) - deformação cisalhante (ϵ_s), correspondentes aos ensaios do tipo CID, para a areia e areia-fibra realizados por Festugato (2008) em compressão axial nas tensões confinantes de 20, 50 e 100kPa que serão utilizadas nas análises apresentadas a seguir.

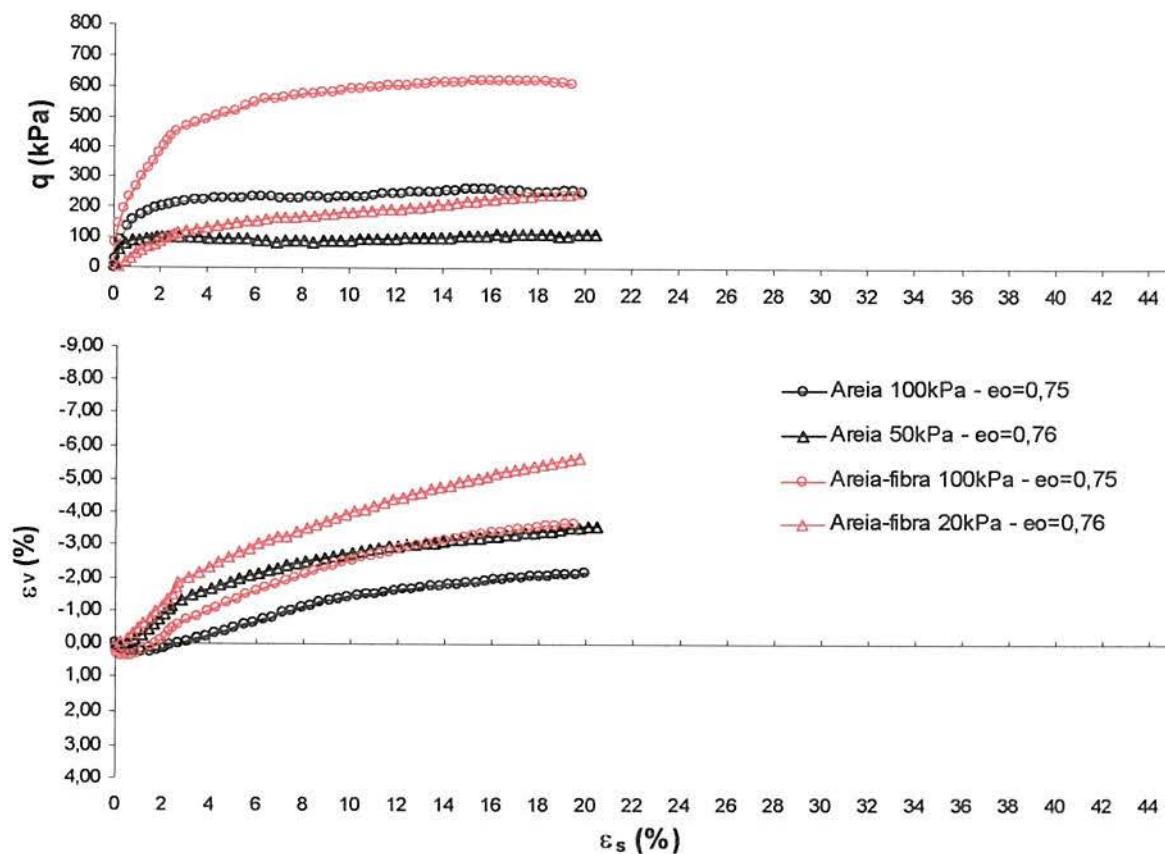
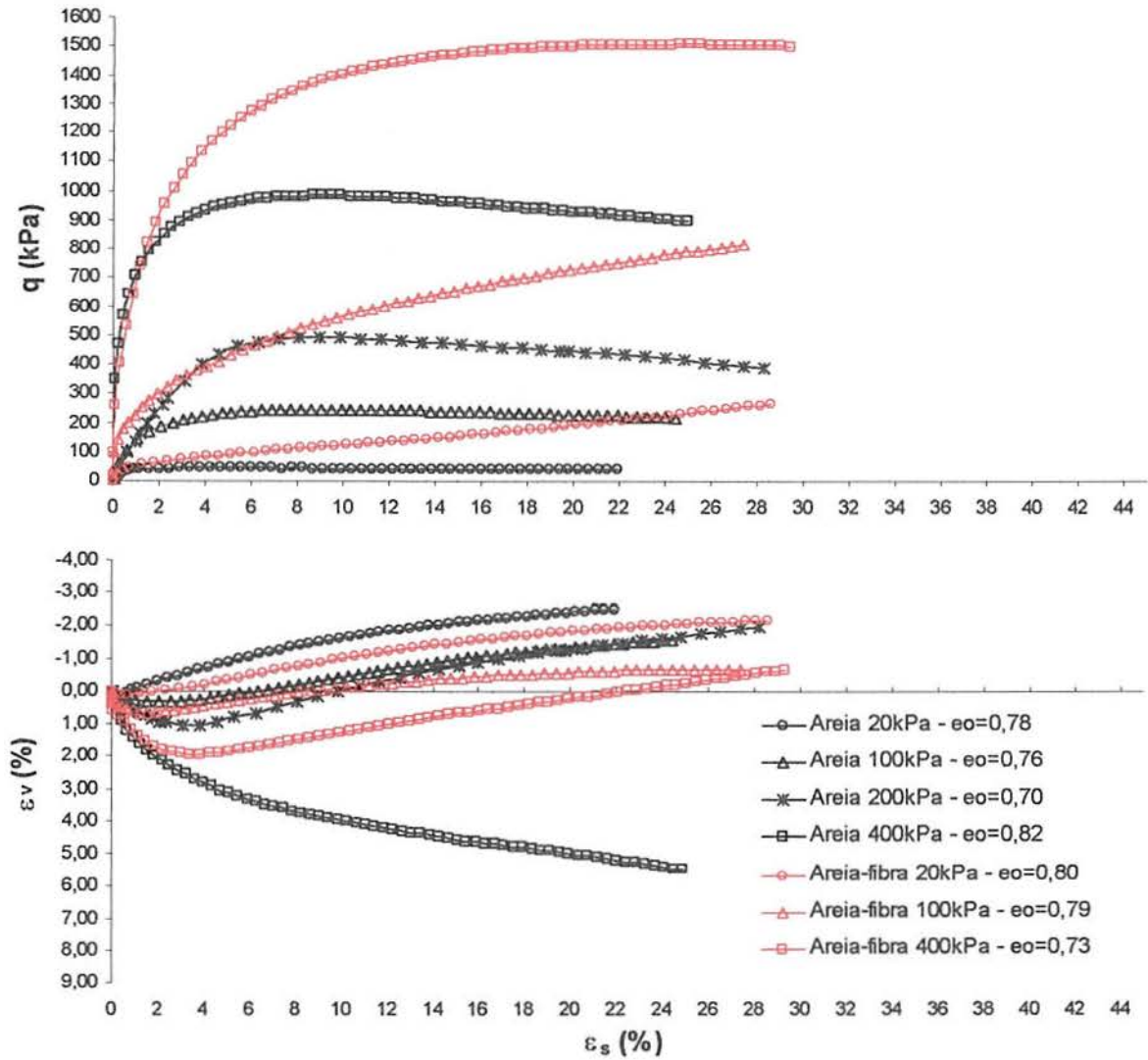


Figura 4.10: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para areia e areia-fibra em ensaios de compressão triaxial realizados por Festugato (2008).

As Figuras 4.11 (a) e (b) mostram as curvas tensão desvio (q) - deformação volumétrica (ϵ_v) - deformação cisalhante (ϵ_s), correspondentes aos ensaios do tipo CID, para a areia e areia-fibra realizados por Casagrande (2005) em compressão triaxial, descarregamento lateral e p' constante nas tensões confinantes de 20, 100, 200 e 400kPa que também serão utilizadas nas análises apresentadas a seguir.



(a)

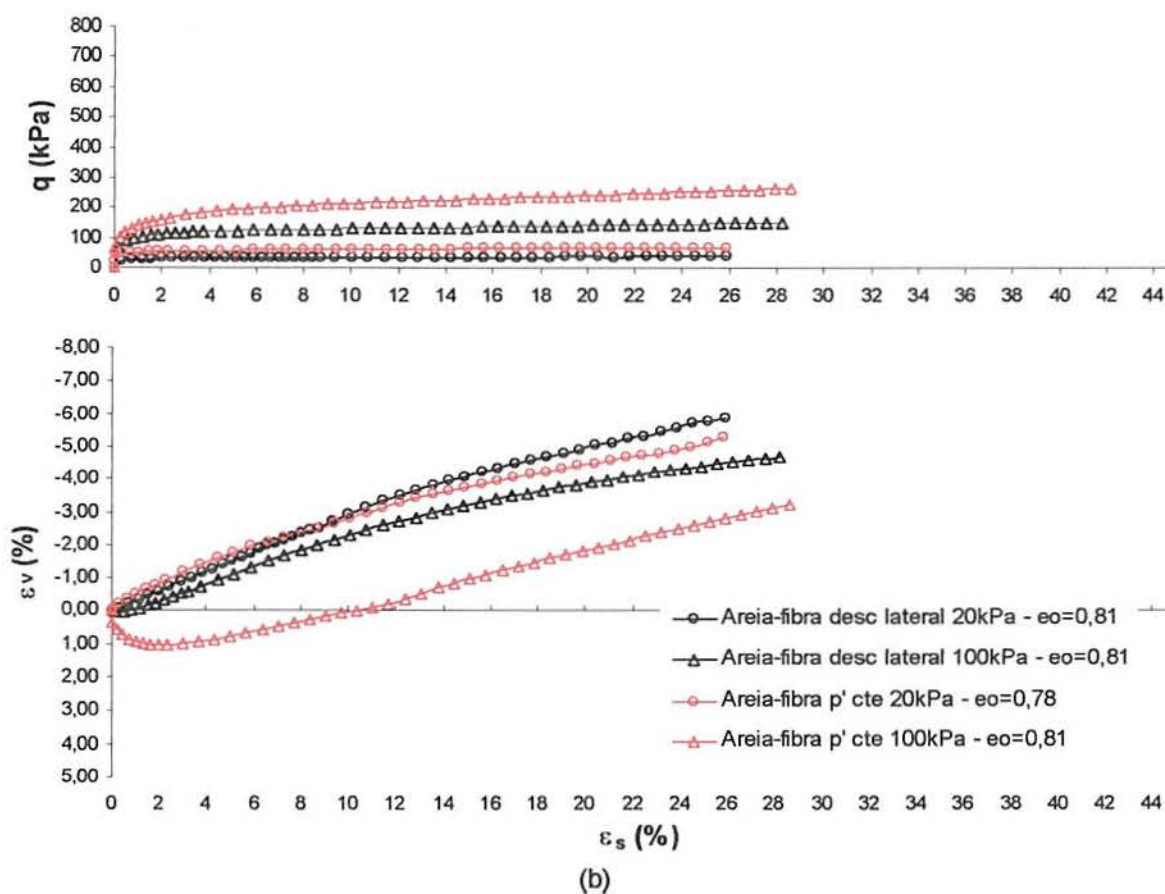


Figura 4.11: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para areia e areia-fibra em ensaios de (a) compressão triaxial e (b) descarregamento lateral e p' constante realizados por Casagrande (2005).

Na Figura 4.12 são apresentadas as curvas tensão desvio (q) - deformação volumétrica (ϵ_v) - deformação cisalhante (ϵ_s), correspondentes aos ensaios do tipo CID, para a areia cimentada realizados por Consoli *et al.* (2008-b) em compressão axial na tensões confinantes de 20, 200 e 400kPa que também serão utilizadas nas análises apresentadas a seguir.

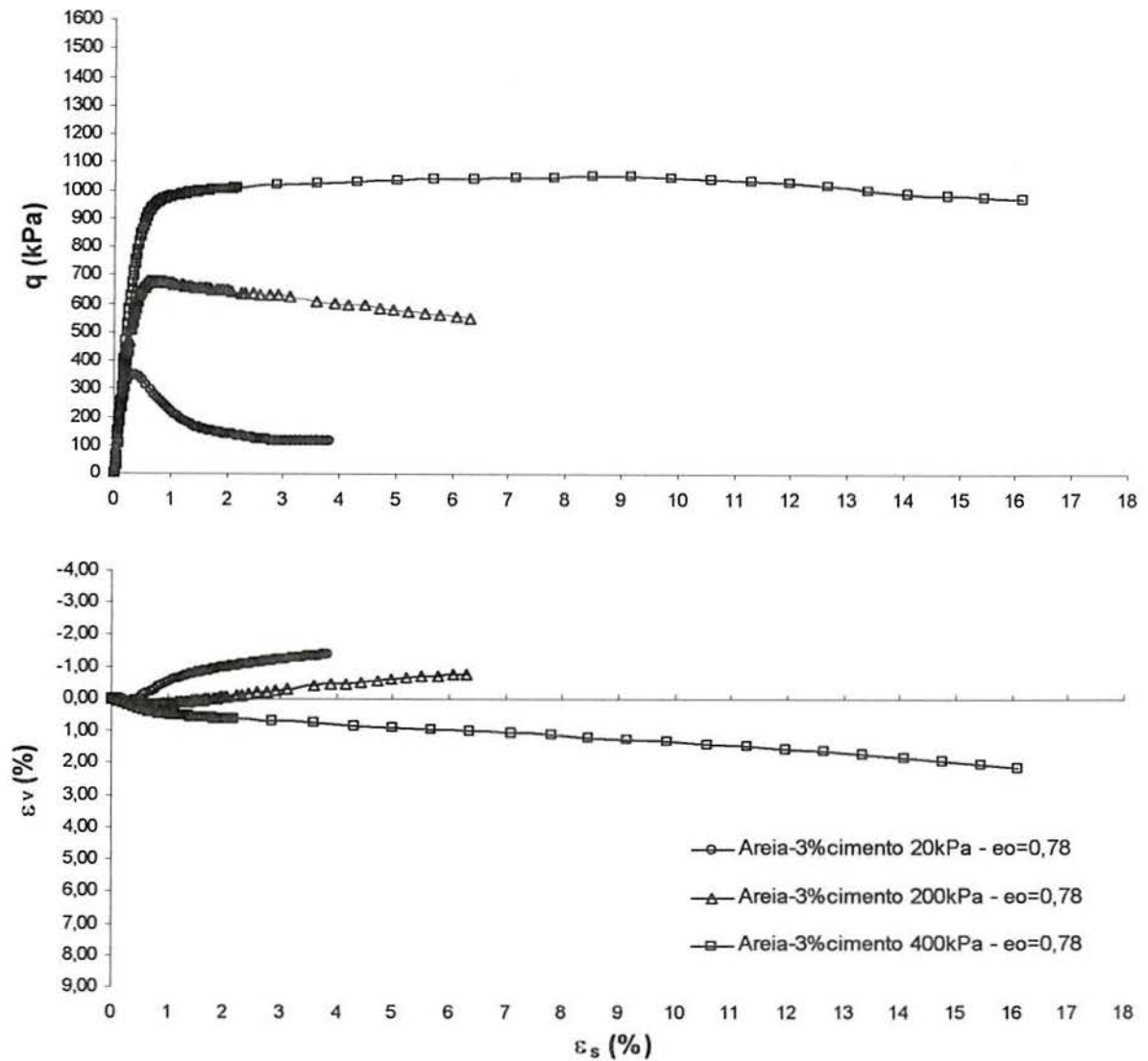


Figura 4.12: Curvas tensão - deformação volumétrica - deformação cisalhante para areia cimentada em ensaios de compressão triaxial realizados por Consoli *et al.* (2008-b).

Em linhas gerais, a areia apresenta um comportamento tensão desvio-deformação cisalhante e tensão desvio-deformação volumétrica similar ao descrito na literatura para este tipo de material. Observa-se uma pequena tendência dilatante (expansão volumétrica) para baixas tensões confinantes e tendência de contração para tensões confinantes maiores, e a formação de leves picos de resistência, assim como pode ser observado um aumento de resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais.

Pode-se observar que, para o material estudado, as principais alterações provocadas pela inclusão de fibras de polipropileno ao solo compactado estão relacionadas à deformabilidade e ao comportamento resistente da matriz. A inclusão de fibras proporcionou um aumento da resistência com o aumento das deformações cisalhantes até certo ponto, a partir do qual a tensão desvio tende a estabilizar. É notável também que este ganho de resistência é menos pronunciado com o aumento da tensão confinante.

O aumento da deformação volumétrica de contração do material reforçado mostrou-se ser tanto maior quanto maior for o valor da tensão efetiva média inicial até uma determinada tensão (tensão crítica) a partir da qual passa a não exercer mais tanta influência sobre esse aspecto.

A partir de certa taxa de deformação cisalhante, observa-se um paralelismo entre as curvas tensão-deformação para as misturas reforçadas com fibras para todas as tensões confinantes estudadas. Este paralelismo é caracterizado pela existência de uma taxa de acréscimo de resistência única em relação à deformação cisalhante, a partir do momento em que as fibras são mobilizadas.

Da mesma forma que o postulado por Feuerharmel (2000) e Casagrande (2001) e (2005), podem ser definidas três etapas que caracterizam o comportamento resistente do solo reforçado: uma etapa inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelas fibras, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado essencialmente pelas fibras. Este comportamento também foi verificado para outros solos (argila e areia siltosa) no estudo realizado por Feuerharmel (2000).

Observa-se que quando as fibras são submetidas a altas tensões de confinamento (Figura 4.9), a introdução destas não acarreta em uma mudança tão significativa no comportamento do material. Apesar de ainda provocarem um aumento de resistência, este é bem menos pronunciado e quase não há mudança no comportamento volumétrico do material. Mostrando que as fibras não funcionam com a mesma eficácia para tensões efetivas médias iniciais extremamente altas.

A areia cimentada também apresenta um comportamento tensão-deformação e tensão-variação volumétrica similar ao descrito na literatura para este tipo de material (e. g. Rotta, 2000; Vendruscolo, 2003 e Rosa *et al.*, 2008). A adição de cimento aumenta a rigidez e a resistência do material, entretanto aumenta significativamente a fragilidade do mesmo. Em relação às deformações apresenta uma tendência expansiva para tensões confinantes menores e compressiva para as tensões maiores.

É conhecido que a presença ou não de picos de resistência em materiais cimentados é relacionado à combinação entre quantidade de cimento e tensão confinante aplicada para cada material. No caso da areia em questão nota-se, para este teor de cimentação, uma redução do pico com o aumento da tensão confinante até seu desaparecimento para a tensão de 400kPa. Esta diminuição dos picos com o aumento do confinamento também foi relatada por Vendruscolo (2003) que estudou o comportamento desta mesma areia em variados teores de cimento e tensões de confinamento de até 100kPa.

No entanto, o enfoque que será dado aqui diz respeito ao comportamento destes materiais no seu estado crítico, aplicando-se os conceitos da Teoria do Estado Crítico. Para tanto, os ensaios apresentados anteriormente foram analisados considerando-se seus resultados ao final de cada ensaio quando se mostravam no estado crítico, ou suas tendência quando ainda não o tinham atingido.

4.3.3. Identificação do Estado Crítico para Areia e Areia-fibra

Sabe-se que amostras de areia, assim como de argilas pré-adensadas, apresentam várias dificuldades em alcançar condições uniformes de tensão e deformação quando cisalhadas após grandes deformações, necessárias para que as mesmas alcancem a LEC. Apesar das dificuldades citadas acima, a existência de uma LEC para areias foi provada como sendo verdadeira por vários autores, dentre eles Stroud (1971), que realizou um trabalho pioneiro na identificação da LEC para areias.

Heineck (2002) tentou delinear o estado crítico da areia de Osório no espaço $v : \ln p'$, mas em razão do pequeno número de ensaios e do fato de que a areia necessita de grandes deformações, ou melhor, deformações maiores que as alcançadas nos ensaios apresentados pelo autor para alcançar a LEC, afirmou que não foi possível localizar o estado crítico para a areia estudada. Em relação a materiais reforçados com fibras não há na literatura nenhum estudo a respeito do seu comportamento no estado crítico.

4.3.3.1. Dilatância e Envoltória do Estado Crítico

Uma primeira análise foi feita no sentido de se definir a envoltória do estado crítico da areia e areia-fibra plotando-se os valores de p' e q encontrados ao final de cada ensaio para estes materiais. Uma forma de determinar a envoltória do estado crítico é através da análise da razão de tensões x dilatância do material, onde a inclinação da envoltória do estado crítico é dada, quando atingido o estado crítico, pelo valor de q/p' quando $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ (M).

As Figuras 4.13 (a) e (b) apresentam a razão de tensões q/p' em função da dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) da areia e da areia reforçada para os ensaios triaxiais de compressão axial em tensões confinantes de 100, 800, 3400 e 5400kPa. Consideraram-se os valores positivos de $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ como compressão e os valores negativos de $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ como expansão.

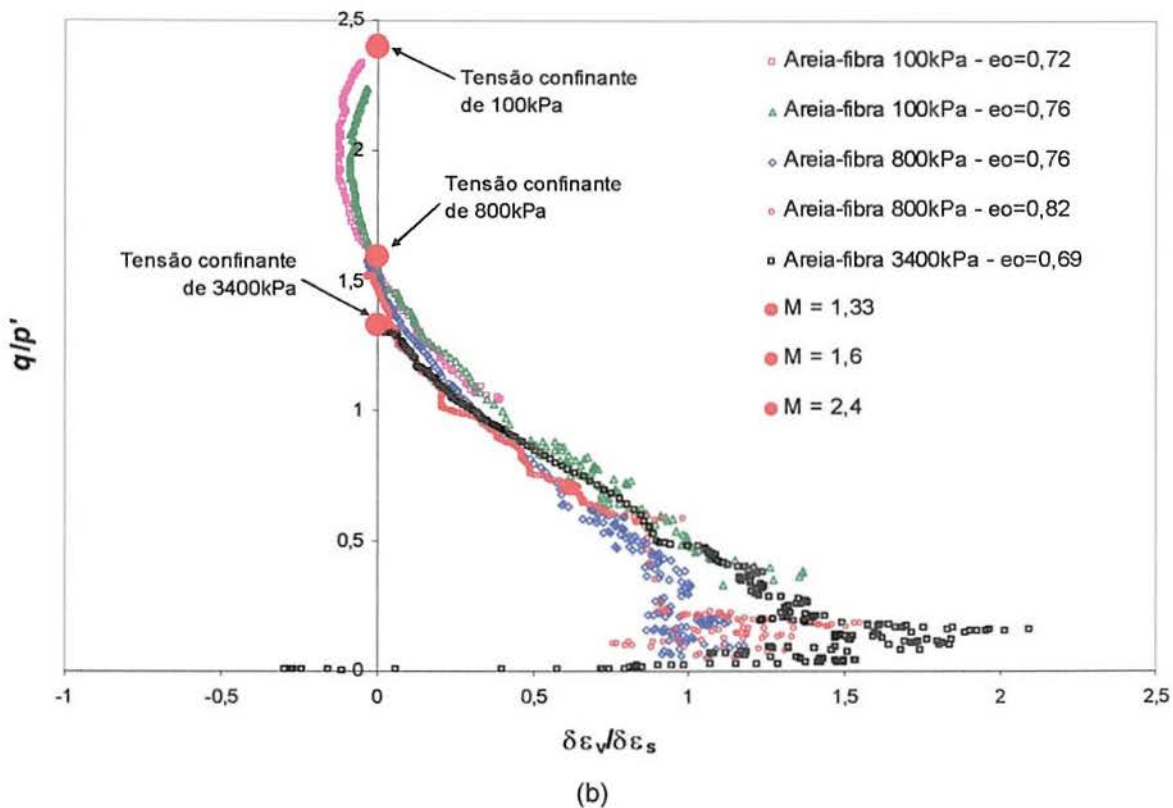
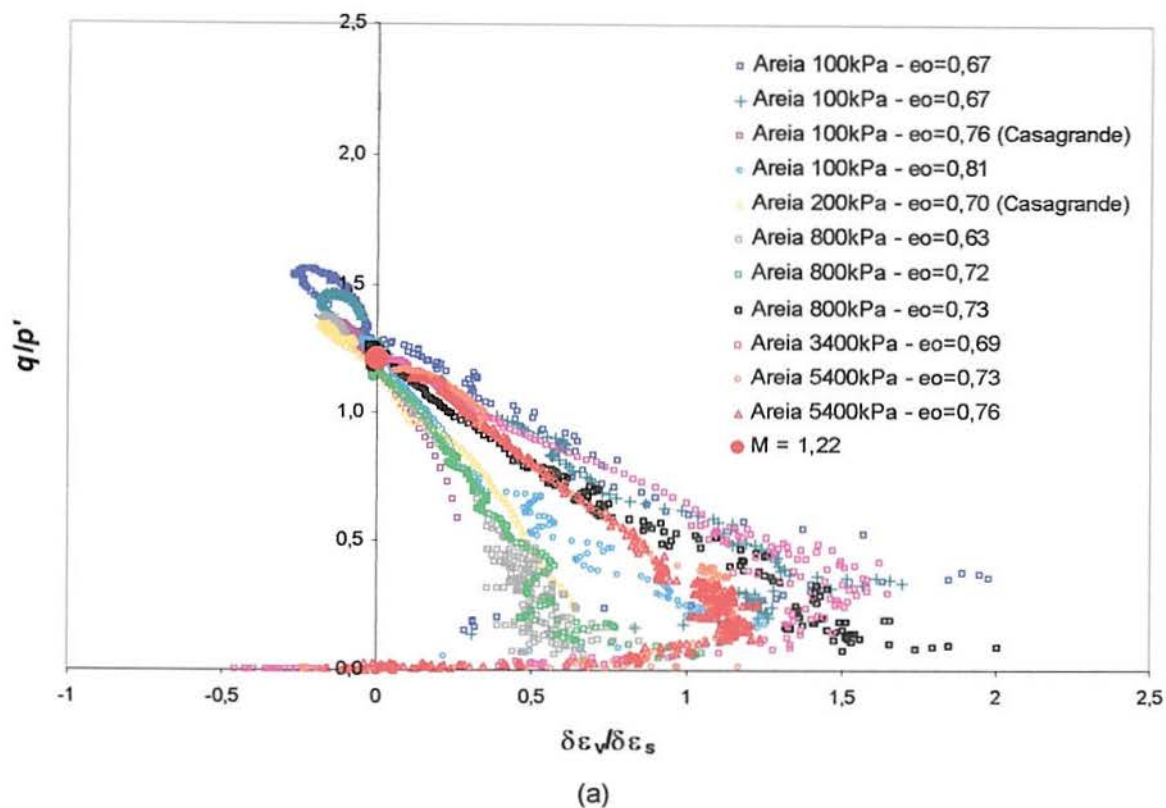
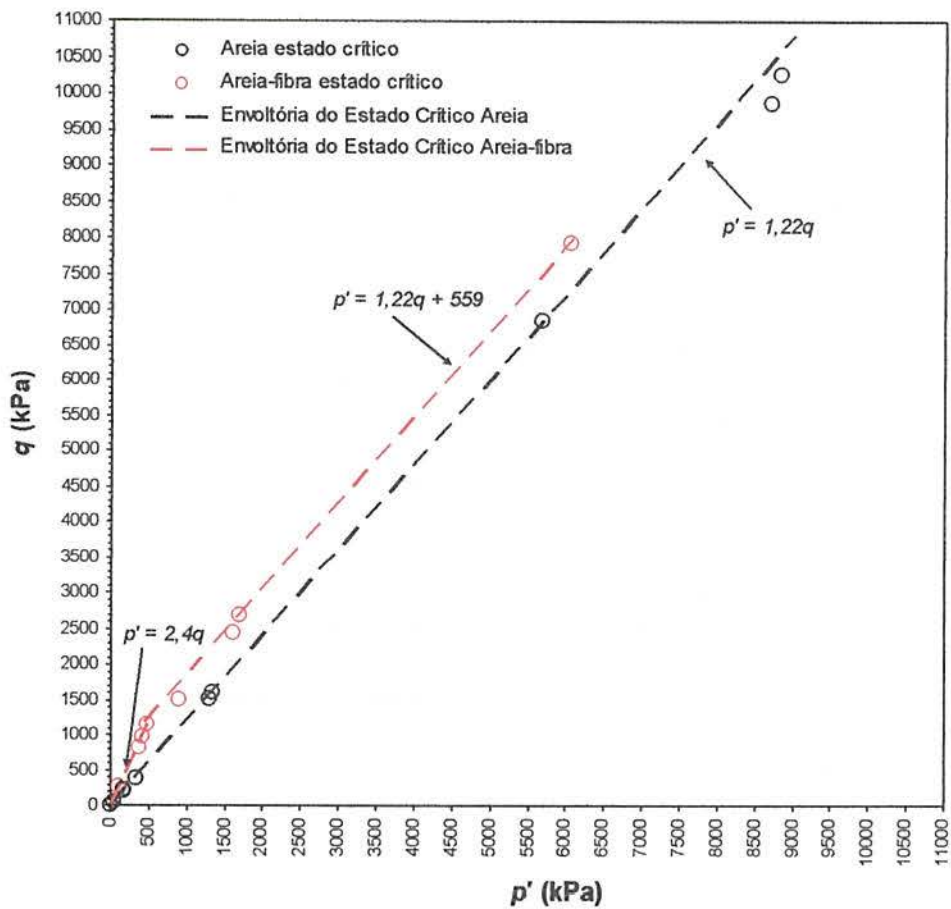


Figura 4.13: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para (a) areia e (b) areia reforçada submetidas à compressão triaxial.

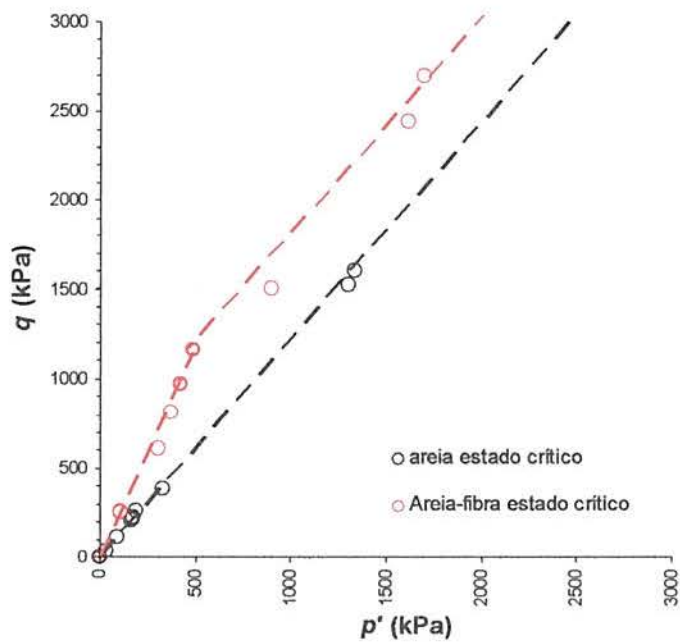
Da maneira como os ensaios estão apresentados na Figura 4.13 (a) e (b), observa-se a tendência dilatante dos ensaios com tensões efetivas médias iniciais baixas e o aumento da contração do material com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, conforme o estado inicial do solo move-se em direção à linha de compressão normal (LCN), o seu comportamento muda de dilatante para compressivo.

Para os testes realizados em areia com tensões efetivas médias iniciais mais altas (Figura 4.13 – a), a razão de tensões aumenta até a taxa de variação volumétrica chegar a zero no estado crítico. Os dados dos testes com tensões efetivas médias iniciais mais baixas mostram que o solo contrai inicialmente, seguido de pequena expansão e do posterior retorno do seu estado ao estado crítico previamente definido. Observa-se ainda que a relação de tensões atingida no estado crítico é a mesma independente do nível de tensões de confinamento aplicadas.

A Figura 4.13 (b) mostra que as amostras, quando reforçadas com fibras, atingem o estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$) para uma razão de tensões q/p' superior a do solo não reforçado, principalmente para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Estes resultados confirmam o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões médias iniciais mais baixas. Nota-se, ainda, que o estado crítico para este material é dependente do nível de tensões confinantes e parece ser governado pela deformação volumétrica. Analisando-se o ponto onde $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$ para os ensaios de 100 e 800kPa nesta figura, tem-se que as amostras submetidas a 800kPa de confinamento atingindo um nível de deformações cisalhantes bem maior que as amostras com 100kPa mobilizaram a mesma resistência ($q/p' = 1,55$), o que indica que a resistência mobilizada pelo solo reforçado é dependente da deformação volumétrica e não da deformação cisalhante. Além disso, diferentemente do apresentado pela areia sem reforço, a relação de tensões máxima atingida ocorre quando não há mais variação volumétrica, para todos os níveis de tensão confinante. Pode-se dizer que a areia reforçada com fibras apresenta valores distintos de M de acordo com a tensão confinante aplicada. Este comportamento fica mais claro quando plotamos a envoltória do estado crítico no espaço $q: p'$ mostrada nas Figuras 4.14 (a) e (b).



(a)



(b)

Figura 4.14: Envoltórias no estado crítico para (a) areia com e sem reforço e (b) detalhe das envoltórias.

Até certo nível de tensões (p' de aproximadamente 500kPa) observa-se um único valor de M atingido representando a envoltória, mas a partir daí o valor de M passa a variar com o aumento da tensão confinante.

A principal verificação que pode ser feita baseando-se na análise das Figuras 4.14 (a) e (b) é que a introdução de fibras confere uma bi-linearidade também à envoltória do estado crítico. Esta não-linearidade explica porque os valores de M variam, diminuindo com a tensão após atingirem determinado nível de tensões (tensão crítica), pois a porção da envoltória antes desta tensão crítica, onde a mesma muda de declividade, é uma reta passando pela origem o que só permite um valor de M , uma vez que este é definido como a declividade da reta passando pela origem. Sendo assim, para os valores de tensão maiores que a crítica, onde a porção da envoltória não passa pela origem, teremos inúmeros valores de M , os quais serão as declividades das respectivas retas que passam pela origem correspondentes aos pontos na envoltória, como esquematizado na Figura 4.15. A escala está distorcida para facilitar a compreensão.

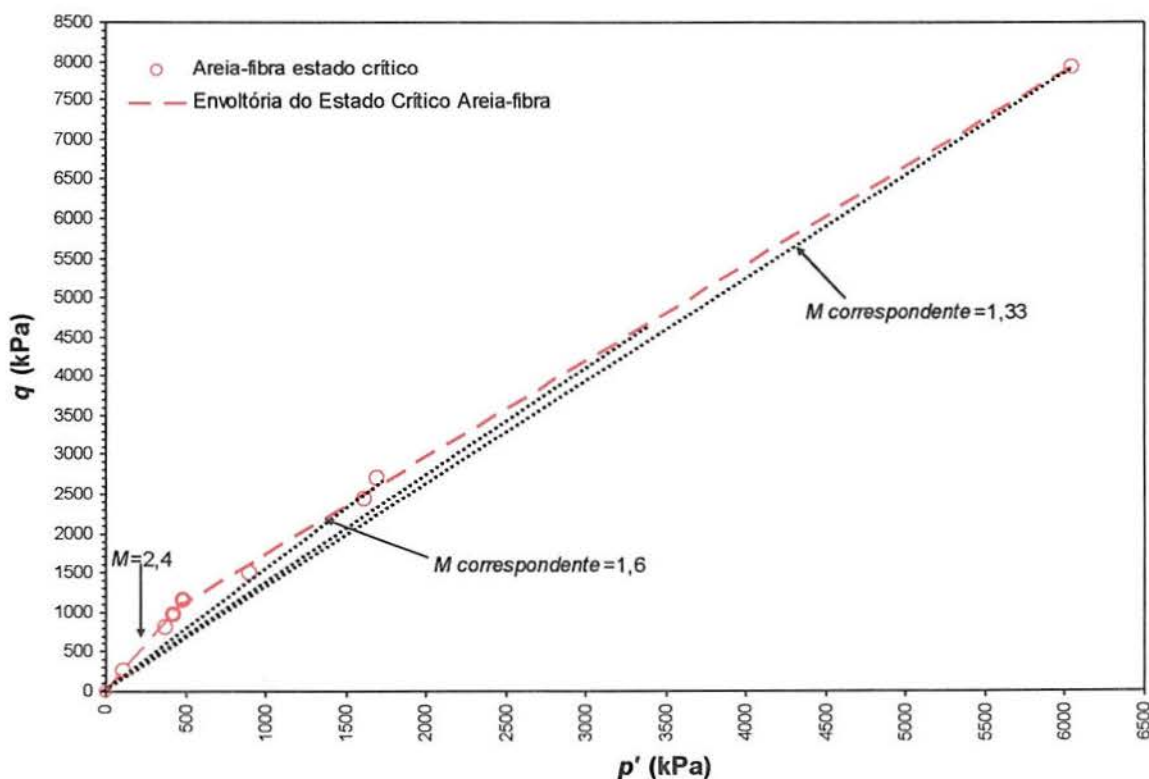


Figura 4.15: Relação da variação de M para a areia reforçada.

A Tabela 4.4 mostra os parâmetros de resistência no estado crítico dos materiais estudados. No caso da areia reforçada verifica-se um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_c) bem mais elevado na porção inicial e um intercepto coesivo (c') muito alto na segunda porção da envoltória, observa-se também que o ângulo de atrito no estado crítico do solo reforçado na parte final da envoltória é igual ao ângulo de atrito no estado crítico do solo não reforçado, conferindo um paralelismo a essas duas envoltórias.

Tabela 4.4: Parâmetros de resistência ao cisalhamento no estado crítico

Material		c' (kPa)	ϕ'_c (graus)
Areia no estado crítico		0	30,5
Areia-Fibra no estado crítico	1ª porção bi-linear	0	58,9
	2ª porção bi-linear	288	30,5

Confirmando o que foi postulado por vários autores (*e.g.* Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Teodoro e Bueno, 1998), foi possível identificar uma tensão confinante crítica também para o estado crítico da areia reforçada. Gray e Ohashi (1983) foram os primeiros a observar a existência da mudança do mecanismo de ruptura com o aumento da tensão confinante, onde para tensões inferiores à tensão crítica o mecanismo de ruptura possivelmente ocorre através do deslizamento da fibra e para tensões maiores que a tensão crítica, a plastificação das fibras governa o comportamento.

Os gráficos de dilatância indicam que o aumento da resistência para os baixos níveis de tensões (primeira parte da envoltória bi-linear) no material reforçado possa ser resultante do efeito das fibras tentando impedir a dilatância. A compreensão completa deste mecanismo, no entanto, parece ser complexa e ainda não foi atingida.

4.3.3.2. Envoltória no Estado Crítico Obtida de Ensaio Triaxiais x Envoltória Obtida de Ensaio Ring Shear

No sentido de avaliar as envoltórias obtidas para o estado crítico da areia com e sem reforço comparou-se os resultados obtidos dos ensaios de compressão triaxial realizados com os ensaios de *ring shear* realizados por Casagrande (2005) nos mesmos materiais apresentados neste trabalho.

Os ensaios de *ring shear* utilizados foram feitos em amostras de areia e areia reforçada (0,5% de fibras de 3,3dtex com 24mm de comprimento), nas tensões normais de 20, 100, 200 e 400 kPa.

Os resultados estão apresentados no espaço tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (δh) e deformação cisalhante (γ), onde $\gamma = \delta h/h_0$, sendo h_0 a altura inicial da amostra antes da fase de cisalhamento em ensaios *ring shear*. As Figuras 4.16 (a) e (b) mostram as curvas $\tau \times \gamma$ e δh resultantes destes ensaios.

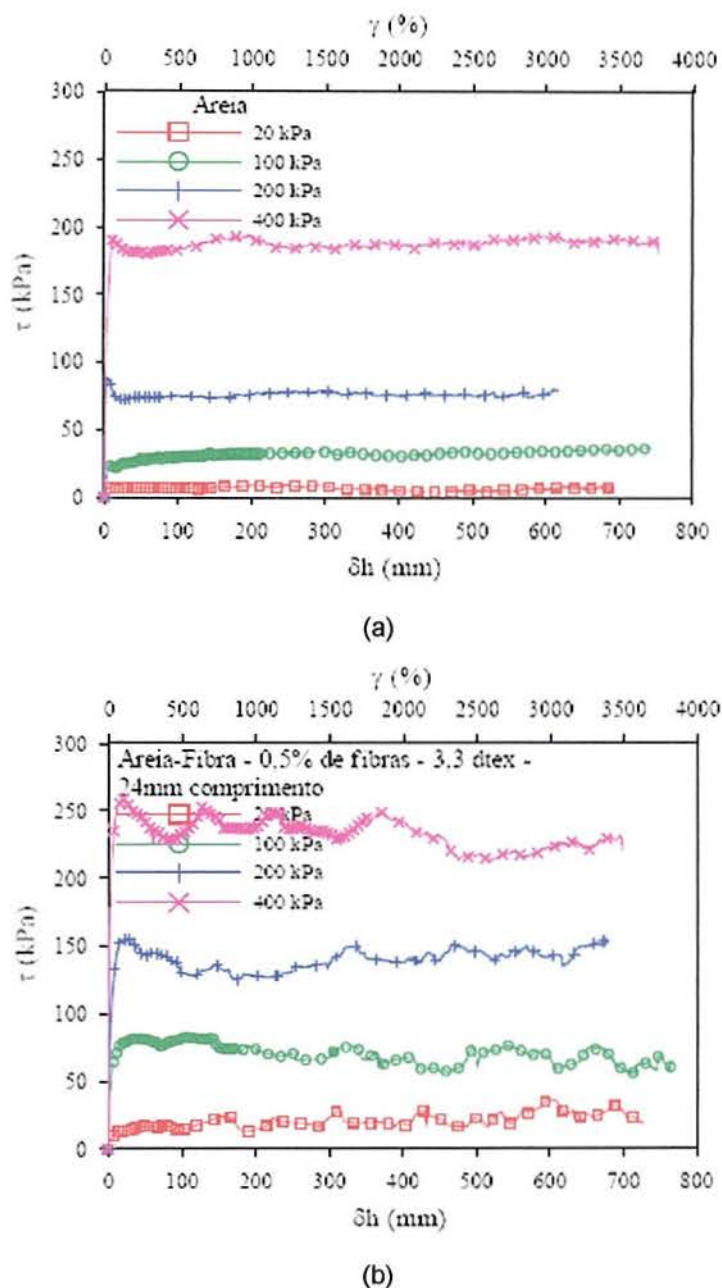


Figura 4.18: Curvas tensão cisalhante - deformação cisalhante –(a) deslocamento horizontal para areia e (b) areia reforçada com fibras.

Através dos valores de c' (intercepto coesivo) e ϕ'_c (ângulo de atrito no estado crítico) obtidos da envoltória do estado crítico para areia e areia-fibra para os ensaios triaxiais, obteve-se as envoltórias de resistência no espaço tensão cisalhante (τ) versus tensão vertical (σ'_v) utilizando-se a seguinte equação:

$$\tau = \sigma'_v \tan \phi'_c + c'$$

Os resultados dos ensaios triaxiais e *ring shear* juntamente com as envoltórias obtidas dos mesmos foram plotados no espaço tensão cisalhante (τ) versus tensão vertical (σ'_v) e estão ilustrados na Figura 4.17. Para tornar possível a visualização dos aspectos a serem analisados o gráfico apresentado nesta Figura mostra somente valores de tensões até 1600kPa. Posteriormente será apresentada uma visão geral com os ensaios em todos os níveis de tensões estudados.

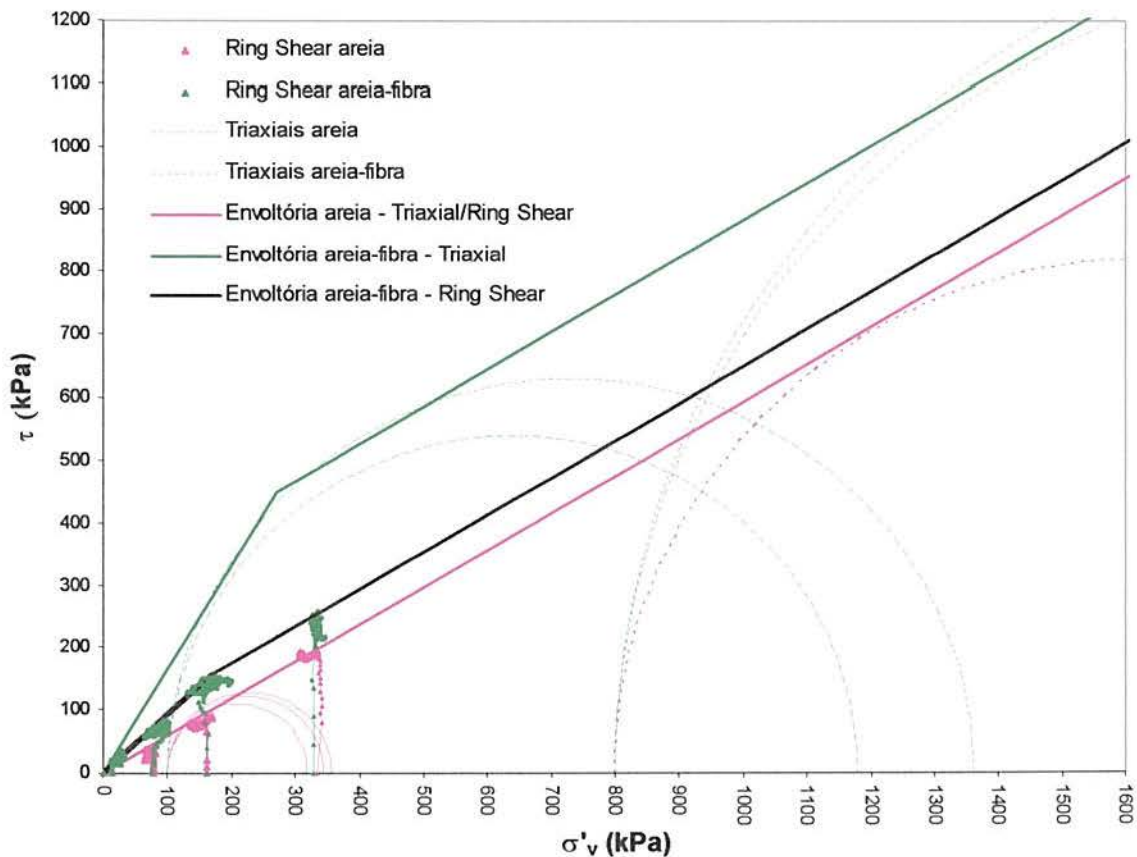


Figura 4.17: Detalhe de comparação das envoltórias de resistência para areia e areia-fibra em ensaios triaxiais e *ring shear*.

Observa-se a partir desta figura que a envoltória obtida através dos resultados dos ensaios triaxiais para o estado crítico da areia está em perfeita concordância com a obtida dos ensaios de *ring shear* para este mesmo material. O que indica que, para areia sem reforço, o estado crítico sob compressão triaxial corresponde ao estado residual dado pelo ensaio de *ring shear* apesar das amostras não sofrerem a mesma forma de aplicação de tensões e definição da superfície de cisalhamento.

Para a areia reforçada tal concordância não foi observada. Apesar das envoltórias obtidas dos ensaios triaxiais e dos de *ring shear* apresentarem ambas a característica de bi-linearidade e de paralelismo na segunda porção das envoltórias, mostraram-se distantes uma da outra. Muitos aspectos podem ser responsáveis por esta diferença, mas acredita-se que o mais provável seria devido às deformações atingidas nos ensaios *ring shear* serem muito maiores que as alcançadas pelos ensaios triaxiais, o que permitiria a ruptura mais evidente das fibras. Outro ponto a ser considerado seriam as dimensões da amostra utilizada no equipamento de *ring shear*. Neste equipamento, a amostra possui 152mm de diâmetro externo, 102mm de diâmetro interno e apenas 20mm altura inicial, altura esta inferior ao comprimento da fibra utilizada (24mm) o que poderia promover algum alinhamento preferencial dessas dentro da amostra e conseqüentemente prejudicar sua atuação no cisalhamento e a representatividade dos resultados obtidos, os quais apresentariam resistência menor que a de uma amostra com fibras aleatoriamente distribuídas. Uma terceira hipótese seria a da forma de aplicação de tensões e definição da superfície de cisalhamento, distintas para os dois equipamentos, interferirem nos parâmetros de resistência do material reforçado.

Para efeito de comparação, os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios mencionados acima são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios triaxial e *ring shear*

Material		Triaxial		Ring Shear	
		c' (kPa)	ϕ'_c (graus)	c' (kPa)	ϕ' (graus)
Areia		0	30,5	0	30,5
Areia-Fibra	1ª porção bi-linear	0	58,9	0	42,4
	2ª porção bi-linear	288	30,5	54	30,5

Uma visão geral das envoltórias de resistência para os dois tipos de ensaio para os dois materiais com todos os ensaios triaxiais realizados é apresentada na Figura 4.18.

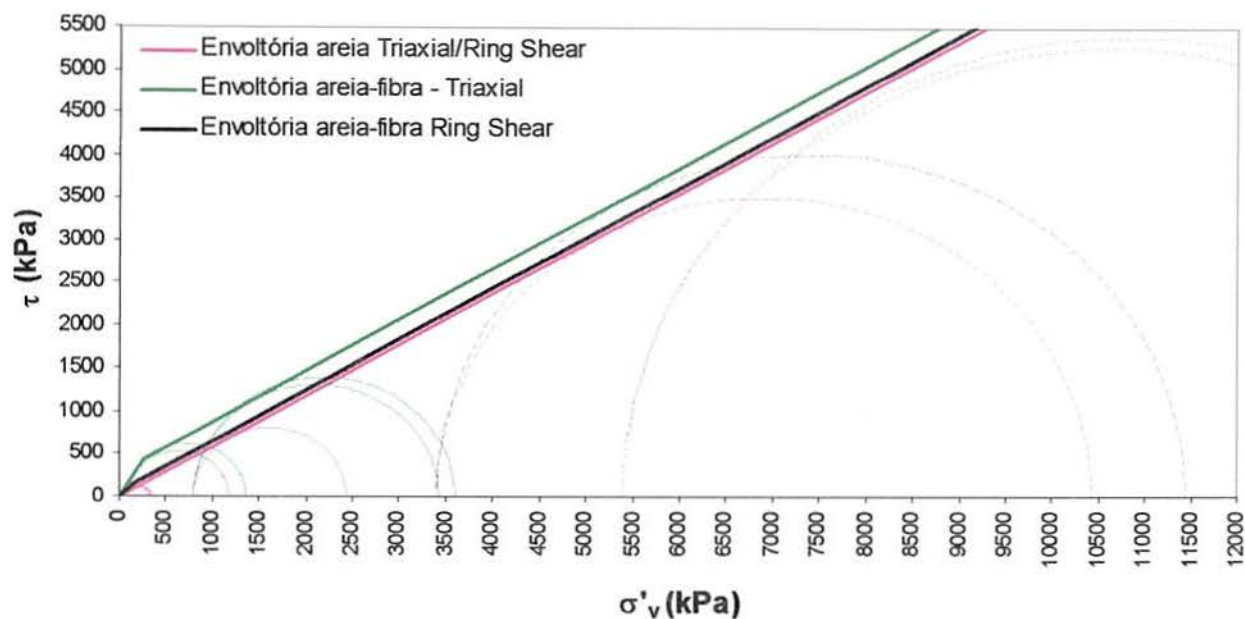


Figura 4.18: Comparação das envoltórias de resistência para areia e areia-fibra em ensaios triaxiais e *ring shear*.

4.3.3.3. Linha de Estado Crítico (LEC)

Para a determinação da linha de estado crítico da areia e areia-fibra foram utilizados os pontos finais dos ensaios apresentados no item 4.3.2 considerando suas tendências quando não haviam atingido o estado crítico ainda. Para corroborar esta análise foram juntados aos ensaios realizados nesta pesquisa os ensaios realizados por Casagrande (2005) e Festugato (2008) também apresentados no item 4.3.2.

É importante salientar que para este tipo de análise é de suma importância a determinação o mais precisa possível dos volumes específicos iniciais das amostras, pois uma pequena mudança pode alterar a posição da LEC. Por esta razão os valores dos volumes específicos iniciais (v_i) considerados nos ensaios realizados nesta pesquisa foram obtidos pela média de três métodos diferentes baseados em: (1) peso específico aparente seco inicial; (2) teor de umidade final; (3) peso específico aparente úmido final (peso/volume). Para os ensaios realizados por Casagrande (2005) e Festugato (2008) este cuidado não foi tomado por não ser relevante nas análises realizadas pelos autores em seus trabalhos. Por este motivo, os dados destes autores, apresentados nas análises a seguir, foram utilizados com o intuito único de

reforçar as tendências encontradas através das análises dos dados obtidos neste trabalho e aparecem muitas vezes como se tivessem ultrapassando a LEC devido a possíveis erros na determinação do v_i .

A Figura 4.19 mostra os pontos finais dos ensaios considerados neste estudo e suas tendências quando ainda não atingiram o estado crítico para as amostras de areia e areia reforçada, bem como a linha de estado crítico determinada para estes materiais no espaço $v:lnp'$.

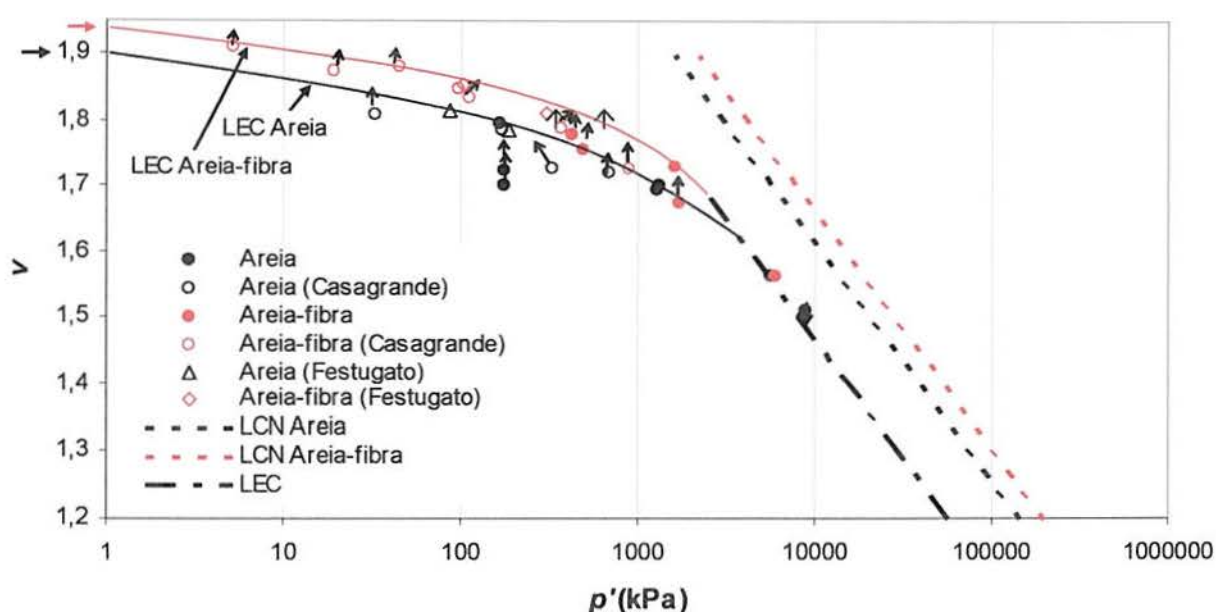
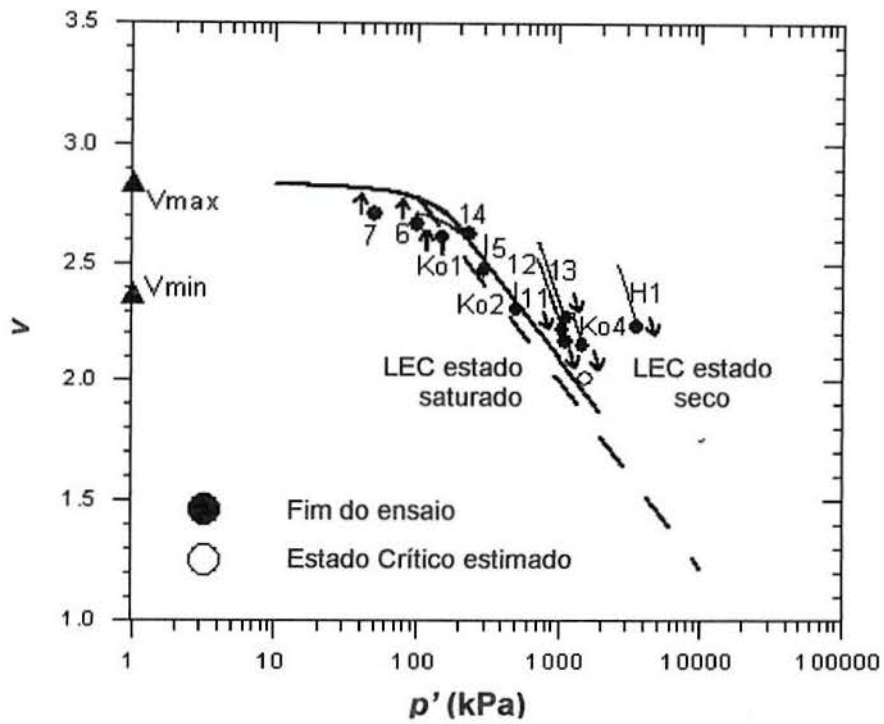


Figura 4.19: Linha de Estado Crítico para areia e areia-fibra no espaço $v:lnp'$.

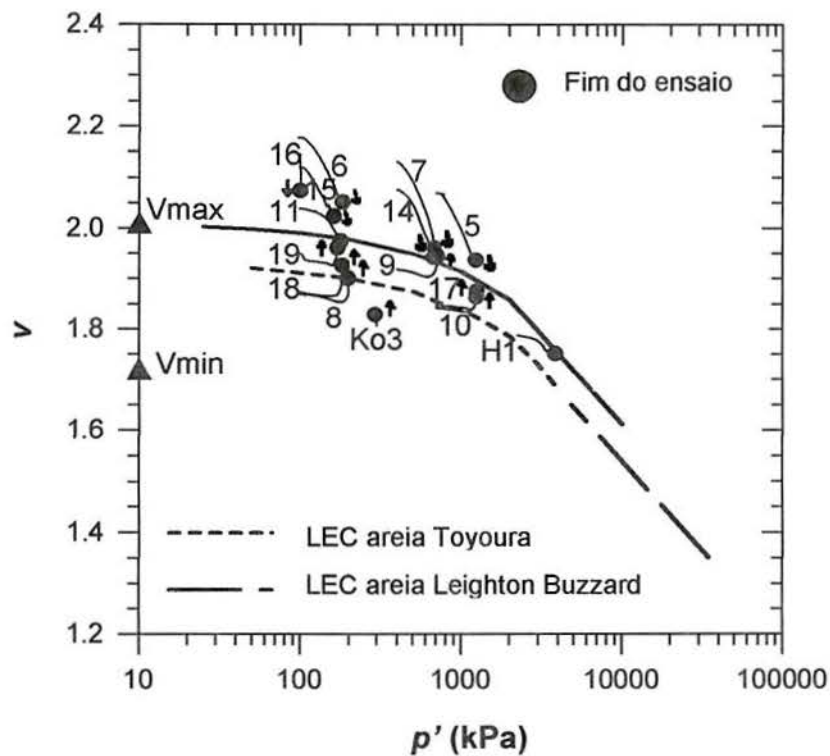
O gráfico acima apresenta as linhas de estado crítico da areia e areia-fibra sugeridas nesta pesquisa. Através da análise do comportamento final observado dos ensaios pode-se identificar, inicialmente, uma LEC distinta para cada material, as quais tornavam-se uma única LEC para tensões mais elevadas.

As duas LEC distintas verificadas para as tensões mais baixas partem do volume específico máximo do material, indicado por uma seta preta para a areia e uma vermelha para a areia-fibra. O padrão expresso nestas curvas, onde para as tensões mais altas a LEC mostra-se paralela à LCN, e para as tensões mais baixas se apresenta curva tendendo à horizontal já foi descrito por Been et al. (1991), Verdugo e Ishihara (1996) e Coop e Wilson (2003). Klotz e Coop (2001) também utilizaram o volume específico máximo como parâmetro para traçar a linha de estado crítico nas tensões mais baixas para areias (que seria curva), onde o ajuste foi

baseado no método proposto por Gudehus (1996) e o ajuste proposto, entre outros, por Coop e Lee (1993) para as tensões mais altas feito por uma reta (Figura 4.20).



(a)



(b)

Figura 4.20: Linha de Estado Crítico para areia de Dog's Bay (a) e de Toyoura e Leighton Buzzard (b) no espaço $v:lnp'$ (Klotz e Coop, 2002).

O valor do volume específico máximo da areia é conhecido e foi definido no capítulo 3 a partir de ensaio especificado por norma técnica ($v_{\text{máx}} = 1,9$). Já o valor para a areia-fibra não é conhecido ainda, pois a metodologia utilizada para a obtenção deste parâmetro foi desenvolvida para solos. Casagrande (2005) utilizou esta metodologia para obtenção deste índice de vazios máximo para a areia reforçada com 0,5% de fibras de polipropileno de 24mm de comprimento e obteve um valor de 1,14. Realmente acredita-se que o valor do índice de vazios máximo desta mistura seja maior que o do solo sem fibra, pois alguns autores já observaram que para amostras muito densas há um pequeno aumento de volume após a moldagem, mas não se acredita que seja um aumento tão pronunciado como o apresentado por Casagrande (2005). Partindo-se da linha de estado crítico para a areia-fibra sugerida nesta pesquisa, o valor do volume específico máximo ficaria em torno de 1,94 para este material.

Observa-se também o paralelismo entre a linha de estado crítico para as tensões maiores e as LCNs da areia e areia-fibra corroborando com o comportamento encontrado na literatura para areias (e.g. Coop e Lee, 1993; Coop e Wilson, 2003), comportamento este que parece se repetir também para areia-fibra, uma vez que se observa novamente que a fibra exerce maior influência sobre o solo não reforçado em tensões mais baixas e tende a se igualar ao comportamento deste para tensões mais elevadas. As LECs apresentadas aqui demonstram que esta característica é válida também para a variação volumétrica dos materiais, sendo o efeito da fibras mais pronunciado para as tensões mais baixas.

Desta forma, a linha de estado crítico para a areia e areia reforçada com fibras para as tensões mais elevadas pode ser descrita pela Equação 2.7, onde Γ e λ são, respectivamente 2,09 e 0,156. A equação da LEC para estes materiais fica então:

$$v = 2,09 - 0,156 \ln p'$$

4.3.3.4. Superfícies de Estado Limite - Normalização

Com o objetivo de determinar as superfícies de estado limite os resultados dos ensaios triaxiais realizados na matriz arenosa com e sem reforço foram normalizados em relação à

tensão equivalente. O parâmetro de normalização, p'_e , representa a tensão na LCN correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

Os parâmetros N e λ , necessários para determinação da pressão equivalente, de acordo com a Equação 2.10, foram definidos no item 4.2.1 deste capítulo.

Para a determinação das superfícies de estado limite plotaram-se os resultados dos ensaios normalizados pela respectiva LCN para cada material. Baseando-se na localização da LCN, nas curvas normalizadas dos ensaios e na reta de gradiente 3 passando pela origem, traçaram-se as superfícies de estado limite. A reta de gradiente 3 determina o ponto limite esquerdo da Superfície de Hvorslev para solos não coesivos. Corresponde ao máximo valor de q/p' que pode ser obtido considerando-se que o solo não suporta tração. Os pontos onde localizaram-se as LEC foram determinados através da relação entre os valores de p' encontrados sobre a linha de estado crítico e a linha de compressão normal no plano $v:lnp'$ para um mesmo valor de v . A razão entre o valor de p' sobre a LEC e valor de p' sobre a LCN para o mesmo v (p'_{LECV} / p'_{LCNv}), indica o valor no eixo p'/p'_e onde deve ser localizada a LEC. As LECs foram determinadas no local sobre a superfície de estado limite correspondente a este valor de p'/p'_e . Todas os pontos indicados nos gráficos como LEC foram obtidos para a porção reta da linha de estado crítico no espaço $v:lnp'$. Como as linhas de estado crítico encontradas para os materiais estudados no espaço $v:lnp'$ são curvas até atingirem um determinado nível de tensões médias efetivas, os pontos que correspondem a esta porção curva da LEC quando normalizados geram infinitos pontos sobre a superfície de estado limite em direção ao zero, uma vez que as curvas tendem à horizontal ($v_{máx}$ do material) e consequentemente a razão das tensões (p'_{LECV} / p'_{LCNv}) tende a zero. Por isso não foram representados nos gráficos mostrados a seguir.

A Figura 4.21 ilustra as superfícies de estado limite para a areia e areia-fibra com as respectivas linhas de estado crítico obtidas.

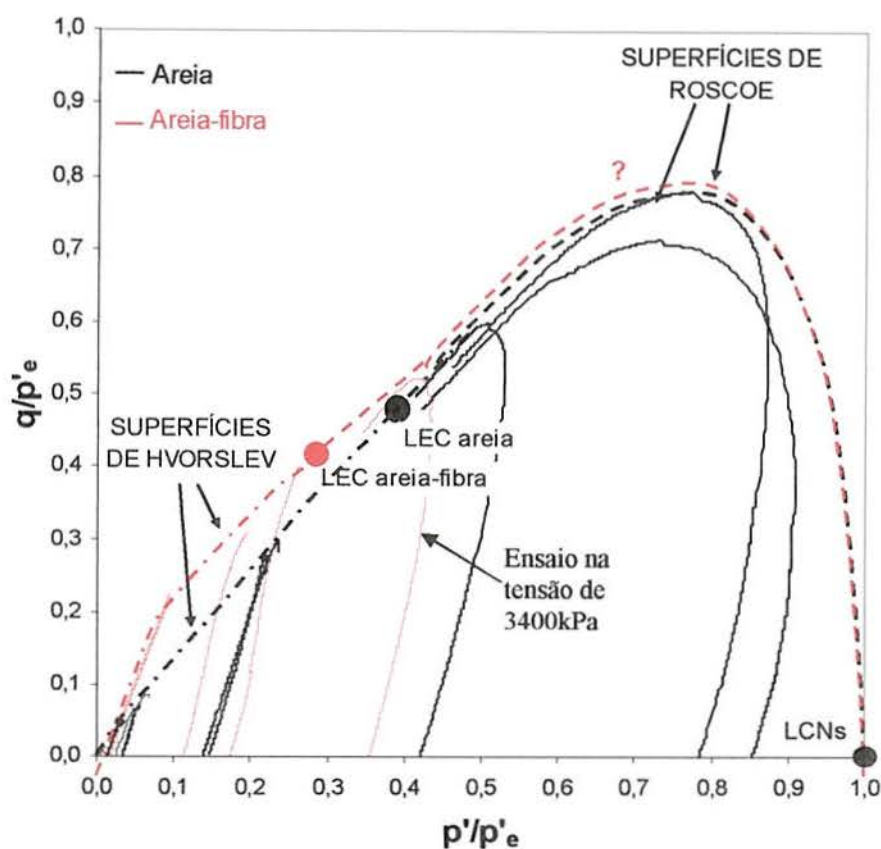


Figura 4.23: Superfícies de estado limite para areia e areia-fibra normalizadas pelas respectivas LCNs.

Embora não tenham sido realizados ensaios para amostras de areia-fibra em tensão de confinamento mais altas que a de 3400kPa, os quais delimitariam a Superfície de Roscoe, foi possível sugerir esta superfície para este composto baseando-se na forma da Superfície de Roscoe encontrada para a areia sem reforço e no resultado do ensaio realizado para a amostra de areia-fibra na tensão confinante de 3400kPa, o qual atingiu esta superfície limite de estado para este material.

Observa-se, para todas as normalizações apresentadas, que a maioria dos ensaios não segue a superfície de estado limite até o ponto identificado como a LEC. Isto normalmente ocorre, segundo Atkinson e Bransby (1978), devido à desuniformidade das deformações dentro da amostra (tais como localização de deformações em regiões mais frágeis da amostra) quando atingem grandes deformações. Os dados obtidos para grandes deformações acabam não sendo muito confiáveis, e por isso normalmente não seguem sobre a superfície depois de atingi-la.

Para uma análise da influência da fibra nas superfícies de estado limite utilizou-se a normalização dos ensaios referentes aos dois materiais em relação à pressão equivalente calculada a partir da LCN da areia sem reforço. São apresentadas, então, na Figura 4.22, as curvas q versus p' da areia e areia-fibra normalizadas em relação à LCN da areia.

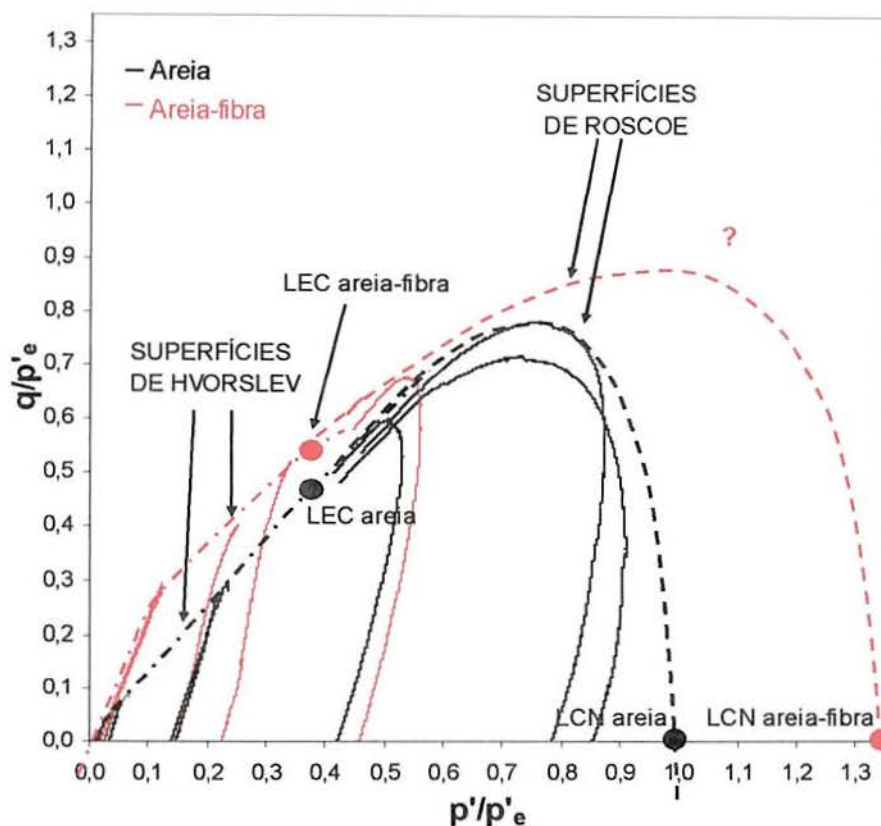


Figura 4.22: Superfícies de estado limite para areia e areia-fibra normalizadas pela LCN da areia.

Observa-se através da análise da Figura 4.24 que há uma ampliação de ambas as Superfícies (Hvorslev e Roscoe) em função da adição de fibras ao solo. Isto significa que a região de estados limites do material é ampliada com a adição de fibras à areia mostrando, mais uma vez, o melhoramento causado por estas nas propriedades do solo.

Heineck (2002) e Festugato (2008) também apresentaram normalizações para areia e areia-fibra e relataram uma indicativa expansão da superfície de Hvorslev, embora tenham conseguido determinar somente uma parte inicial desta superfície devido às baixas tensões e deformações atingidas nos seus ensaios.

Analisando-se as LECs obtidas a partir desta normalização observa-se que elas não se acumulam em um mesmo ponto, o que confirma que mesmo estes materiais atingindo uma mesma linha de estado crítico no plano $v:lnp'$, eles não apresentam uma mesma envoltória do estado crítico no plano $q:p'$ como demonstrado anteriormente.

Outro ponto a ser mais cuidadosamente estudado, é a questão da bi-linearidade da envoltória do material no espaço $q:p'$ quando normalizam-se os resultados. Quando tem-se uma envoltória (reta) de estado crítico passando pela origem, ao normalizar os dados obtém-se um ponto correspondente a mesma acumulada no plano normalizado. Porém, se esta envoltória é bi-linear (duas retas) apenas a primeira porção passa pela origem e poderia ser acumulada num ponto. A segunda porção seria acumulada em uma linha e não em um ponto. Conseqüentemente, ao invés de um ponto representando a LEC no plano q/p' e p/p' se teria um reta. Este aspecto precisa ser mais aprofundado em estudos futuros.

4.3.4. Identificação do Estado Crítico para Areia-cimento e Areia-cimento-fibra

A partir dos ensaios triaxiais apresentados no item 4.3.2 para as amostras de areia-cimento e areia-cimento-fibra, foi realizada uma tentativa de delinear o estado crítico destas misturas tendo como base o comportamento obtido para a areia e areia reforçada com fibras estudado detalhadamente no item anterior.

4.3.4.1. Dilatância e Envoltória do Estado Crítico

Com o intuito de identificar uma Linha de Estado Crítico para a areia cimentada com e sem fibras tomou-se como base a análise da dilatância destes materiais, onde a inclinação da envoltória do estado crítico (M) foi obtida da análise da relação entre a razão de tensões (q/p') e a dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$). Os valores de p' e q encontrados ao final de cada ensaio para estes materiais foram usados para confirmar a posição das retas obtidas a partir do valor de M considerado.

A Figura 4.23 apresenta a razão de tensões q/p' em função da dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) da areia cimentada para os ensaios triaxiais de compressão axial em tensões confinantes de 20, 200 e 400kPa.

O valor M adotado para este material (areia cimentada) foi baseado na análise apresentada por Coop e Willson (2003) para o arenito Castlegate, o qual mostrou um

comportamento similar ao da areia cimentada estudada neste trabalho. A Figura 4.24 ilustra os dados de q/p' em função da dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) obtidos pelos autores para este arenito. Nota-se que o comportamento é muito semelhante ao da Figura 4.23. Os autores afirmaram que para algumas areias cimentadas, como esta de Castlegate, depois do pico, as deformações do solo suavizam seguindo a reta de tendência friccional plotada no gráfico, mas à medida que a razão de tensões reduz, deformações localizadas ocorrem e a taxa de dilatância cai mais rapidamente que a razão de tensões levando a trajetória para dentro da friccional esperada (reta).

Desta forma, o valor da inclinação da linha de estado crítico adotada para a areia cimentada neste trabalho foi obtida do gráfico de dilatância no ponto em que a reta que determina a tendência friccional corta o eixo q/p' . Este valor correspondeu ao mesmo encontrado para a areia sem cimentação, o que foi descrito por muitos trabalhos na literatura, [e.g. Cuccovilo e Coop (1999), Coop e Willson (2003) e Prietto (2004)].

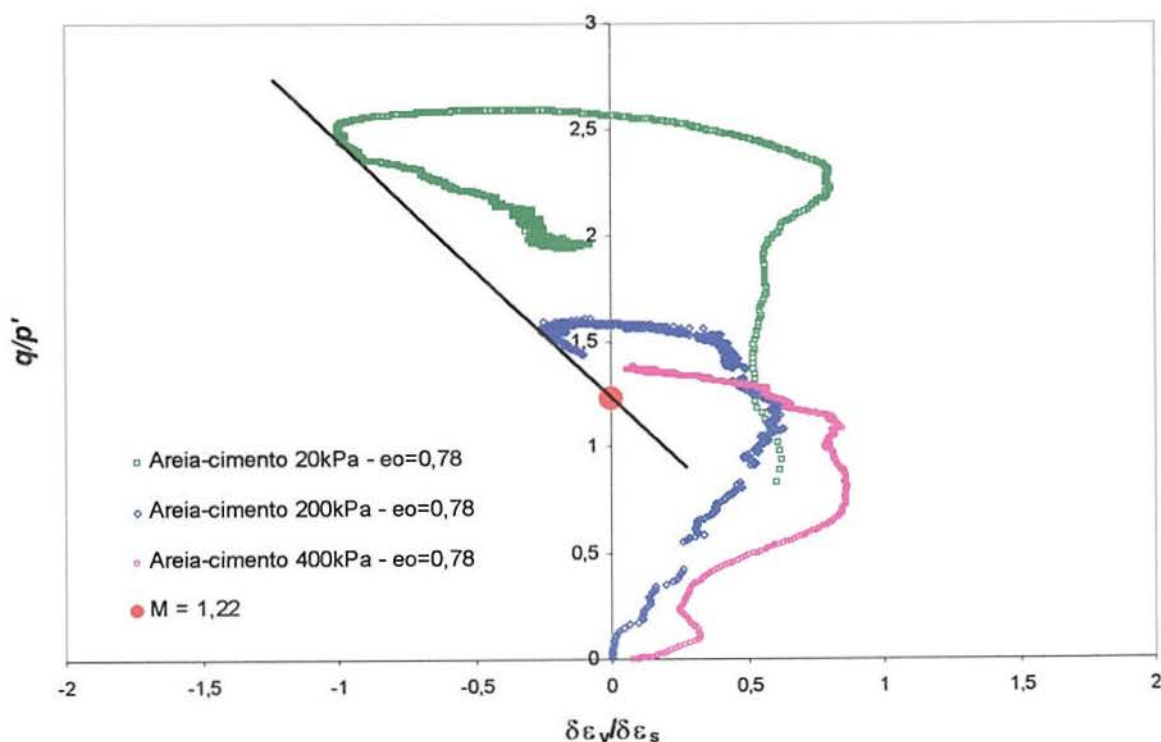


Figura 4.23: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para areia-cimento submetidas à compressão triaxial.

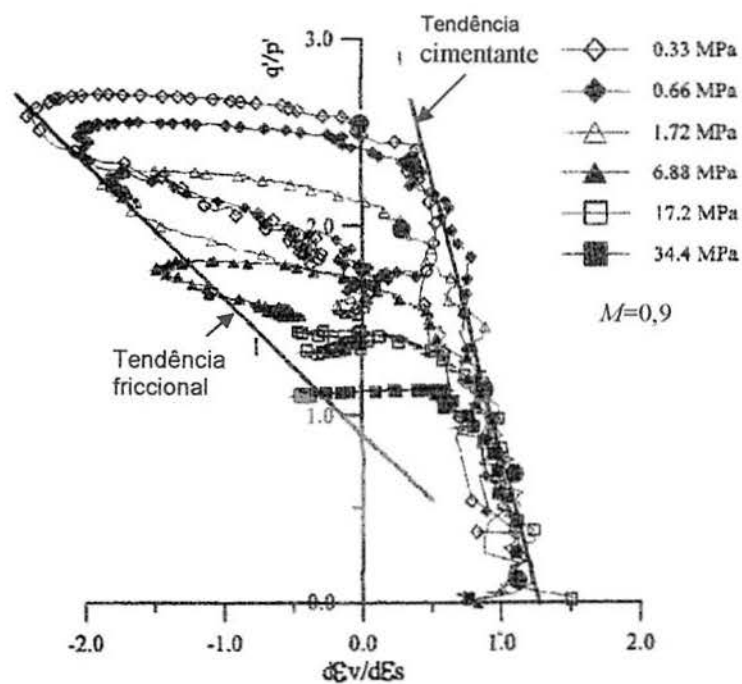


Figura 4.24: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para um arenito. (Coop e Willson, 2003)

Para a análise da relação entre razão de tensões q/p' e dilatância ($\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_s$) apresentada para a areia cimentada reforçada com fibras no ensaio triaxial de compressão axial na tensão confinante de 3400kPa fez-se uma comparação com o comportamento apresentado por uma amostra de areia-fibra no mesmo índice de vazios inicial e mesma tensão de confinamento. A Figura 4.25 mostra as respectivas curvas utilizadas para tal análise.

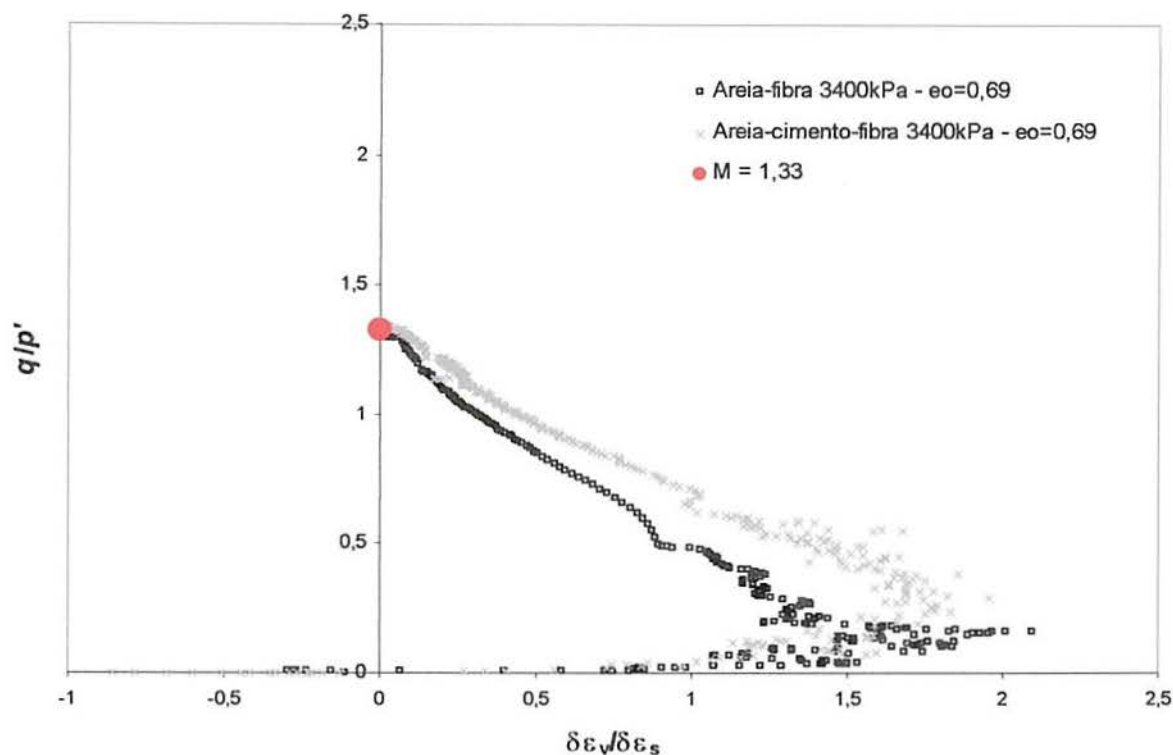


Figura 4.25: Comportamento normalizado q/p' x dilatação para areia-fibra e areia-cimento-fibra submetidas à compressão triaxial na tensão confinante de 3400kPa.

Pode ser observado a partir deste gráfico que o comportamento da areia cimentada reforçada no plano $q/p': \delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$ se parece muito com o da areia reforçada sem cimentação, atingindo a mesma razão de tensões máxima para a mesma tensão de confinamento. A influência da presença do cimento no material reforçado é visível quanto ao aumento da tendência compressiva do mesmo até o final do ensaio, onde atinge o mesmo valor do material reforçado sem cimentação. Este fato pode ser facilmente comprovado observando-se as curvas tensão-deformação volumétrica-deformação cisalhante destes ensaios na Figura 4.9. É esperado, no entanto, que para tensões menores este material apresente semelhante comportamento que o não cimentado, onde não ocorrem variações nos valores de M com a tensão de confinamento até certo ponto. Já para tensões maiores, tudo indica que a variação dos valores de M ocorra, pois este fato caracteriza a bi-linearidade da LEC, como será mostrado nas Figuras 4.26 e 4.27.

Através desta análise trabalhou-se com a hipótese de o material cimentado reforçado seguir as mesmas tendências de comportamento do solo reforçado sem cimentação. Isto

significa que acredita-se que seja bastante razoável considerar a presença de bi-linearidade na LEC no espaço $q:p'$ da areia cimentada reforçada, já que é teoria consolidada a conferência de bi-linearidade às envoltórias de resistência devida a presença de fibras. Aplicando-se todas estas premissas, foi determinada a envoltória do estado crítico (LEC) no espaço $q:p'$ para a areia cimentada com base na dilatância e sugerida a porção final da LEC da areia cimentada reforçada como sendo a mesma LEC do material reforçado sem cimentação, tendo como base o ponto final do ensaio realizado em areia-cimento-fibra. Não foi possível sugerir a porção inicial da LEC da areia-cimento-fibra, pois não foi realizado nenhum ensaio nos níveis de tensão mais baixos. As LECs mencionadas acima estão ilustradas na Figura 4.26.

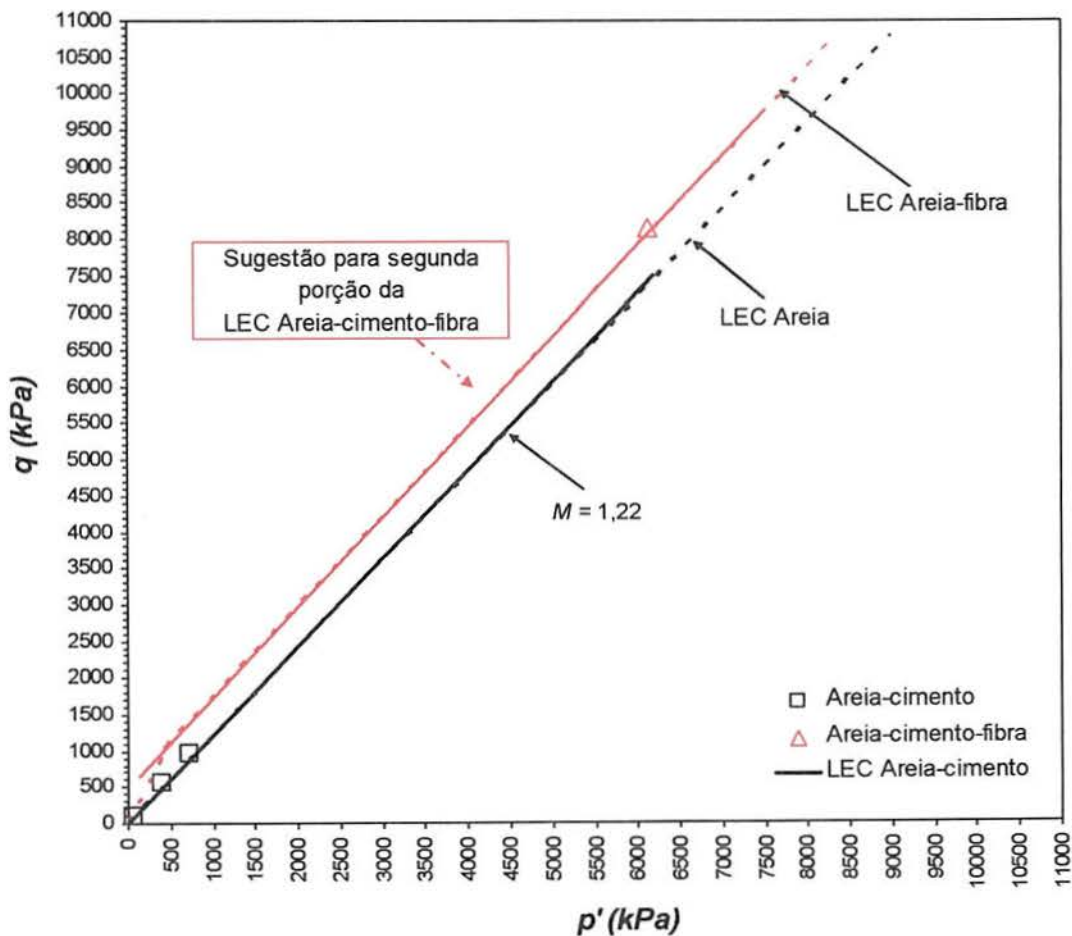


Figura 4.26: Envoltórias no estado crítico para a areia cimentada com e sem reforço.

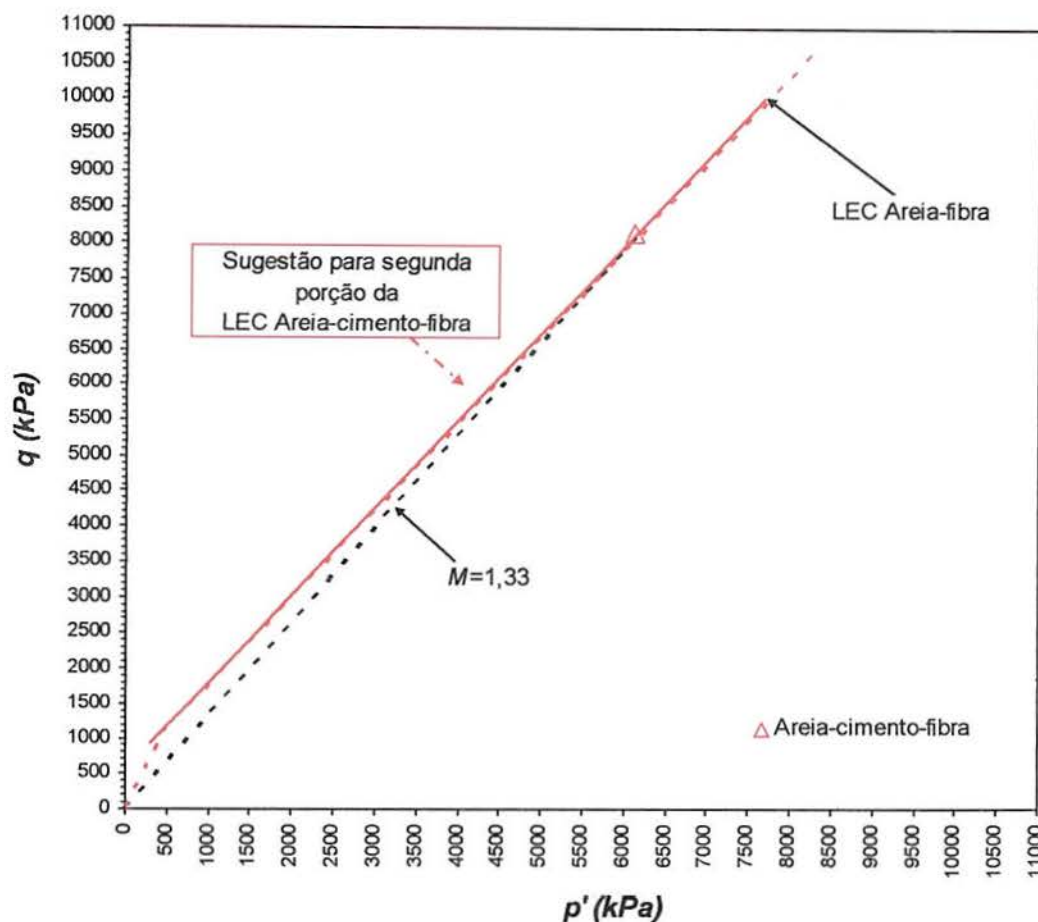


Figura 4.27: Relação da variação de M para a areia cimentada reforçada.

4.3.4.2. Linha de Estado Crítico (LEC)

Não foi possível a determinação da linha de estado crítico da areia-cimento e areia-cimento-fibra no espaço $v:lnp'$, pois o número de ensaios nestes materiais não foram suficientes. No entanto baseados nos resultados obtidos dos ensaios e no conhecimento adquirido até então são feitas algumas considerações.

A Figura 4.28 mostra os pontos finais dos ensaios considerados neste estudo e suas tendências quando ainda não atingiram o estado crítico para as amostras de areia-cimento e areia-cimento-fibra, bem como a linha de estado crítico determinada anteriormente para a areia com e sem reforço e as respectivas LCNs destes materiais no espaço $v:lnp'$.

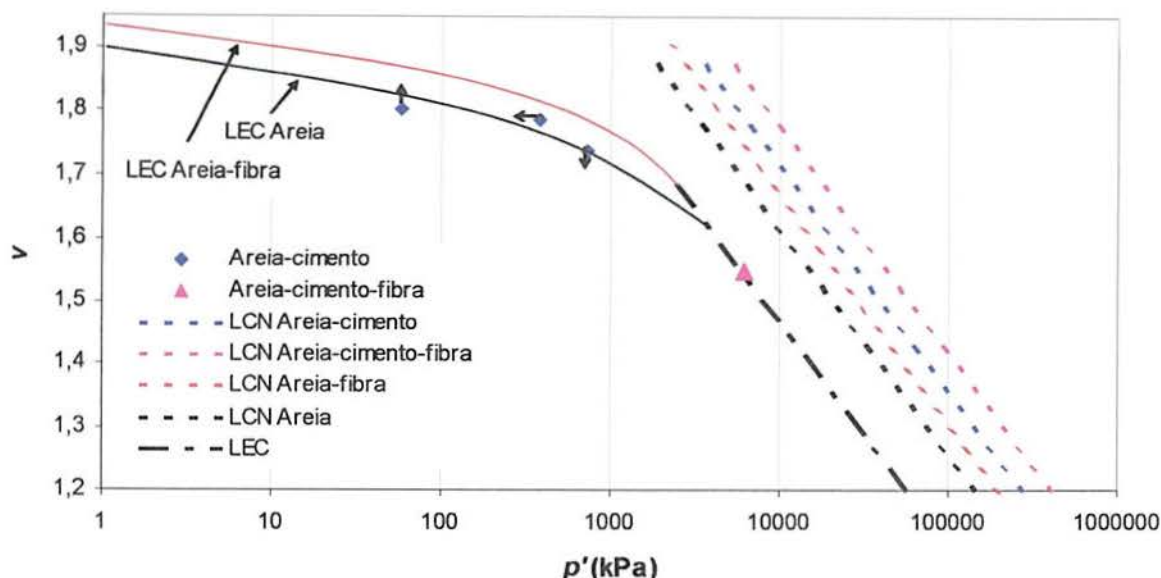


Figura 4.28: Posicionamento dos pontos obtidos para a areia cimentada com e sem reforço em relação às Linhas de Estado Crítico da areia e areia-fibra no espaço $v:lnp'$.

Para as tensões mais baixas parece que a areia cimentada apresenta a mesma LEC da areia não cimentada. Para as tensões mais altas pode-se imaginar que tanto o material cimentado reforçado como o não reforçado atinjam a mesma LEC encontrada para os materiais com e sem reforço sem cimentação, até porque o ponto plotado proveniente do ensaio realizado na amostra de areia-cimento-fibra na tensão confinante de 3400kPa a qual atingiu seu estado crítico localizou-se sobre esta LEC, como mostra a Figura 4.30. Desta forma, tudo nos leva a crer que para a areia cimentada o mesmo ocorra.

Sendo assim, observa-se novamente que a fibra exerce menor influência sobre o solo não reforçado em tensões mais altas tendendo a se igualar ao comportamento deste, mesmo quando há presença de cimento, também em termos de variação volumétrica.

4.3.4.3. Superfícies de Estado Limite - Normalização

Com o objetivo de adimensionalizar q e p' , os resultados dos ensaios triaxiais realizados na matriz arenosa cimentada com e sem reforço foram normalizados em relação à tensão equivalente. O parâmetro utilizado para as normalizações foi a pressão equivalente (p'_e) a qual representa a tensão na LCN correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

Os parâmetros N e λ , necessários para determinação da pressão equivalente, de acordo com a Equação 2.10, foram definidos no item 4.2.1 deste capítulo.

Todas as considerações a respeito da forma de obtenção das superfícies de estado limite e da localização das LEC, bem como os comentários a respeito das particularidades apresentadas para este tipo de análise apresentadas no item 4.3.3.4 para a areia e areia-fibra, valem também para a areia cimentada com e sem reforço aqui estudadas.

A Figura 4.29 ilustra as superfícies de estado limite para a areia e areia-cimento com as respectivas linhas de estado crítico obtidas.

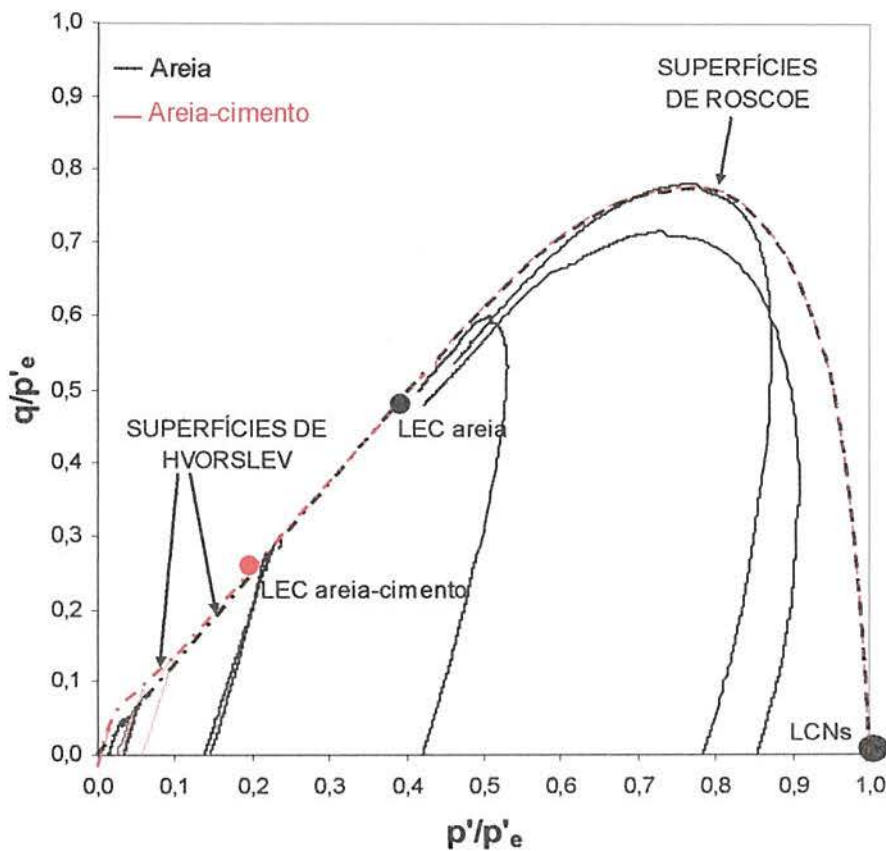


Figura 4.29: Superfícies de estado limite para areia e areia-cimento normalizadas pelas respectivas LCNs.

Como mostra a Figura 4.29, foi possível a determinação completa da superfície de Hvorslev para a areia cimentada, no entanto, como não se tem resultados de ensaios para tensões mais altas nestas amostras, foi sugerido que a Superfície de Roscoe encontrada para a

areia seria a mesma que a da areia cimentada, com base no fato do comportamento do material cimentado parecer ser o mesmo do material não cimentado para tensões mais altas.

Para uma identificação da influência do cimento nas superfícies de estado limite utilizou-se a normalização em relação à pressão equivalente da areia sem reforço. São apresentadas, então, na Figura 4.30, as curvas q versus p' da areia e areia-cimento normalizadas em relação à LCN do material não cimentado.

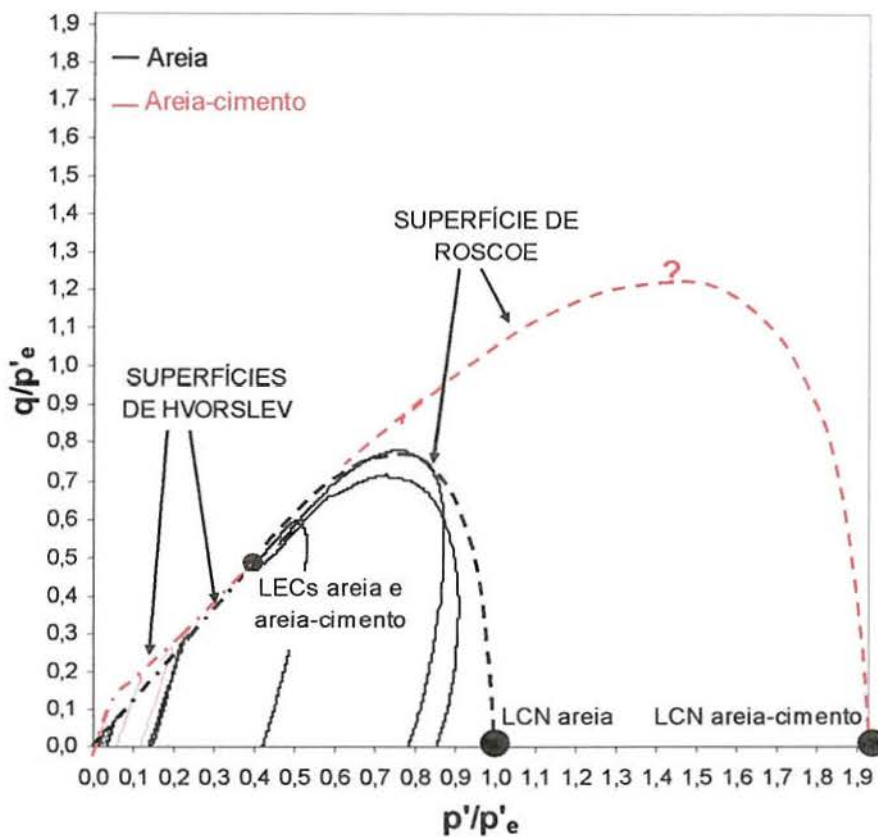


Figura 4.30: Superfícies de estado limite para areia e areia-cimento normalizadas pela LCN da areia.

Observa-se através da análise da Figura 4.30 que há uma ampliação da Superfície de Hvorslev em função da adição de cimento ao solo mais pronunciado nos níveis de tensão mais baixos. Nota-se também, para esta normalização, que diferentemente do apresentado para a areia e areia-fibra neste mesmo tipo de normalização, a LEC da areia e areia-cimento acumulam-se no mesmo ponto, o que confirma a definição da LEC no plano $q:p'$ para estes

materiais como coincidentes. Nesta normalização, a Superfície de Roscoe para a areia-cimento também foi uma sugestão, baseada no ponto de localização da LCN deste material, na forma desta mesma superfície conhecida para a areia e no ponto correspondente a LEC, que nesta representação é coincidente para os dois materiais. Desta forma, uma expansão da Superfície de Roscoe devida à presença de cimentação também é esperada.

Para a análise da areia cimentada reforçada os dados das curvas q versus p' foram normalizados tanto em relação à LCN da areia cimentada, como da areia-reforçada. Com isso objetiva-se determinar a influência da cimentação e das fibras separadamente, como mostram as Figuras 4.31 e 4.32.

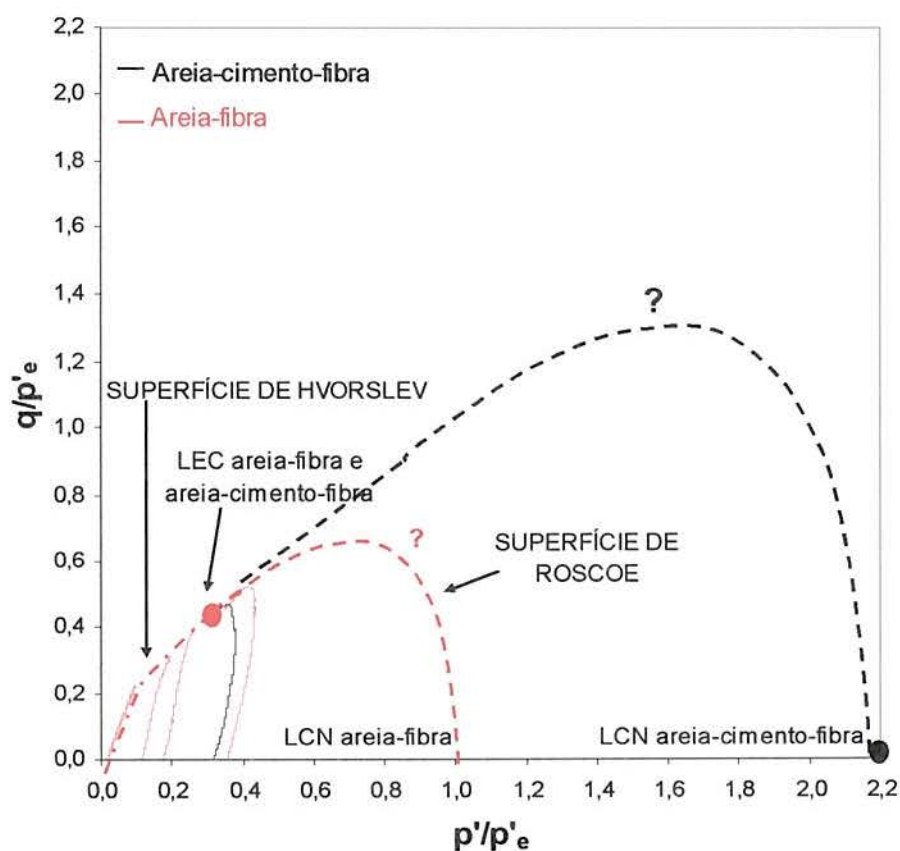


Figura 4.31: Superfícies de estado limite para areia-fibra e areia-cimento-fibra normalizadas pelas LCN da areia-fibra.

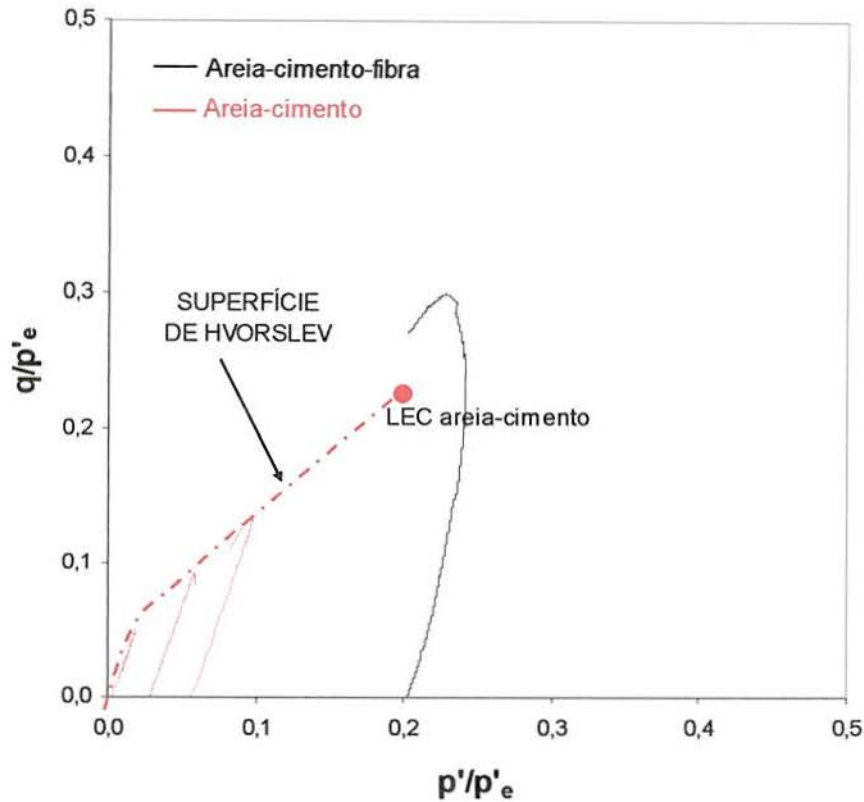


Figura 4.32: Superfícies de estado limite para areia cimentada com e sem reforço normalizadas pela LCN da areia cimentada.

A partir da análise da Figura 4.31 pode ser constatado que aparentemente não há nenhuma influência do cimento, ao menos na porção da Superfície de Hvorslev e de Roscoe próximas à LEC, sobre o material reforçado sem cimentação e que a hipótese da linha de estado crítico para a areia-fibra e areia-cimento-fibra serem coincidentes para altas tensões no plano $q:p'$ parece, portanto, ser bastante coerente. Não é descartado, no entanto, a possibilidade de haver um efeito causado pela cimentação para tensões mais baixas, na Superfície de Hvorslev, como ocorreu para a areia-cimento em relação à areia. Também da mesma forma, uma expansão da Superfície de Roscoe devida à presença de cimentação é esperada.

Por outro lado, os resultados apresentados na Figura 4.32 indicam que a fibra possui um efeito sobre o material cimentado no sentido de expandir as superfícies limites de estado, assim como ocorreu com a areia-fibra em relação à areia.

Contudo, não foi possível a determinação completa das superfícies limites de estado para a areia cimentada com reforço.

4.3.5. Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras em Compressão Triaxial

Para que fossem analisadas as características de alongamento e ruptura das fibras após serem solicitadas e submetidas à compressão triaxial, foi realizado um estudo comparativo das medições realizadas em uma amostras de areia-fibra ensaiadas sob 100kPa de confinamento e índice de vazios inicial de 0,72, assim como em uma amostra de areia-cimento-fibra e uma de areia-fibra ensaiadas sob 3400kPa de confinamento com mesmo índice de vazios inicial. O intuito é avaliar o efeito da adição de cimento para altas tensões e o efeito da tensão de confinamento no mecanismo de atuação das fibras. O procedimento adotado para as medições foi o descrito no capítulo 3. Os percentuais dos comprimentos finais das fibras estão representados pelos gráficos de barras das Figuras 4.33 e 4.34.

Devido à dispersão constatada no comprimento original das fibras obtida através de medição realizadas nas fibras antes de ensaiadas, considerou-se para as análises a seguir como fibras com comprimento original todas que apresentassem entre 23 e 25mm de comprimento.

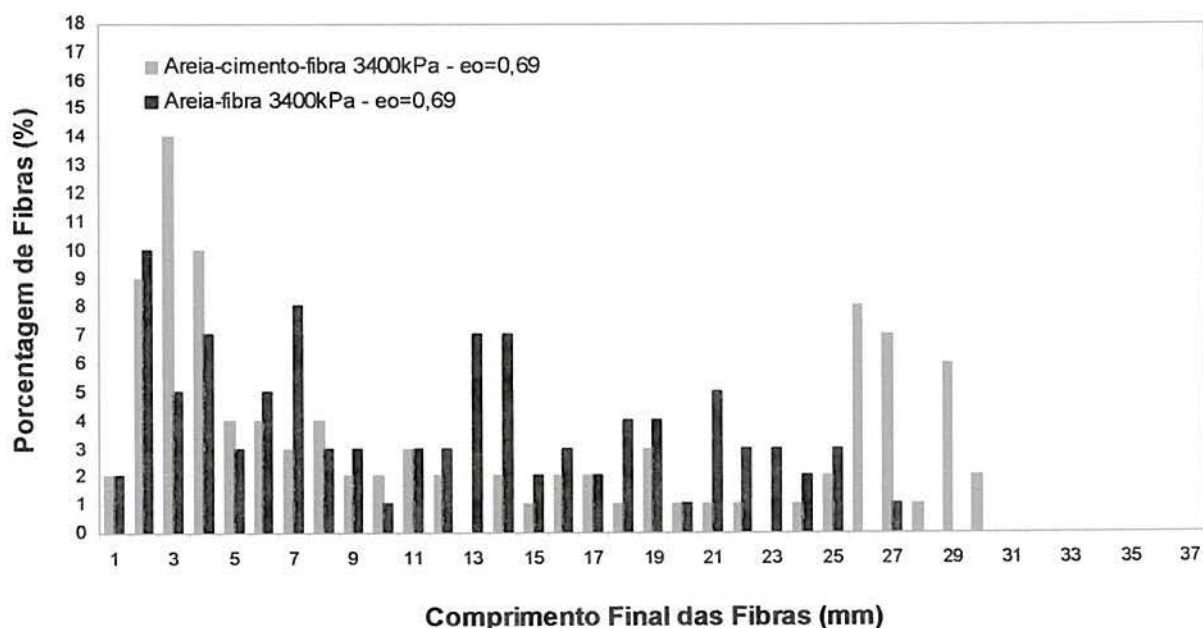


Figura 4.33: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra e areia-cimento-fibra com 3400kPa de confinamento na mesma densidade.

A influência da adição do cimento à areia reforçada demonstrou ser bastante benéfica, uma vez que reduziu a quantidade de fibras rompidas em comparação com o material não cimentado (Figura 4.33). Em consequência a areia cimentada reforçada também apresentou um aumento na mesma proporção das fibras que apresentaram-se alongadas depois do ensaio e praticamente manteve o mesmo valor de fibras no comprimento original relativamente a areia reforçada sem cimentação, como ilustra a Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Influência da presença de cimento na quantidade de fibras alongadas, rompidas e no comprimento original após ensaio em mesma tensão confinante e mesma densidade.

Amostra	Fibras Rompidas (%)	Fibras no Comprimento Original (%)	Fibras Alongadas (%)
Areia-cimento-fibra $e_0=0,69$	73	3	24
Areia-fibra $e_0=0,69$	91	8	1

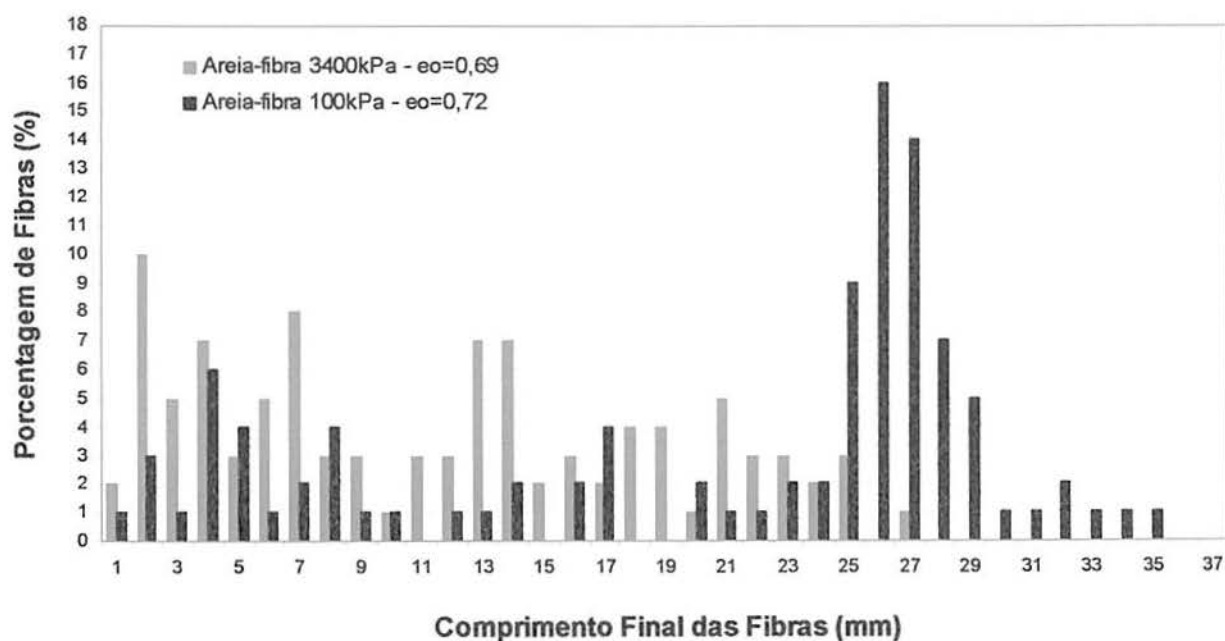


Figura 4.34: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra em diferentes tensões de confinamento.

Mesmo para uma tensão confinante baixa, como é o caso mostrado na Figura 4.34, as fibras apresentaram alongamento e ruptura. Diferentemente do encontrado nestes resultados Festugato (2008) realizou medições para tensões de até 550kPa para ensaios de compressão triaxial na mesma areia estudada aqui com mesma quantidade de fibras de mesmo dtex e não encontrou fibras rompidas após os ensaios, somente alongadas. Acredita-se que esta divergência se deva ao nível de deformações alcançado nos ensaios. Festugato (2008) alcançou deformações cisalhantes de 20%, enquanto os ensaios apresentados aqui chegaram a mais de 40% de deformações cisalhantes, neste nível de deformações podem ocorrer tensões localizadas altas o suficiente para provocar deformações também localizadas em pequenas porções da fibra que causariam a sua ruptura.

Como já era previsto, a influência da tensão de confinamento causa uma mudança substancial no modo de atuação das fibras. O seu aumento ocasiona progressiva ruptura das fibras, e conseqüentemente a perda gradual da sua atuação benéfica sobre o comportamento do solo. A Tabela 4.7 mostra a constatação em porcentagem deste fato.

Tabela 4.7: Influência da tensão de confinamento na quantidade de fibras alongadas, rompidas e no comprimento original após ensaio em amostras de areia-fibra.

Amostra	Fibras Rompidas (%)	Fibras no Comprimento Original (%)	Fibras Alongadas (%)
Areia-fibra 100kPa	38	13	49
Areia-fibra 3400kPa	91	8	1

Este comportamento pode ser explicado pelo mesmo mecanismo apresentado por Casagrande (2005) ilustrado na Figura 4.5. As tensões aplicadas em compressão causam o movimento relativo dos grãos entre si, e conseqüentemente, impõe tensões nas fibras localizadas entre os grãos, que se alongam através de tensões de tração até atingirem a ruptura.

Isso indica que as fibras atuam de forma significativa dentro da matriz em que foram inseridas, provavelmente formando uma malha dentro desta, conectando os grãos e

alongando-se em primeira instância para depois romperem, pois as fibras podem deformar cerca de 170% antes da ruptura, segundo dados do fabricante. As tensões localizadas acompanhadas de deformações de cisalhamento elevadas em pequenas porções da fibra são mecanismos supostos como responsáveis por deformações desta magnitude que causam alongamento e ruptura das fibras. Imagina-se que a cimentação aumente a eficiência deste sistema melhorando o ancoramento das fibras, permitindo que as fibras atuem mais efetivamente na matriz.

CAPÍTULO 5

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

Baseando-se nos resultados e na análise apresentada no capítulo anterior, foi possível chegar às seguintes conclusões, que estão subdivididas conforme o enfoque dado no programa experimental:

5.1.1. *Ensaio de Compressão Isotrópica*

Compressibilidade

Os resultados apresentados neste estudo mostram que para cada material (areia, areia-fibra, areia-cimento e areia-cimento-fibra), ambas as amostras, densa e fofa, tendem a uma única e distinta LCN quando plotadas no plano $v:\ln p'$ como descrito por Coop e Lee (1993) para areias não cimentadas sem reforço. A inserção tanto de cimento como de fibras na areia muda seu comportamento significativamente. Isto mostra que não somente a diversidade das origens geológicas e conseqüente variedade do tamanho, forma e resistência das partículas variam a localização das LCNs, mas também a adição de fibras, cimento e ambos nos levam a mudanças nas localizações.

Outro ponto observado foi que, para o intervalo de tensões considerado, as distintas LCNs encontradas para cada material se mostram paralelas entre si no plano logarítmico e não há nenhuma tendência das trajetórias seguidas pelas amostras cimentadas convergirem para as das amostras não cimentadas. Os parâmetros obtidos neste estudo se encontram dentro da faixa de variação dos parâmetros descritos na literatura.

Rigidez

A análise feita neste trabalho permite, constatar que há um aumento do módulo volumétrico com a adição de fibras tanto a matriz de areia cimentada como a não cimentada,

com o aumento da tensão isotrópica. Sendo que este aumento se torna mais evidente para tensões maiores sendo mais pronunciado nas amostras de areia não cimentada.

Como esperado, encontrou-se que a cimentação aumentou a rigidez do solo e conseqüentemente o valor de B. Os resultados evidenciaram, ainda, a mudança de comportamento devida à inclusão de fibras à areia cimentada e não cimentada com um aumento nos valores de B para as amostras reforçadas, sendo que este aumento se torna mais pronunciado para as tensões mais altas. A presença de fibras para a menor tensão avaliada pareceu anular a influência do índice de vazios, atingindo um valor que praticamente não mudou com a variação do índice de vazios, tanto para as amostras cimentadas como não cimentadas. Com o aumento do nível de tensões este efeito diminui, ficando cada vez mais evidente a influência do índice de vazios nos valores de B.

Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras em Compressão Isotrópica

Verificou-se que as fibras apresentam-se tanto alongadas quanto rompidas, após serem submetidas a altas tensões, ou seja, as fibras tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração tanto na matriz cimentada como na não cimentada. Observa-se também que algumas fibras mantiveram o comprimento inicial, porém, não se sabe se estas fibras também sofreram extensão e foram levadas à ruptura voltando a se encontrar neste comprimento inicial.

Para a amostra de areia reforçada, relativamente poucas fibras se encontravam no comprimento original e a maioria foi estendida e/ou rompida. Para a amostra de areia cimentada reforçada com fibras, foi encontrada uma quantidade muito semelhante de fibras no seu tamanho original que o encontrado na matriz não cimentada, porém a quantidade de fibras alongadas foi um pouco maior e a de fibras rompidas um pouco menor que o apresentado pela areia não cimentada além de terem sido encontradas fibras de tamanhos menores, o que indica que a presença de cimentação atua reduzindo a quebra das fibras e contribuindo para a modificação do mecanismo de atuação das fibras sob tensão.

Isso indica que as fibras atuam de forma significativa dentro da matriz arenosa, provavelmente formando uma malha dentro desta, conectando os grãos e alongando-se em primeira instância para depois romperem. Imagina-se que a cimentação aumente a eficiência deste sistema melhorando o ancoramento das fibras, permitindo que as fibras atuem mais efetivamente na matriz.

Estudo da Quebra dos Grãos

Verifica-se que, tanto para a amostra não reforçada sem cimentação como também para as amostras reforçadas com fibras cimentada ou não, as deformações volumétricas plásticas são associadas à quebra das partículas à medida que o material é comprimido ao longo da LCN.

A presença da cimentação reduziu a quebra das partículas e a inclusão de fibras reduz a quebra das partículas em ambas as matrizes: areia e areia cimentada. O que indica a eficácia da utilização de adições de cimento em conjunto com a fibra ao solo na minimização da quebra de grãos neste tipo de carregamento.

5.1.2. Ensaio de Compressão Triaxial

Mecanismos de Deformação e Ruptura

A adição de fibras à matriz arenosa não cimentada e cimentada altera significativamente suas propriedades de resistência e deformabilidade, com a capacidade de mobilizar resistência mesmo quando submetida a grandes deformações.

Ficou nítido o aumento de volume lateral das amostras a grandes deformações, tornando-as similar a um formato do tipo “barril”. Nas amostras de areia reforçada com fibras não foram observadas trincas significativas, nem mesmo a ruptura do corpo de prova. Fato este observado para todas as misturas reforçadas estudadas (areia-fibra e areia-cimento-fibra), independente da tensão confinante aplicada. As amostras de areia sem reforço apresentaram o mesmo mecanismo de deformação, porém nas tensões confinantes mais baixas apresentaram trincas, mas não chegaram a formar um plano de ruptura definido, já nas tensões mais altas não houve aparecimento de trincas nem de plano de ruptura. Para a areia cimentada a forma de ruptura observada foi diferente, apresentando um plano de ruptura bem definido.

Comportamento Tensão x Deformação

Em linhas gerais, a areia apresentou um comportamento tensão desvio-deformação cisalhante e tensão desvio-deformação volumétrica similar ao descrito na literatura para este tipo de material. Observou-se uma pequena tendência dilatante (expansão volumétrica) para baixas tensões confinantes e tendência de contração para tensões confinantes maiores, e a

formação de leves picos de resistência, assim como pode ser observado um aumento de resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais.

No caso da matriz arenosa reforçada foi visível que a introdução de fibras aumentou a resistência do material após certa deformação cisalhante, e que este ganho de resistência foi menos pronunciado com o aumento da tensão confinante.

Observou-se que quando as fibras são submetidas a altas tensões de confinamento, a introdução destas não acarretou uma mudança tão significativa no comportamento do material. Apesar de ainda provocarem um aumento de resistência, este foi bem menos pronunciado e não houve mudança no comportamento volumétrico do material. Mostrando que as fibras não funcionam com a mesma eficácia para tensões efetivas médias iniciais extremamente altas.

A areia cimentada também apresentou um comportamento tensão-deformação e tensão-deformação volumétrica similar ao descrito na literatura para este tipo de material. A adição de cimento aumentou a rigidez e a resistência do material, entretanto aumentou significativamente a fragilidade do mesmo. Em relação às deformações apresentou uma tendência expansiva para tensões confinantes menores e compressiva para as tensões maiores.

Identificação do Estado Crítico para Areia e Areia-fibra

Dilatância e Envoltória do Estado Crítico

Observou-se a tendência dilatante dos ensaios com tensões efetivas médias iniciais baixas e o aumento da contração do material com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, conforme o estado inicial do solo move-se em direção à linha de compressão normal (LCN), o seu comportamento mudou de dilatante para compressivo.

Para os testes realizados em areia com tensões efetivas médias iniciais mais altas, a razão de tensões aumentou até a taxa de variação volumétrica chegar a zero no estado crítico. Os dados dos testes com tensões efetivas médias iniciais mais baixas mostraram que o solo contrai inicialmente, seguido de pequena expansão e do posterior retorno do seu estado ao estado crítico previamente definido. Observou-se ainda que a relação de tensões atingida no estado crítico foi a mesma independente do nível de tensões de confinamento aplicadas.

As amostras, quando reforçadas com fibras, atingiram o estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$) para uma razão de tensões q/p' superior a do solo não reforçado, principalmente para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Estes resultados confirmaram o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões médias iniciais mais baixas. Notou-se, ainda, que o estado crítico para este material é dependente do nível de tensões confinantes e parece ser governado pela deformação volumétrica. Além disso, diferentemente do apresentado pela areia sem reforço, a relação de tensões máxima atingida ocorreu quando não havia mais variação volumétrica, para todos os níveis de tensão confinante. Até certo nível de tensões (p' de aproximadamente 500kPa) observou-se um único valor de M atingido representando a envoltória, mas a partir daí o valor de M passou a variar com o aumento da tensão confinante.

Foi possível a determinação das envoltórias de estado crítico (LEC) no plano q/p' para a areia e areia reforçada com fibras. Observou-se que a introdução de fibras ao solo conferiu uma bi-linearidade também à envoltória do estado crítico. Esta não-linearidade explica porque os valores de M variam, diminuindo com a tensão após atingirem determinado nível de tensões (tensão crítica).

No caso da areia reforçada verificou-se um ângulo de atrito no estado crítico bem mais elevado na porção inicial e um intercepto coesivo muito alto na segunda porção da envoltória. Observou-se também que o ângulo de atrito no estado crítico do solo reforçado na parte final da envoltória foi igual ao ângulo de atrito no estado crítico do solo não reforçado, conferindo um paralelismo a essas duas envoltórias. Foi possível identificar uma tensão confinante crítica também para o estado crítico da areia reforçada.

Envoltória no Estado Crítico Obtida de Ensaio Triaxiais x Envoltória Obtida de Ensaio Ring Shear

Observou-se que a envoltória obtida através dos resultados dos ensaios triaxiais para o estado crítico da areia está em perfeita concordância com a obtida dos ensaios de *ring shear* para este mesmo material. O que indicou que, para areia sem reforço, o estado crítico sob compressão triaxial corresponde ao estado residual dado pelo ensaio de *ring shear* apesar das amostras não sofrerem a mesma forma de aplicação de tensões e definição da superfície de cisalhamento.

Para a areia reforçada, apesar das envoltórias obtidas dos ensaios triaxiais e dos de *ring shear* terem apresentado ambas a característica de bi-linearidade e de paralelismo na segunda porção das envoltórias, mostraram-se distintas uma da outra. Acredita-se que isto seja devido, provavelmente, às deformações atingidas nos ensaios *ring shear* serem muito maiores que as alcançadas pelos ensaios triaxiais, o que permitiria a ruptura mais evidente das fibras. Outro ponto a ser considerado seriam as dimensões da amostra utilizada no equipamento de *ring shear* possuírem altura inicial inferior ao comprimento da fibra utilizada o que poderia promover algum alinhamento preferencial dessas dentro da amostra e conseqüentemente prejudicar sua atuação no cisalhamento apresentando resistência menor que a de uma amostra com fibras aleatoriamente distribuídas.

Linha de Estado Crítico (LEC)

Através da análise do comportamento final observado dos ensaios pode-se identificar, inicialmente, uma LEC distinta para cada material (areia e areia-fibra), as quais tornaram-se uma única LEC para tensões mais elevadas.

Para as tensões mais altas a LEC mostrou-se paralela à LCN, e para as tensões mais baixas se apresentou curva tendendo à horizontal até atingir volume específico máximo do material.

Observou-se também o paralelismo entre a linha de estado crítico para as tensões maiores e as LCNs da areia e areia-fibra. As LECs demonstraram que a fibra exerce maior influência sobre o solo não reforçado em tensões mais baixas e tende a se igualar ao comportamento deste para tensões mais elevadas também para a variação volumétrica dos materiais. A linha de estado crítico para a areia e areia reforçada com fibras para as tensões mais elevadas pode ser descrita pela equação: $v = 2,09 - 0,156 \ln p'$.

Superfícies de Estado Limite - Normalização

Foi possível a determinação das superfícies de estados limites (Superfície de Roscoe e de Hvorslev) para a areia e areia reforçada com fibras.

Observou-se uma ampliação de ambas as Superfícies (Hvorslev e Roscoe) em função da adição de fibras ao solo. Mostrando, mais uma vez, a modificação causada pela inserção de fibras nas propriedades do solo.

Identificação do Estado Crítico para Areia-cimento e Areia-cimento-fibra

Dilatância e Envoltória do Estado Crítico

O valor M (valor da inclinação da linha de estado crítico no plano q/p') encontrado para a areia cimentada mostrou-se igual ao da areia sem cimentação, gerando LECs idênticas neste plano q/p' .

O comportamento da areia cimentada reforçada no plano $q/p': \delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ mostrou-se muito similar ao da areia reforçada sem cimentação, atingindo a mesma razão de tensões máxima para a mesma tensão de confinamento. A presença do cimento no material reforçado aumentou a tendência compressiva do mesmo até o final do ensaio, onde atingiu o mesmo valor do material reforçado sem cimentação. O material cimentado reforçado pareceu seguir as mesmas tendências de comportamento do solo reforçado sem cimentação. Isto significa que acredita-se que seja bastante razoável considerar a presença de bi-linearidade na LEC no espaço $q:p'$ da areia cimentada reforçada, já que é teoria consolidada a conferência de bi-linearidade às envoltórias de resistência devida a presença de fibras.

Linha de Estado Crítico (LEC)

Não foi possível a determinação da linha de estado crítico da areia-cimento e areia-cimento-fibra no espaço $v:lnp'$, pois o número de ensaios nestes materiais não foram suficientes. No entanto, para as tensões mais baixas pareceu que a areia cimentada apresentou a mesma LEC da areia não cimentada. Para as tensões mais altas pode-se imaginar que tanto o material cimentado reforçado como o não reforçado atingiriam a mesma LEC encontrada para os materiais com e sem reforço sem cimentação, até porque a areia-cimento-fibra no seu estado crítico localizou-se sobre esta LEC. Desta forma, tudo nos levou a crer que para a areia cimentada o mesmo ocorresse. Indicando que a fibra exerce menor influência sobre o solo não reforçado em tensões mais altas tendendo a se igualar ao comportamento deste, mesmo quando há presença de cimento, também em termos de variação volumétrica.

Superfícies de Estado Limite - Normalização

Foi possível a determinação completa da superfície de Hvorslev para a areia cimentada, no entanto, como não se tem resultados de ensaios para tensões mais altas nestas amostras, foi sugerido que a Superfície de Roscoe encontrada para a areia seria a mesma que a

da areia cimentada, com base no fato do comportamento do material cimentado pareceu ser o mesmo do material não cimentado para tensões mais altas.

Observou-se uma ampliação da Superfície de Hvorslev em função da adição de cimento ao solo mais pronunciado nos níveis de tensão mais baixos. Acredita-se que a Superfície de Roscoe também seja expandida em função da adição de cimento ao solo, uma vez que a LCN deste material encontra-se à direita da LCN da areia.

Observou-se que aparentemente não há nenhuma influência do cimento, ao menos na porção da Superfície de Hvorslev e de Roscoe próximas à LEC, sobre o material reforçado sem cimentação e que a hipótese da linha de estado crítico para a areia-fibra e areia-cimento-fibra serem coincidentes para altas tensões no plano $q:p'$ parece ser bastante coerente. Não é descartada, no entanto, a possibilidade de haver um efeito causado pela cimentação para tensões mais baixas, na Superfície de Hvorslev, como ocorreu para a areia-cimento em relação à areia. Também da mesma forma, uma expansão da Superfície de Roscoe devida à presença de cimentação seria esperada.

Por outro lado, a comparação dos resultados da areia-fibra e areia-cimento-fibra indicou que a fibra possui um efeito sobre o material cimentado no sentido de expandir as superfícies limites de estado, alterando a posição da LEC, assim como ocorreu com a areia-fibra em relação à areia. Contudo, não foi possível a determinação completa das superfícies limites de estado para a areia cimentada com reforço.

Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras em Compressão Triaxial

A influência da adição do cimento à areia reforçada demonstrou ser bastante benéfica, uma vez que reduziu consideravelmente a quantidade de fibras rompidas em comparação com o material não cimentado. Em consequência a areia cimentada reforçada também apresentou um aumento na mesma proporção das fibras que apresentaram-se alongadas depois do ensaio e praticamente manteve o mesmo valor de fibras no comprimento original relativamente a areia reforçada sem cimentação.

Mesmo para uma tensão confinante baixa as fibras apresentaram alongamento e ruptura. Acredita-se que devido ao nível de deformações cisalhantes alcançado nos ensaios (da ordem de 40%) podem ocorrer tensões localizadas altas o suficiente para provocar deformações também localizadas em pequenas porções da fibra que causariam a sua ruptura.

Como já era previsto, a influência da tensão de confinamento causa uma mudança substancial no modo de atuação das fibras. O seu aumento ocasiona progressiva ruptura das fibras, e conseqüentemente a perda gradual da sua atuação benéfica sobre o comportamento do solo.

As tensões localizadas acompanhadas de deformações de cisalhamento elevadas em pequenas porções da fibra são mecanismos supostos como responsáveis por deformações suficientes para causar o alongamento e a ruptura das fibras. Imagina-se que a cimentação aumente a eficiência deste sistema melhorando o ancoramento das fibras, permitindo que as fibras atuem mais efetivamente na matriz, ao menos para as tensões mais baixas.

5.2. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

As seguintes sugestões são feitas para futuros estudos:

- ✓ Realização de ensaios adicionais para a completa definição das superfícies de estado limite das misturas areia-cimento e areia-cimento-fibra;
- ✓ Verificação da necessidade de possíveis alterações para a aplicação da Teoria do Estado Crítico a materiais reforçados;
- ✓ Aplicação dos conceitos para geração de modelos constitutivos para estes materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIREY, D.W. Triaxial test of naturally cemented carbonate soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 1119, p. 1379-1398, 1993.
- AIREY, D.W.; FAHEY, M. Cyclic response of calcareous soil from the North-West Shelf of Australia. **Géotechnique**, London, v.41, n. 1, p. 101-121, 1991.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487**. Philadelphia, p.11, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Rochas e solos – **Terminologia: NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica: NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984-e, 13p.
- 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. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986-a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Compactação: NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986-b, 10p. Origem: Projeto NBR 7182/84.
- ATKINSON, J.H. An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. London: McGraw-Hill, 1993. 337p.
- ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics. London: **McGraw-Hill**, 375p., 1978.
- AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUÉIL, S.; PICARELLI, A. Some aspects of the mechanical behavior of structured soils and soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v.1, p.359-366, 1993.
- BARTON, M. E. Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstone. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, Athens, 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v.1, p.367-374, 1993.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. **Geotechnique**, Londres, 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.

BISHOP, A.W. Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. **Proceedings** of BRUSSELS CONFERENCE ON EARTH PRESSURE PROBLEMS, v.1, p.2-14, 1958.

BISHOP, A.W.; ELDIN, A.K.G. The effect of stress history on the relation between σ_v and porosity of sand. **Proceedings** of 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, v. 1, p. 100-105, 1953.

BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. **Géotechnique**, London, v.25, n.4, p. 657-660, 1975.

BRESSANI, L.A. Experimental studies of an artificially bonded soil. London. 459p. Tese (Ph.D.) – University of London, 1990.

BRESSANI, L.A. The secant stiffness behavior of Corinth marl. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, Athens, 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v. v.1, p.533-552, 1993.

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.

BURLAND, J.B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in triaxial apparatus. **Géotechnique**, London, v.32, n.1, p. 62-65, 1982.

BURLUND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v.40, n.3, p.329-378, 1990.

CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. Behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements (discussion closure paper). **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, p. 1635-1636, 2007.

CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. The behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, p. 1505-1508, 2006.

CASAGRANDE, M.D.T. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2005.

CASAGRANDE, M.D.T. Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2001.

CASAGRANDE, M.D.T.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. 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.

CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N.C. 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.

CECCONI, M.; VIGGIANI, G.; RAMPOLLO, S. An experimental investigation of the mechanical behavior of a pyroclastic soft rock. In: 2nd INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Naples: 1998. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, p. 473-482, 1998.

CHANG, T.; WOODS, R.D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.

CLAYTON, C.R.I.; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J. Progressive destructuring of Bothkemar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. **Géotechnique**. 42, 219-239, 1992.

CLAYTON, C.R.I.; SERRATRICE, J.F. The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks – general report. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v. 3, p. 1839-1877, 1993.

CLOUGH, W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; CASAGRANDE, M. D. T.; THOME, A.; ROSA, F. D. Comportamento de placas apoiadas em areia reforçada com fibras: Influência da densidade relativa. **Solos e Rochas**, v. 29, p. 273-280, 2006.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2008-b. (submetido para publicação)

CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S.; CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R. Shear strength behavior of fiber-reinforced soils considering triaxial tests under distinct stress paths. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, p. 1466-1469, 2007-a.

CONSOLI, N. C.; CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R. Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains. **Geotechnique**, v. 57, p. 751-756, 2007-b.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, p. 197-205, 2007-c.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; FOPPA, D.; FAHEY, M. Mathematical model for isotropic compression behaviour of cemented soil cured under stress. **Geomechanics and Geoengineering**, v. 2, p. 269-280, 2007-d.

CONSOLI, N. C.; THOMÉ, A.; DONATO, M.; GRAHAM, J. Loading tests on compacted soil, bottom ash and lime layers. **Proceedings** of the Institution of Civil Engineers. **Geotechnical Engineering**, v. 161, p. 29-38, 2008-a.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; COOP, M.R. Effect of fiber reinforcement on the isotropic behavior of sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 11, p. 1434-1436, 2005.

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

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**, Reston – Virginia – USA, v. 129, n. 1, p. 96-101, 2003-b.

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. **Proceedings...** Soil America Rock 2003. v.2. p.2201 – 2206, 2003-c.

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

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

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, ASCE, v. 124, n.12, p.1211-1214, 1998.

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

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.H.; HEINECK, K.S. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 127, n. 9, p.774-782, 2001.

CONSOLI, N.C.; ROTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cement soils. **Géotechnique**, London, v. 50, n.1, p.99-105, 2000.

CONSOLI, N.C.; ROTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. Yielding-Compressibility-Strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, v. 56, n.1, p. 69-72, 2006.

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

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

COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v. 43, n. 1, p.53-67, 1993.

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 e 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.

COOP, M.R.; WILLSON, S.M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston – Virginia - USA, v. 129, n. 11, p. 1010-1019, 2003.

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.

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

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks, Athens, v. 1, p. 447-455, 1993.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Géotechnique**, v. 47, n. 3, p. 491-507, 1997.

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.

DONATO, M. Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo reforçado com fibras de polipropileno. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.

DONATO, M. Medidas diretas de tensão em solo reforçado com fibras de polipropileno. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2007.

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, 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 3v, 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.161-176, 2004.

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.

FERNANDEZ, A.L.; SANTAMARINA, J.C. Effect of cementation on the small-strain parameters of sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, p. 191-199, 2001.

FERREIRA, P. M. V. Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2002.

FERREIRA, P. M. V. e BICA, A. V. D. Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behaviour. **Géotechnique**, v. 56, n. 7, p. 445-454, 2006.

FESTUGATO, L. Análise do comportamento mecânico de um solo microrreforçado com fibras de distintos índices aspecto. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2008.

FEUERHARMEL, M.R. Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno., Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2000.

FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2005.

FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S.; FONSECA, A. V. Variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento. **Geotecnia**, Lisboa, v. 109, p. 25-42, 2007.

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

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 3v., v. 1, p. 485-494, 1993.

GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fibre-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v. 112, n. 8, p. 804-826, 1986.

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

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

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

HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C. Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil (discussion paper). **Géotechnique**, London, UK, v. 54, n. 1, p. 72-73, 2004.

HEINECK, K. S.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. The effect of microreinforcement of soils from very small to large shear strains. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, Virginia, USA, v. 131, n. 8, p. 1024-1033, 2005.

HEINECK, K.S. Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras impermeáveis horizontais. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2002.

HEINECK, K.S., CONSOLI, N.C., BICA, A.V.D., 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. Influência da adição de fibras na resistência última de solos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12, São Paulo, 2002. **Anais...**São Paulo: ABMS, 3v., v. 1, p. 403-408, 2002.

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 microreinforcement of soils from very small to large shear strains. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. New York, v.131, n.8, p.1024-1033, 2005.

HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 495p, 1994.

HIGHT, D.W.; JARDINE, R.J. Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v. 1, p. 533-552, 1993.

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.

HOMEM, T.R. Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks, Athens, p. 553-560, 1993.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 124, n. 6, p. 492-499, 1998.

ILLSTON, J.M. **Construction materials; their nature and behavior**. 2ed. London: E & FN Spon, 518p, 1994.

ISMAIL, M.A.; JOER, H.A.; SIM, W.H.; RANDOLPH, M.F. Effect of cement type on shear behavior of cement calcareous soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.128, n.6, p.520-529, 2002.

JEFFERIES, MG.; 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.

JOHNSTON, C.D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: V. M. MALHORTA. **Advances in concrete technology**. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p. 603-673, 1994.

KANIRAJ, S. R.; HAVANAGI, V.G. Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 127, n. 7, p. 574-584, 2001.

KAVVADAS, M. J., ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; KALTEZIOTIS, N. A framework for the mechanical behavior of cemented Corinth marl. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athens, p. 577-583, 1993.

KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G. A framework for the mechanical behavior of structure soils. In: 2nd INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Naples: 1998. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, p. 591-601, 1998.

KLOTZ, E. U. e COOP, M. R. "On the Identification of Critical State Lines for Sands", Am. Soc. Test. Materials, **Geotechnical Testing Journal**, v.25, n.3, p.289-302, 2002.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behavior of a calcarenite in triaxial compression. **Géotechnique**, v. 45, p. 633-648, 1995.

LEROUEIL, S. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. ALMEIDA (ed.) **Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ 1997. Balkema, Rotterdam, 1997, p.41-80, 1997.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Gotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

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.

MACCARINI, M. Comportamento mecânico de solos residuais. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Anais...** 1990.

MAHER, M.H.; GRAY, D.H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, 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**, ASTM, v. 16, p. 330-338, 1993.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. Mechanical properties of kaolinite / fiber soil composite. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v.120, n.8, p.1381-1393, 1994.

MARTINS, F. B. Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente cimentado. 303 p. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2001.

MARTINS, F.B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M.R.; BICA, A.V.D. Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**. Ottawa, v.38, n.6, p. 1177-1186, 2001.

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...** 1988, v. 3, p. 1735-1738, 1988.

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.

MONTARDO, J.P. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 1999.

MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: 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 behavior of sand reinforced with mesh elements. **Geosynthetics International**, v. 4, n. 5, p. 481-508, 1997.

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.

NAGARAJ, T.S.; PANDIAN, N.S.; NARASIMHA RAJU, P.S.R. Compressibility behavior of soft cemented soils. **Géotechnique**, London, v. 48, n.2, p. 281-287, 1998.

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.

NÚÑEZ, W.P. Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botocatu visando seu emprego na pavimentação. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1991.

O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 114, n. 10, p. 1126-1147, 1988.

PALMEIRA, E.M. Evolução dos Geossintéticos no Brasil. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS, 2. **Geossintéticos 95...** Palestras Especiais, p. 5-15, 1995.

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. Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2004.

PRIETTO, P.D.M. Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas**, São Paulo: ABMS/ABGE, v. 20, n. 3, p. 145-166, 1997.

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.

RATTLE, M. J.; LEHANE, B. M.; CONSOLI, N. C.; RICHARDS, D. J. Uplift performance of shallow foundations with cement-stabilised backfill. **Ground Improvement**, 2008.

ROSA, F. D.; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A. An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress. **Geotechnique**, 2008.

ROSCOE, K.H., SCHOFIELD, A.A.N., WROTH, C.P. On the yielding of soils. **Geotechnique**, London, vol. 8, p. 22-53, 1958.

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) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

ROTTA, G.V.; FOPPA, D.; CONSOLI, N.C. Modelo matemático para previsão do comportamento mecânico de um solo cimentado submetido à compressão isotrópica. **Solos e Rochas**, v. 27, n. 1, p. 37-56, 2004.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília, ABMS, 3 v., v. 2, p. 1125-1132, 1998.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; COOP, M.R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, London, v. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.

ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C.; GEHLING, W.Y.Y. Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v. 24, n. 1, p. 23-41, 2001.

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. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Characterization of cement sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.

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, 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.

SPECHT, L. P. Avaliação de misturas asfálticas com a incorporação de borracha de pneus. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2004.

SPECHT, L.P. Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação, Dissertação de Mestrado,

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2000.

SPECHT, L.P.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. A laboratory study of soil-cement-fiber mixtures under static and repeated loadings for pavements. **International Journal of Pavements**, v.5, p.99-108, 2006.

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**, v. 25, n. 1, 2002.

SPINELLI, L.F. Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados. Dissertação (mestre em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

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.

STOKOE, K.H.; SANTAMARINA, J.C. Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. GeoEng 2000. **Technomic Publishing Co.**, Pennsylvania, USA, p. 1490-1536, 2000.

STROUD, M.A. The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus. PhD thesis – University of Cambridge - UK. 1971.

TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J.; PRESTI, D. Lo.; BENEDETTO, H. Di.; KADAKA, T. Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture. In: 14th INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Hamburgo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, v. 4, p. 2129-2164, 1997.

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. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP, 1999.

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.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa - Canadá, v. 42, p. 1569-1584, 2005.

ULBRICH, L.A. Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clays soils occurring in southern Brazil. In: 3rd INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich. **Proceedings...** v. 1, p. 67-71, 1953.

VAUGHAN, P.R. Engineering behavior of weak rocks: some answers and some questions – special lecture. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HERD SOILS – SOFT ROCKS, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, v. 3, p. 1741-1765, 1993.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quartely Journal of Engineering Geology**, London, v. 21, p. 69-84, 1988.

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils – general report. In: 1st INT. CONF. GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** v. 3, p. 231-263, 1985.

VENDRUSCOLO, M.A. Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

VENDRUSCOLO, M.A.; HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C.; SANTOS, A.P.S. Comportamento mecânico de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. **Geotecnia – Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**, Lisboa – Portugal, v.102, n.4, p.35-54, 2004.

VENDRUSCOLO, M.A.; SANTOS, A.P.S.; HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C. Comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de solo-cimento-fibra. **Solos e Rochas – Revista Brasileira de Geotecnia**, São Paulo, v.28, n.2, p.133-143, 2005.

VERDUGO, R. e ISHIHARA, K. The steady state of sandy soils. **Soils and Foundations**, vol 36, pp 81-89, 1996.

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.

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.

YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED

ROCK, Tokyo, 1981. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981-82. 3v, v. 1, p. 87-92, 1981.

ZHU, F. An experimental study of at rest lateral stress in cemented sands. M. Eng. Thesis, Memorial University of Newfoundland, St. John's, 1993.

ZHU, F.; CLARK, J.I.; PAULIN, M.J. Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 32, p. 195-203, 1995.

ZORNBERG, J.G. Discrete framework for limit equilibrium analysis of fiber-reinforced soil. **Géotechnique**, London, v. 52, n. 8, p. 593-604, 2002.