

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

**COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM
FIBRAS SUBMETIDOS A GRANDES DEFORMAÇÕES**

Michéle Dal Toé Casagrande

Porto Alegre
Abril de 2005

Michéle Dal Toé Casagrande

**COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM
FIBRAS SUBMETIDOS A GRANDES DEFORMAÇÕES**

Tese apresentada ao corpo docente do
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.

CASAGRANDE, Michéle Dal Toé

Comportamento de Solos Reforçados com Fibras
Submetidos a Grandes Deformações / Michéle Dal Toé
Casagrande. – PPGEC/UFRGS, 2005.

219p.

Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio
Grande do Sul; Doutor em Engenharia. Orientador:
Nilo Cesar Consoli; Co-Orientador: Antonio Thomé.

1. Tese de Doutorado I. Comportamento de Solos
Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes
Deformações.

Michéle Dal Toé Casagrande

**COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM
FIBRAS SUBMETIDOS A GRANDES DEFORMAÇÕES**

Esta Tese de Doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 08 de Abril de 2005

Prof. Nilo Cesar Consoli (PPGEC/UFRGS)
Ph.D. - Concordia University – Canada
Orientador

Prof. Antonio Thomé (Universidade de Passo Fundo)
D.Sc. - Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Co-Orientador

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Gilliane Christine Sills (Oxford University)
Ph.D. – University of London – UK

Martin Fahey (The University of Western Australia)
Ph.D. – Cambridge University – UK

Pedro Domingos Marques Prietto (Universidade de Passo Fundo)
D.Sc. - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Fernando Schnaid (Universidade Federal do Rio Grande do Sul)
Ph.D. - Oxford University – UK

Karla Salvagni Heineck (Universidade Federal do Rio Grande do Sul)
D.Sc. - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho...
...À memória dos meus avós...
...Aos meus pais, Nestor e Mirta,
por todo amor e compreensão durante
o período de seu desenvolvimento...
...E a todos que sempre me apoiaram e
acreditaram na minha capacidade.

AGRADECIMENTOS

Durante estes quatro anos de Doutorado eu acreditei que conseguiria alcançar este objetivo... E agora chegou o momento de agradecer às pessoas que, de uma forma ou de outra, contribuíram para que esta tese chegasse ao fim, pois esta pode até ser considerada pouco relevante para alguns, mas foi de fundamental importância para mim.

Agradeço de uma forma muito especial ao meu orientador, Prof. Nilo Consoli, pelo tamanho interesse e dedicação, pela disponibilidade, otimismo e entusiasmo sempre presentes nas conversas e e-mails a cada resultado obtido, pela amizade, força e pelo apoio nas horas difíceis... E também pela seriedade, competência e profissionalismo em todos os momentos desta orientação, que irão se aplicar no decorrer da minha carreira profissional... Muito obrigada pelo incentivo e pela confiança em mim depositados, desde a época do Mestrado!

A todos do Programa de Pós-Graduação... Professores, funcionários (principalmente aos laboratoristas João Diniz e Jair da Silva), colegas de Mestrado e Doutorado destes seis anos de PPGEC/UFRGS... Pelos ensinamentos ministrados, pelo aprendizado, apoio e atenção, pelas discussões, críticas e pelas amizades adquiridas... Aos colegas e amigos Karla Heineck e Márcio Vendruscolo, por todos os auxílios e conselhos... Ao colega e amigo Alexandre Knop, pela contribuição com os problemas computacionais e ao bolsista de Iniciação Científica Ênio Alves, pela dedicação e interesse dispensados.

Ao Prof. Antônio Thomé, por ter me apresentado à Geotecnia anos atrás, durante a Graduação... Pela supervisão, dedicação, amizade, empenho e pela oportunidade de executar parte desta pesquisa na Universidade de Passo Fundo sob sua responsabilidade, muito obrigada por todas as suas contribuições... Ao Prof. Zacarias Chamberlain, por ter nos “emprestado” o Laboratório de Estruturas e os equipamentos para a realização dos ensaios e por estar sempre disposto a ajudar.

Aos funcionários e bolsistas de Iniciação Científica do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UPF - Leonir Freitas, Denis e Marcos Benedetti, Márcio Floss, José Maurício Orso, Lauson Serafini, Marlon de Moura e Marcelo Hansen, por todo trabalho executado... Pelos muitos quilos de fibras desfiadas... Pelo trabalho pesado na compactação e esvaziamento da caixa de acomodação das camadas... E em especial ao colega e amigo, hoje mestrando, Francisco Dalla Rosa (o Chico), pelo trabalho citado, mas também por tamanho interesse, responsabilidade e por toda contribuição relacionada também aos conhecimentos computacionais e elétricos... Obrigada a todos!

Ao Prof. Matthew Coop, pela orientação desta pesquisa no Imperial College of Science, Technology and Medicine, por ter me recebido muito bem nesta universidade e principalmente pela cordialidade, atenção, interesse, paciência e amizade demonstrados em todos os momentos, não somente durante o período de Doutorado Sanduíche, mas também pelo apoio e auxílios anteriores à minha ida à Londres e posteriores a este, ajudando

com as análises dos resultados e durante o período do Exame de Qualificação, este último juntamente com sua esposa, Prof^a. Beatrice Baudet, sempre muito atenciosa em todas as ocasiões.

Aos professores do Imperial que sempre me disponibilizaram atenção e conversas inesquecíveis, como os Profs. Jamie Standing, Lidija Zdravkovic, Richard Jardine, David Potts e John Burland... Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos do IC, em especial ao inglês Steve Ackerley, sempre disposto a me ajudar a qualquer hora... Aos colegas, pelos auxílios indispensáveis no período de aprendizado e adaptação aos equipamentos, como o colega iraniano Abbas Qadimi, as colegas italianas, Liana Gasparre e Alessandra Nocilla e os colegas colombianos Giovanni Alvarado e Monica Melgarejo... Aos meus colegas e hoje amigos queridos sempre em contato, como o japonês Satoshi Nishimura, o tailandês Apiniti Jotisanaksa, o vietnamita Minh Nguyen e o espanhol Rafael Monroy... Agradeço a todos também pelos momentos de descontração em Londres! E por fim, à minha amiga Monica, por tamanha preocupação, amizade e carinho, tanto nos períodos de alegria quanto nos momentos de saudade de casa... Obrigada pelas conversas intermináveis, pelos passeios e pela companhia nas nossas viagens!

Como prometido, dedico um parágrafo ao meu colega e amigo português Pedro Ferreira, simplesmente pela amizade, por tudo e mais um pouco... Pois este sofreu me ajudando muito e me auxiliando nos equipamentos, nas análises e principalmente... Dando-me força, me apoiando no período de adaptação em Londres, ouvindo meus clamores de tristeza e de felicidade, choros e risos... Nem tenho palavras para agradecer!

À Fitesa Fibras e Filamentos S/A e ao colega Júlio Montardo, pelas sugestões e pelas fibras gentilmente cedidas para a realização deste estudo. Ao CNPq e à CAPES pela concessão das bolsas de estudo, tanto no Brasil, quanto no exterior. À UFRGS, UPF e ao Imperial College, por terem possibilitado a realização desta pesquisa.

Aos meus amigos mais próximos, aqui nem preciso citar nomes, pois cada um sabe da sua participação... Por estarem presentes em diferentes etapas deste trabalho, desde as amizades mais antigas da época de Brasília, de Passo Fundo e Porto Alegre, até àquelas que fiz no exterior... À Mirna por me acompanhar em todas as fases... À memória da minha amiga Fernanda Marques, que sempre me apoiou e torceu muito por mim. Ao carinho recebido dos meus avós (in memoriam), que iriam se sentir muito orgulhosos por ver mais uma etapa concluída... Ao Toby, meu fiel companheiro, saudades!

Ao Rodrigo, por toda compreensão, apoio, espera, paciência, incentivo, carinho, amizade e, principalmente, amor... Obrigada por tudo isso que enfrentamos juntos!

Ao meu Pai e à minha Mãe... Pelo imenso amor, amizade, exemplo, carinho e dedicação que sempre recebi de vocês, pelo apoio e compreensão em todas as minhas decisões... Amo vocês, muito!

E finalmente... Agradeço a Deus... Pela vida... Por tudo!

RESUMO

CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes Deformações**. 2005. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno, submetidos a grandes deformações, que possuam características adequadas para o emprego em *liners* de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles. O programa experimental consistiu na realização de ensaios triaxiais consolidados drenados com distintas trajetórias de tensões (compressão axial, descarregamento lateral e p' constante) e isotrópicos com aplicação de altas tensões, em amostras de areia e areia-fibra, como também em ensaios de cisalhamento do tipo *ring shear* (executados nas matrizes de areia e bentonita, com e sem reforço fibroso) e provas de carga em placa de 0,30 m de diâmetro sobre espessas camadas de areia compactada, reforçada e não reforçada com fibras. Nesta pesquisa busca-se investigar o comportamento tensão-deformação de misturas reforçadas, os efeitos do comprimento, porcentagem, diâmetro e alongamento/ruptura das fibras, tensão de confinamento, granulometria do solo e densidade das misturas, nas propriedades mecânicas do material reforçado, bem como a influência da adição de fibras no comportamento carga-recalque e nos mecanismos de ruptura de uma areia reforçada. A análise global dos resultados permite identificar as alterações provocadas pela inclusão aleatória de fibras de polipropileno às matrizes estudadas. A adição de fibras influencia o comportamento compressivo da areia, aumenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico das matrizes estudadas após grandes deslocamentos horizontais, sem quedas significativas de resistência pós-pico no caso da matriz arenosa. O desempenho das fibras no interior da massa de solo indica que estas sofrem deformações plásticas de tração, alongando-se em primeira instância, até atingirem a ruptura. O efeito da inclusão de fibras é mais evidente para baixas tensões efetivas médias iniciais, menores diâmetros, maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para misturas mais densas. O comportamento carga-recalque do solo arenoso é significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando mecanismos de ruptura.

Palavras-chave: solo reforçado, fibras de polipropileno, ensaios triaxiais, ensaios ring shear, ensaios de placa, grandes deformações.

ABSTRACT

CASAGRANDE, M. D. T. **Behaviour of Fibre-Reinforced Soils Under Large Strains.** 2005. D.Sc. Thesis – Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The objective of this work is to study the behaviour of polypropylene fibre-reinforced soils under large strains, which can be used as cover liners and embankments on soft soils. The experimental study consisted in triaxial tests, controlled stress path cells (drained triaxial compression tests in loading, unloading and constant p') and high pressure, in sand and sand-fibre samples, as well as ring shear tests in sand and bentonite, with and without fibrous reinforcement, and plate load tests with 0,30 m diameter plate thick compacted sand reinforced and non-reinforced layers. The stress-strain behaviour of fibre reinforced mixtures at large strains and the effects of fibre length, fibre content, fibre diameter and the fibre extension/breakage, effective confining pressure, soil grain size distribution and relative density of the mechanical properties of the fibre-reinforced sand and the influence of fibre inclusion in load-settlement behaviour and failure mechanisms of a reinforced sand were investigated. The global analysis of the results allowed identifying changes due to random inclusion of polypropylene fibre into the soils studied. The fibre inclusion influence the sandy compressive behaviour and increases the peak and the post-peak shear strength, at very high horizontal displacements without any significant reduction of post-peak strength in the case of the sandy matrix. The fibres performance inside the soils indicates that the fibres suffer plastic tensile deformations, extending before breaking. The effect of fibres inclusion was found to be more pronounced at low confining pressures, for thinner and longer fibres and larger fibre contents, mainly for dense composites. The behaviour of a sandy soil submitted to loading tests is changed with fibre inclusion, increasing bearing capacities and changing failure mechanisms.

Keywords: reinforced soil, polypropylene fibres, triaxial tests, ring shear tests, plate load tests, large strains.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS.....	4
1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	5

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	7
2.2 SOLOS REFORÇADOS.....	8
2.2.1 Histórico, Melhoria, Estabilização e Reforço de Solos.....	8
2.2.2 Materiais Compósitos Cimentados Reforçados com Fibras.....	10
2.2.3 Tipos de Fibras Empregadas como Reforço.....	13
2.2.3.1 Fibras Naturais.....	14
2.2.3.2 Fibras Poliméricas.....	14
2.2.3.3 Fibras Minererais.....	16
2.2.3.4 Fibras Metálicas.....	17
2.2.4 Mecanismos de Interação Solo-Fibra – Estudos Experimentais.....	17
2.2.5 Alterações nas Propriedades dos Solos pela Inclusão de Fibras.....	31
2.2.5.1 Compactação.....	31
2.2.5.2 Resistência ao Cisalhamento de Pico.....	32
2.2.5.2.1 <i>Materiais Argilosos</i>	32
2.2.5.2.2 <i>Materiais Granulares</i>	34
2.2.5.3 Resistência ao Cisalhamento Pós-Pico.....	36
2.2.5.4 Deformabilidade.....	37
2.2.5.5 Modo de Ruptura.....	37
2.2.5.6 Variação Volumétrica.....	39
2.2.5.7 Rigidez Inicial.....	39
2.2.5.8 Condutividade Hidráulica e Outras Propriedades.....	40
2.3 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	40
2.3.1 Conceitos Fundamentais.....	41
2.3.2 Comportamento de Areias Reconstituídas.....	49

2.3.3 Comportamento de Solos Granulares com Finos Reconstituídos.....	53
2.4 COMPORTAMENTO DO SOLO A GRANDES DESLOCAMENTOS.....	54
2.5 PROVAS DE CARGA EM PLACA.....	59

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	66
3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS.....	67
3.2.1 Ensaios Triaxiais.....	67
3.2.2 Ensaios <i>Ring Shear</i>.....	69
3.2.3 Ensaios de Placa.....	71
3.3 MATERIAIS UTILIZADOS.....	72
3.3.1 Areia.....	72
3.3.2 Bentonita.....	74
3.3.3 Fibras.....	75
3.3.4 Água.....	76
3.4 MÉTODOS DE ENSAIO E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	76
3.4.1 Preparação das Amostras para Ensaios Triaxiais e <i>Ring Shear</i>.....	77
3.4.2 Ensaios Triaxiais.....	79
3.4.2.1 Ensaio Triaxial com Controle de Trajetória de Tensão.....	80
3.4.2.2 Ensaio Triaxial com Aplicação de Altas Tensões Confinantes.....	83
3.4.2.3 Ensaio Triaxial com <i>Bender Elements</i>	85
3.4.3 Ensaios <i>Ring Shear</i>.....	86
3.4.4 Análise do Alongamento e Ruptura das Fibras.....	89
3.4.5 Ensaios de Placa.....	90
3.4.5.1 Equipamentos Utilizados.....	90
3.4.5.2 Processos de Mistura e Construção das Camadas.....	92
3.4.5.3 Método de Ensaio.....	93

CAPÍTULO 4

ENSAIOS TRAXIAIS -- RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	96
4.2 DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS.....	97

4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS COM CONTROLE DE TRAJETÓRIA DE TENSÕES...	100
4.3.1 Mecanismo de Deformação.....	100
4.3.2 Comportamento Tensão Desvio e Variação Volumétrica x Distorção.....	101
4.3.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento.....	110
4.3.4 Comportamento Normalizado q/p' x Dilatância.....	117
4.3.5 Análise da Rigidez.....	120
4.3.6 Energia de Deformação Absorvida.....	125
4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.....	126
4.4.1 Compressibilidade da Areia	127
4.4.2 Rigidez da Areia a Pequeníssimas Deformações.....	129
4.4.3 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras.....	131

CAPÍTULO 5

ENSAIOS *RING SHEAR* – RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	135
5.2 <i>RING SHEAR</i> EM AREIA.....	136
5.2.1 Superfície de Cisalhamento.....	136
5.2.2 Influência da Inclusão de Fibras, da Tensão de Confinamento e Efeito da Variação do Comprimento e Diâmetro de Fibra.....	137
5.2.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento.....	143
5.2.4 Efeito da Variação do Teor de Fibra.....	149
5.2.5 Efeito da Variação da Densidade.....	150
5.2.6 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras.....	154
5.3 <i>RING SHEAR</i> EM BENTONITA.....	161
5.3.1 Influência da Inclusão de Fibras e da Tensão de Confinamento	161
5.3.2 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento.....	165
5.3.3 Efeito da Variação do Comprimento de Fibra.....	167
5.3.4 Efeito da Variação do Teor de Fibra.....	168
5.3.5 Efeito da Variação da Umidade.....	169
5.3.6 Comportamento Bentonita-Areia-Fibra.....	170
5.3.7 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras.....	171

CAPÍTULO 6

ENSAIOS DE PLACA -- RESULTADOS E ANÁLISES

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	174
6.2 MECANISMOS DE RUPTURA.....	175
6.3 COMPORTAMENTO CARGA-RECALQUE.....	179
6.4 ENERGIA DE DEFORMAÇÃO ABSORVIDA.....	187
6.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	190

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES.....	193
7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	200

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	202
----------------------------------------	------------

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais em areia, reforçada e não reforçada com fibras.....	69
Tabela 3.2: Variáveis investigadas no programa de ensaios <i>ring shear</i> em areia, reforçada e não reforçada com fibras.....	70
Tabela 3.3: Variáveis investigadas no programa de ensaios <i>ring shear</i> em bentonita, reforçada e não reforçada com fibras.....	71
Tabela 3.4: Índices físicos da areia de Osório.....	73
Tabela 3.5: Índices físicos da Bentonita estudada.....	75
Tabela 3.6: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.....	76
Tabela 4.1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	116
Tabela 4.2: Comparação dos parâmetros de compressibilidade das areias.....	129
Tabela 4.3: Comparação entre os parâmetros A e n de solos arenosos.....	131
Tabela 5.1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais estudados.....	146
Tabela 6.1: Comparação entre valores de capacidade de suporte para areia e areia-fibra, com 50% de densidade relativa, obtidos através da proposta de Hansen (1961) e valores de carga correspondentes a $D/30$	186
Tabela 6.2: Comparação entre valores de carga para areia e areia-fibra obtidos para distintos níveis de recalque com enfoque na variação da densidade relativa das camadas.....	186

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994).....	13
Figura 2.2: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown <i>et al.</i> , 1978).....	19
Figura 2.3: Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Ohashi, 1983).....	20
Figura 2.4: (a) Representação da Linha Isotrópica de Compressão e (b) da Linha do Estado Crítico. (Atkinson, 1993).....	43-44
Figura 2.5: (a) Representação da envoltória de pico e (b) da Superfície Limite de Estado. (Atkinson, 1993).....	44-45
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 & Bransby, 1978)..	46-47
Figura 2.7: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço $q : p' : \nu$. (Atkinson & Bransby, 1978).....	47-48
Figura 2.8: Relação entre q/p' e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993).....	49
Figura 2.9: Resistência residual de argilas a grandes deslocamentos (Atkinson, 1993)...	55
Figura 2.10: Modos de comportamento cisalhante residual (Lupini <i>et al.</i> , 1981).....	57
Figura 3.1: Representação gráfica das trajetórias de tensão adotadas em ensaios triaxiais.....	68
Figura 3.2: Curva granulométrica da areia de Osório.....	73
Figura 3.3: Curva granulométrica da bentonita.....	74
Figura 3.4: Aspecto das fibras de polipropileno com 24 mm de comprimento e imagem de microscopia eletrônica das fibras (aumento de 90x).....	76
Figura 3.5: Detalhe do equipamento triaxial e aplicação de vácuo durante a moldagem do corpo de prova.....	78
Figura 3.6: Detalhe dos anéis de confinamento e moldagem do corpo de prova no equipamento <i>ring shear</i>	79
Figura 3.7: Visão esquemática da célula de trajetória de tensão controlada (Bishop & Wesley, 1975).....	81
Figura 3.8: (a) Detalhe da câmara triaxial e acessórios e (b) Detalhe dos inclinômetros aplicados na amostra.....	83
Figura 3.9: Visão geral do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão isotrópica.....	84
Figura 3.10: Detalhe da instrumentação local utilizada nos ensaios de compressão isotrópica.....	85
Figura 3.11: Visão esquemática do equipamento <i>ring shear</i> (Bishop <i>et al.</i> , 1971).....	88
Figura 3.12: Visão geral do equipamento <i>ring shear</i> (Bishop <i>et al.</i> , 1971).....	89

Figura 3.13: Detalhe do ambiente de execução dos ensaios de placa.....	91
Figura 3.14: Detalhe do processo de compactação das camadas.....	92
Figura 3.15: Detalhe do sistema de medição de deslocamentos.....	94
Figura 4.1: Detalhe de deformação da amostra de areia-fibra submetida a ensaio triaxial.....	101
Figura 4.2: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para areia em ensaios triaxiais (a) compressão axial e (b) descarregamento lateral.....	102
Figura 4.3: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para areia-fibra em ensaios triaxiais (a) compressão axial; (b) descompressão lateral e (c) p' constante.....	103
Figura 4.4: Comparação de curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para areia-fibra (a) entre compressão axial 20 kPa, p' constante 100 kPa e descarregamento lateral 200 kPa e (b) entre compressão axial 100 kPa, p' constante 400 kPa e descarregamento lateral 680 kPa.....	104
Figura 4.5: Curvas q/p' x distorção para (a) areia em compressão axial e descarregamento lateral; (b) areia-fibra em compressão axial; (c) areia-fibra em descompressão lateral e (d) areia-fibra em p' constante.....	105
Figura 4.6: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção em ensaios triaxiais drenados, para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Casagrande, 2001 e Heineck, 2002).....	106
Figura 4.7: Curvas tensão e geração de poro-pressão x distorção em ensaios triaxiais não drenados, para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Heineck, 2002).....	106
Figura 4.8: Comparação entre curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para arenito e arenito-fibra a 100 kPa de tensão confinante. (Heineck, 2002).....	107
Figura 4.9: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para arenito e arenito-fibra a 4500 kPa de tensão confinante. (Heineck, 2002).....	107
Figura 4.10: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\varepsilon_s = 28\%$) para (a) areia; (b) areia-fibra e (c) comparação entre as envoltórias de resistência obtidas.....	110-111
Figura 4.11: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\varepsilon_s = 20\%$) para (a) areia e (b) areia-fibra.....	112
Figura 4.12: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\varepsilon_s = 20\%$) para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Heineck, 2002).....	113
Figura 4.13: (a) Comparação entre as envoltórias de resistência obtidas para areia e arenito reforçados e não reforçados com fibras, para $\varepsilon_s = 20\%$ e (b) curvas granulométricas correspondentes à areia e ao arenito.....	114

Figura 4.14: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para (a) areia e (b) areia reforçada submetidas a compressão triaxial.....	118
Figura 4.15: Comportamento normalizado q/p' x dilatância para (a) arenito e (b) arenito reforçado submetidos a compressão triaxial (Heineck, 2002).....	119
Figura 4.16: Módulo cisalhante x distorção para (a) areia e (b) areia reforçada submetida a compressão triaxial.....	121-122
Figura 4.17: Módulo cisalhante x distorção em ensaios não drenados para (a) arenito e arenito-fibra - 100 kPa e (b) arenito e arenito-fibra - 200 kPa. (Heineck, 2002).....	123
Figura 4.18: Características do comportamento da rigidez dos solos em campo e em testes de laboratório (Atkinson & Bransby, 1978).....	124
Figura 4.19: Energia de deformação absorvida para 28% de distorção, para areia e areia-fibra.....	126
Figura 4.20: Curvas tensão x volume específico da areia e areia-fibra (comparação com dados obtidos por Vendruscolo, 2003).....	127
Figura 4.21: Ensaios de <i>bender elements</i> na areia e na areia-fibra (comparação com dados obtidos por Vendruscolo, 2003).....	130
Figura 4.22: (a) Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra e (b) pontos suavizados através da média de 3 pontos sucessivos.....	132
Figura 4.23: Representação do mecanismo de alongamento e ruptura das fibras submetidas à compressão isotrópica.....	133
Figura 4.24: Comparação entre as granulometrias da areia, inicial e após ensaio isotrópico.....	134
Figura 5.1: (a) Detalhe da pedra porosa superior após ensaio em areia-fibra; (b) e (c) superfície de cisalhamento obtida em ensaio <i>ring shear</i> para uma amostra de areia reforçada com 0,5% de fibras de 24 mm de comprimento; (d) detalhe da superfície de cisalhamento.....	136
Figura 5.2: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	138
Figura 5.3: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 6 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal...	138
Figura 5.4: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 12 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	139

Figura 5.5: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 24 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	139
Figura 5.6: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 200 dtex e 12 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	140
Figura 5.7: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 440 dtex e 12 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	140
Figura 5.8: Comparação entre repetições de ensaios <i>ring shear</i> : curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra.....	143
Figura 5.9: Efeito da variação do comprimento das fibras (a) Curvas tensão cisalhante x tensão vertical para areia e areia-fibra e (b) envoltórias de resistência para areia e areia reforçada	144
Figura 5.10: Efeito da variação do diâmetro das fibras (a) Curvas tensão cisalhante x tensão vertical para areia e areia-fibra e (b) envoltórias de resistência para areia e areia reforçada.....	145
Figura 5.11: Visualização da mobilização das fibras de menor diâmetro durante o surgimento de atrito na superfície de cisalhamento da amostra.....	147
Figura 5.12: Detalhe de comparação das envoltórias de resistência para areia e areia-fibra em ensaios <i>ring shear</i>	148
Figura 5.13: Efeito da variação do teor de fibra (a) curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia reforçada e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	149
Figura 5.14: Efeito da variação da densidade (a) curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	151
Figura 5.15: Efeito da variação da densidade (a) curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia-fibra e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	151
Figura 5.16: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra com 30% de densidade e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.	152

Figura 5.17: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra com 50% de densidade e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.	152
Figura 5.18: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra para 80% de densidade e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.	153
Figura 5.19: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia-fibra com diferentes estágios de deslocamento e (b) comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras.....	154-155
Figura 5.20: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com 6 mm de comprimento.....	156
Figura 5.21: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com 12 mm de comprimento de fibra.....	156
Figura 5.22: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com 24 mm de comprimento de fibra.....	157
Figura 5.23: Comprimento final das fibras / comprimento inicial x porcentagem representado em gráfico de barras para areia-fibra com variação do comprimento de fibra.....	158
Figura 5.24: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com título de 3,3 dtex.....	159
Figura 5.25: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com título de 200 dtex.....	159
Figura 5.26: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com título de 440 dtex.....	160
Figura 5.27: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	162
Figura 5.28: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita-fibra e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	162
Figura 5.29: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 20 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	163

Figura 5.30: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	163
Figura 5.31: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 400 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	164
Figura 5.32: (a) Curvas tensão cisalhante x tensão vertical para bentonita e bentonita-fibra e (b) envoltórias de resistência para bentonita e bentonita reforçada.	166
Figura 5.33: Efeito da variação do comprimento de fibra (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	168
Figura 5.34: Efeito da variação do teor de fibra (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	169
Figura 5.35: Efeito da variação da umidade (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	170
Figura 5.36: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita-areia e bentonita-areia-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x <i>log</i> deslocamento horizontal.....	171
Figura 5.37: (a) comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para bentonita-fibra com fibras de 12 e 24 mm de comprimento e (b) razão entre comprimento final e comprimento inicial das fibras.....	172
Figura 6.1: Campos de deslocamentos das rupturas (a) generalizada; (b) localizada e (c) por puncionamento. (Lopes, 1979).....	176
Figura 6.2: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia com 50% de densidade relativa: (a) vista lateral e (b) vista superior.....	177
Figura 6.3: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia-fibra com 50% de densidade relativa: (a) vista lateral e (b) vista superior.....	178
Figura 6.4: Pontos carga x recalque para camadas compactadas com 30, 50 e 90% de densidade relativa (a) em areia e (b) em areia-fibra.....	180-181

Figura 6.5: Comparação dos pontos carga x recalque, monitorados sobre a placa e fora desta, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 30% de densidade relativa.....	181
Figura 6.6: Comparação dos pontos carga x recalque, monitorados sobre a placa e fora desta, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 50% de densidade relativa.....	182
Figura 6.7: Comparação dos pontos carga x recalque, monitorados sobre a placa e fora desta, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 90% de densidade relativa.....	182
Figura 6.8: Pontos carga x recalque, monitorados fora da placa, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 30, 50 e 90% de densidade relativa.....	184
Figura 6.9: Comparação das curvas carga x recalque extrapoladas através linhas de tendência, para areia e areia-fibra compactadas em todas as densidades relativas estudadas.....	184
Figura 6.10: Energia absorvida pela areia e areia reforçada em função do recalque em ensaios de placa, para as densidades relativas de 30, 50 e 90%.....	188
Figura 6.11: (a) Níveis de recalque a partir de onde o reforço começa a apresentar ganho de energia em função da densidade relativa em ensaios de placa e (b) detalhe em maior escala.....	189
Figura 6.12: Variação do módulo de elasticidade com a carga aplicada em ensaios de placa para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 50% de densidade relativa.....	191

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

'	Relativo a tensões efetivas
δ	Relativo a incrementos
ε_a	Deformação axial
ε_r	Deformação radial
ε_s	Deformação distorcional pura
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ'_c	Ângulo de atrito interno no estado crítico
ϕ'_u	Ângulo de atrito mineral/mineral
γ	Deformação cisalhante
γ_d	Peso específico aparente seco
ν	Coefficiente de Poisson
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 $v:\ln p'$
τ	Tensão de cisalhamento
ρ	Massa específica do solo
ρ_z	Recalque da área carregada
σ_v	Tensão vertical
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
σ_a, σ_r	Tensões principais - axial e radial
v	Volume específico
η	Inclinação da LIC no plano normalizado $q/p'_e:p'/p'_{1e}$
ψ	Parâmetro de estado (Been & 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
δh	Deslocamento horizontal
A	Intercepto da reta dada pela equação 4.13
A'	Área efetiva da placa (equação 6.1)
a	Raio da placa circular
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
c	Coesão

CBR	California Bearing Ratio
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não drenado
C_u	Coefficiente de uniformidade
C_v	Coefficiente de adensamento
D	Diâmetro da placa ou da fundação
d	Diâmetro da fibra
D/10	Critério de recalque máximo (norma inglesa)
D/30	Critério de recalque máximo (norma brasileira)
D_{10}	Diâmetro efetivo das partículas
D_{50}	Diâmetro médio
dtex	Unidade que representa a espessura dos filamentos (1 dtex = 1g/10000m).
e	Índice de vazios
E	Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young
e_0	Índice de vazios inicial
E_{def}	Energia de deformação ou tenacidade
F_a	Resistência de atrito mobilizado ao longo da fibra
F_t	Resistência à tração da fibra
G	Módulo de cisalhamento
G_0	Módulo de cisalhamento inicial ou elástico
$G_{máx}$	Módulo de cisalhamento máximo
Gp	Intercepto coesivo no espaço q:p
H	Espessura da camada de solo melhorado
H/D	Relação entre espessura da camada tratada e diâmetro da placa
H_0	Altura inicial da amostra
IP	Índice de plasticidade
K_0	Coefficiente de empuxo ao repouso
L	Distância entre os transdutores (na equação 3.1)
l	Comprimento da fibra
l/d	Fator de forma (relação entre o comprimento e o diâmetro da fibra)
L_1	Primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento
LEC	Linha do Estado Crítico
LIC	Linha Isotrópica de Compressão
LL	Limite de liquidez
L_n	Leitura em um instante n qualquer
L_{n-1}	Leitura imediatamente anterior à leitura L_n

LP	Limite de plasticidade
LVDT	Linearly variable differential transformer
M	Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
N	Volume específico ou intercepto da LIC para $p'=1\text{kPa}$, no plano $v:\ln p'$
N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga
n	Inclinação da reta dada pela equação 4.13
NBR	Norma Brasileira
p	$(\sigma_1+2\sigma_3)/3$
p'_c	Pressão crítica
p'_e	Pressão equivalente
p_a	Pressão atmosférica
p_{av}	Média de tensões aplicada pela placa
PET	Polietileno tereftalato
p_r	Pressão de referência
Q_{ult}	Capacidade de suporte do solo
q	Tensão desvio $(\sigma_1-\sigma_3)$
R_0	Razão de sobre adensamento
s	$(\sigma_1+\sigma_3)/2$
s_c, s_q, s_γ	Fatores de forma
t	$(\sigma_1-\sigma_3)/2$
t	Tempo de viagem da onda (na equação 3.1)
u	Poro-pressão
V_s	Velocidade da onda cisalhante

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Sendo o solo natural um material complexo e variável, é comum que este não preencha total ou parcialmente as exigências de projeto. 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 para constituir o solo de fundação em obras de engenharia.

As propriedades de um solo podem ser alteradas através de diferentes processos, entre os quais podemos citar a compactação mecânica, a estabilização por processos físico-químicos e o reforço de solos com a inclusão de elementos resistentes, como geotêxteis, fibras, grelhas, tiras.

A técnica do reforço através da inclusão de fibras tem sido desenvolvida para melhorar o desempenho de materiais suscetíveis a problemas causados pelo surgimento de fissuras, como, por exemplo, a perda da capacidade de suporte do solo, não somente na área geotécnica como em outras áreas da engenharia.

Embora a técnica de reforço seja utilizada há muito tempo pela humanidade com a utilização de fibras vegetais como elemento de reforço de solos, os recentes avanços na área de ciência e engenharia de materiais conduziram ao desenvolvimento de materiais mais resistentes e mais duráveis, como materiais poliméricos, por exemplo. Esforços têm sido feitos no sentido de desenvolver novos materiais que possuam características melhoradas, tais como boa trabalhabilidade, baixa condutividade hidráulica, estabilidade climática e capacidade de absorver recalques diferenciais.

A inclusão de fibras aos solos 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 (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Freitag, 1986; Maher & Gray, 1990; Fatani *et al.*, 1991; Maher & Ho, 1993; Santoni *et al.*, 2001; Zornberg, 2002).

Cabe destacar a experiência brasileira nessa área de solo reforçado (Silva *et al.*, 1995; Lima *et al.*, 1996; Bueno *et al.*, 1996; Teodoro & Bueno, 1998; Teodoro, 1999) e também a experiência acumulada pelo PPGEC/UFRGS (Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1997-b, 1998-a, 1999, 2002, 2003-a, 2003-b, 2003-c, 2004, 2005-a, 2005-b; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Montardo *et al.*, 2002; Homem, 2002; Heineck, 2002; Casagrande & Consoli, 2002, 2004; Casagrande *et al.*, 2002, 2004; Specht *et al.*, 2002; Heineck & Consoli, 2002, 2004; Donato, 2003; Donato *et al.*, 2002, 2004; Vendruscolo, 2003; Heineck *et al.*, 2003-a, 2003-b, 2005 e Santos, 2004).

A metodologia de reforço de solos com fibras nos moldes que se tem hoje começou a ser investigada há pouco mais de três décadas, enfocando o reforço de solos através de inclusões discretas e orientadas de fibras. Porém, com o passar do tempo, começou-se a investigar o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas. Este método tem demonstrado eficiência quando empregado tanto em solos cimentados como em solos não cimentados, devido à melhoria nas propriedades mecânicas que é capaz de conferir a estes materiais, principalmente os aumentos da resistência, da ductilidade e da tenacidade, e a diminuição da queda de resistência pós-pico.

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. 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.

Para que sejam concebidos novos materiais é relevante que se conheçam as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição, bem como suas possíveis combinações. O conhecimento do mecanismo de interação solo-fibra é de grande importância no entendimento da resposta da mistura no que tange ao seu comportamento mecânico. Este mecanismo depende de vários fatores relacionados com a matriz (solo, solo-

cimento ou solo-cal), como granulometria, índice de vazios e grau de cimentação, e com as fibras, como comprimento, espessura, rugosidade, módulo de elasticidade, capacidade de alongamento, entre outros fatores.

Neste contexto, o presente trabalho busca contribuir para uma melhor interpretação e compreensão do comportamento do solo reforçado com fibras de polipropileno, podendo potencializar o uso de misturas solo-fibra em obras de terra submetidas a grandes deformações, como em *liners* de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles, nos 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 principal desta pesquisa consiste em estudar o comportamento mecânico de solos reforçados com fibras de polipropileno submetidos a grandes deformações, que possuam características apropriadas para serem empregados em obras de terra, como por exemplo, *liners* de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles.

Este objetivo será alcançado através da avaliação do comportamento tensão-deformação e carga-recalque das misturas, estabelecendo padrões de comportamento que possam explicar a influência da adição de fibras, relacionando-a com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformação do solo.

A partir do objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- Estudar o comportamento tensão-deformação de um solo arenoso reforçado e não reforçado, através da realização de ensaios triaxiais drenados, com carregamento axial e taxa de deformação constante, submetidos a diferentes trajetórias de carregamento e até altos níveis de tensões confinantes (comportamento em compressão isotrópica), realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do *Imperial College* - Londres;

- Avaliar a influência da adição de fibras no ganho de resistência (em areia e bentonita) e principalmente avaliar até que nível de deformações as fibras ainda funcionam como reforço, através de ensaios de cisalhamento submetidos a altos níveis de deformação, concretizados no equipamento *ring shear*, também no laboratório do *Imperial College*;
- Avaliar os efeitos do comprimento, porcentagem, diâmetro e aspectos relativos ao alongamento e ruptura das fibras após serem submetidas a grandes deformações, e os efeitos da tensão de confinamento, granulometria do solo e densidade relativa das misturas, nas propriedades mecânicas do material reforçado;
- Verificar a influência da adição de fibras e da densidade (diferentes valores de índice de vazios inicial) no comportamento carga-recalque de camadas compactadas com solo arenoso reforçado, quando submetidas a carregamentos de compressão, através de provas de carga em placa circular.

1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Para uma melhor compreensão do presente trabalho, alguns conceitos são apresentados a seguir:

- Material compósito é aquele originado da combinação de dois ou mais materiais que apresentam propriedades que não são encontradas nos materiais que lhe deram origem;
- Material compósito fibroso é aquele compósito em que um dos materiais constituintes tem a forma de fibra (filamentos em que uma das dimensões é muito superior às outras duas);
- Os termos solo e fibras são referidos de forma genérica pelos termos matriz e reforço, respectivamente, nomenclatura usual na ciência dos materiais. A matriz ocupa a maior parte do volume total do compósito.

A seguir é apresentada uma breve revisão da terminologia utilizada neste trabalho, que foi descrita por Been *et al.* (1991) para solos arenosos:

- Estado: o estado de um solo é a descrição das condições físicas sob as quais ele existe. Índice de vazios e tensões são as variáveis primárias de estado para solos. Estrutura é uma variável de estado importante, enquanto que temperatura, por exemplo, é de menor importância;
- Propriedades intrínsecas do material: podem ser definidas unicamente e são independentes do estado do solo. Como exemplo pode-se citar a granulometria, mineralogia, forma do grão, ângulo de atrito mineral/mineral (ϕ'_m) e peso específico real dos grãos;
- Propriedades comportamentais: são medidas em ensaios específicos e dependem do tipo de ensaio, estado inicial e propriedades intrínsecas do solo. Incluem ângulo de atrito de pico, dilatância, poro-pressões na ruptura e resistência não drenada.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho está dividido em sete 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.

Os resultados e análises do comportamento mecânico dos materiais estão divididos em três capítulos, como detalhado a seguir:

O Capítulo 4 consiste na apresentação e análise dos ensaios triaxiais, considerando aspectos referentes à deformabilidade, dilatância e resistência ao cisalhamento dos materiais estudados, bem como ensaios de compressão isotrópica que tiveram como objetivo a identificação da Linha Isotrópica de Consolidação, executados conforme o planejamento experimental.

O Capítulo 5 apresenta os resultados e análises dos ensaios de cisalhamento realizados no equipamento de *ring shear*, que possibilitaram a avaliação do comportamento das misturas

de solo-fibra em dois materiais distintos, até altíssimos níveis de deformação cisalhante, avaliando também aspectos relacionados ao comportamento das fibras, em alongamento e ruptura das mesmas, contribuindo para uma melhor compreensão do mecanismo solo-fibra.

No Capítulo 6 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 7, onde se encontram também as sugestões para futuros trabalhos.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No decorrer deste Capítulo é apresentada uma revisão da literatura sobre a técnica do reforço de solos com fibras, suas definições e propriedades gerais. Um breve histórico dos primeiros trabalhos documentados sobre a utilização de fibras em solos é relatado e em seguida é apresentada uma revisão sobre as definições e propriedades gerais relacionadas com a melhoria e o reforço de solos, assim como dos materiais compósitos fibrosos. Aspectos técnicos sobre os mecanismos de interação entre solo e reforço e as alterações do comportamento dos solos causadas pela adição de fibras também são abordados.

Na seqüência é apresentada uma breve revisão sobre Teoria do Estado Crítico (através dos conceitos da mecânica dos solos clássica), que é utilizada como referência para a compreensão do comportamento do material em questão em ensaios triaxiais e isotrópicos.

Posteriormente apresenta-se uma revisão do comportamento de solos a grandes deslocamentos, com o objetivo de embasar a análise dos resultados obtidos nos ensaios de *ring shear*. Finalmente, são abordados estudos experimentais e generalidades sobre ensaios de prova de carga em placa.

Com base na literatura nacional e internacional procurou-se citar toda a informação disponível até o momento sobre os assuntos em questão.

2.2 SOLOS REFORÇADOS

2.2.1 Histórico, Melhoria, Estabilização e Reforço de Solos

O reforço de solos com fibras é uma técnica há muito conhecida e empregada pela humanidade. Na Antigüidade, hastes de bambu e junco eram empregadas no reforço de tijolos de barro e solos granulares para auxiliar na construção de diversas obras de terra. A pirâmide de Ziggurat e a torre de Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C.), existentes ainda hoje, foram construídas empregando-se camadas intercaladas de solo e mantas de raízes. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, através do emprego de lã de lhama como reforço, as quais existem até os dias atuais (Palmeira, 1992). Há vestígios da utilização de palha em tijolos de argila, citados no Êxodo (Illston, 1994). São também conhecidas 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.

Uma das aplicações que mais se aproxima de um geossintético dos dias atuais foi a utilização de mantas de algodão pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul – EUA, em 1926. Solos reforçados começaram a ser empregados quando Vidal (1969) patenteou a técnica denominada “Terra Armada”, onde o reforço de solo era conseguido através da introdução de tiras metálicas conectadas a painéis de concreto que constituíam a face do maciço.

Entretanto, a técnica do reforço de solos com fibras, nos moldes que se tem hoje, passou a ser investigada há pouco mais de três décadas. A técnica inicialmente desenvolvida enfocava o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas dentro de uma massa de solo, onde se procurava avaliar o efeito de raízes de plantas na resistência ao cisalhamento dos solos e na estabilidade de taludes (Gray & Ohashi, 1983).

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

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

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

A utilização de geossintéticos no Brasil data do final dos anos 70 e início dos anos 80, com obras não só envolvendo aplicações em drenagem e filtração, mas também no reforço de solos. Apesar do substancial crescimento do interesse em geossintéticos no país nos últimos anos, este ainda pode ser considerado tímido. Para Palmeira (1992) o desenvolvimento da pesquisa sobre geossintéticos tem contribuído para a utilização destes materiais na geotecnia.

Palmeira (1995) aborda os tipos de geossintéticos disponíveis, sendo estes classificados em geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras, e geocompostos. Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente, e utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração, e proteção. As geogrelhas são grelhas plásticas utilizadas como elementos de reforço. As geomalhas são estruturas planas com elevado volume de

vazios para utilização como meio drenante. As geomembranas constituem elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em obras de engenharia civil. Geocomposto foi um termo criado para denominar o material originado da combinação de dois ou mais geossintéticos.

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

2.2.2 Materiais Compósitos Cimentados Reforçados com Fibras

Um grande número de novos materiais tem sido desenvolvido atualmente, geralmente baseado em materiais tradicionais, mas incorporando de alguma forma elementos de reforço. Para tanto é necessário que se conheçam as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição e como eles podem ser combinados. Neste contexto, é importante lembrar que este item visa mostrar a influência da inclusão de fibras no comportamento mecânico de compósitos cimentados somente para uma melhor abrangência e entendimento do comportamento das fibras como material de reforço, já que a estabilização com agente cimentante não faz parte dos objetivos almejados nesta pesquisa, que visa uma melhor compreensão do comportamento solo-fibra, como citado no capítulo anterior.

Higgins (1994) classifica os materiais compósitos em dois grandes grupos: os materiais compósitos particulados, quando é adicionado à matriz algum material em forma de partícula, e os materiais compósitos fibrosos, os quais são considerados mais importantes pelo autor e que serão enfatizados nesse trabalho, pois as fibras atuam controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz.

Para Taylor (1994), Illston (1994) e Hannant (1994) é consenso que o maior potencial dos materiais compósitos fibrosos está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material, aumentando assim a sua capacidade de absorção de energia. Isto se deve ao fato de que a deformação necessária para causar fissuras numa matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras, nas quais pouco ou nenhum aumento de tensão de fissuração é esperado. 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 partes.

Segundo Johnston (1994), as fibras em uma matriz cimentada podem em geral ter dois efeitos importantes. Primeiro, elas tendem a reforçar o compósito sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração, isto é, tração indireta, flexão, e cisalhamento, e, secundariamente, melhoram a ductilidade e a tenacidade de uma matriz com características frágeis.

As fibras não impedem a formação de fissuras no compósito, mas são capazes de aumentar a resistência à tração pelo controle da propagação das fissuras (Taylor, 1994). Hannant (1994) acredita que as fibras mantêm as interfaces das fissuras juntas, beneficiando as propriedades mecânicas no estado pós-fissuração, ou seja, aumentando a ductilidade. As fibras que “atravessam” as fissuras contribuem para os aumentos da resistência, da deformação de ruptura e da tenacidade dos compósitos.

O desempenho dos compósitos reforçados com fibras é controlado principalmente pelo teor e pelo comprimento da fibra, pelas propriedades físicas da fibra e da matriz e pela aderência entre as duas fases (Hannant, 1994). Johnston (1994) acrescenta o efeito da orientação e distribuição da fibra na matriz. A orientação de uma fibra relativa ao plano de ruptura, ou fissura, influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas. Uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular tem efeito máximo.

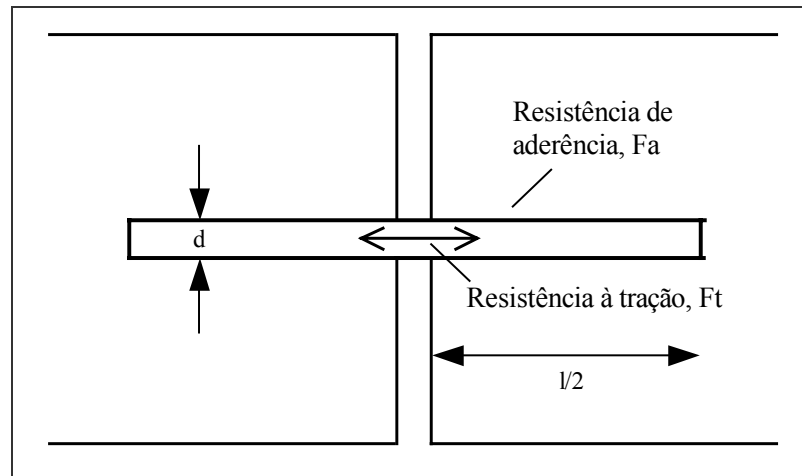
Os principais parâmetros relacionados ao desempenho dos materiais compósitos cimentados reforçados com fibras são apresentados por Taylor (1994), assumindo que as variações das propriedades descritas abaixo são atingidas independentemente:

- Teor de fibra: um alto teor de fibras confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura;

- Módulo de elasticidade da fibra: um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra, quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras;
- Aderência entre a fibra e a matriz: as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito;
- Resistência da fibra: aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz;
- Comprimento da fibra: quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade delas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão trativa igual à sua resistência à tração.

Illston (1994) e Taylor (1994) apresentam um equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito, como demonstra a Figura 2.1 a seguir.

Torna-se evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro desta. A relação l/d (comprimento/diâmetro) ou fator de forma, como é conhecido, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra (F_f) e a resistência da aderência fibra/matriz (F_a). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, fibra de aço, então, ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas.



$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{l}{2} \cdot F_a \quad (2.1)$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a} \quad (2.2)$$

Figura 2.1: Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994)

2.2.3 Tipos de Fibras Empregadas como Reforço

Existe uma ampla variedade de fibras utilizadas em compósitos fibrosos. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez irão afetar o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação.

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

Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam

fibras com módulo muito elevado, como fibras de aço (Taylor, 1994). Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

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

2.2.3.1 Fibras Naturais

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

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

2.2.3.2 Fibras Poliméricas

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

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

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

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

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

minerais e óleos de cozinha, entre outros. Sua produção e consumo vem aumentando muito rapidamente nos últimos anos. Somente no ano de 1996 no Brasil foram consumidas 150 mil toneladas de PET, o que representa um grande problema ambiental, pois estima-se que somente 7% deste material é reciclado (revista Amanhã, junho de 1997);

- Fibras de Poliamida (Kevlar): polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto, se estas moléculas forem esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (Taylor, 1994). A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000 MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64 GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300 GPa (Hollaway, 1994).

2.2.3.3 Fibras Minerais

Dentre as fibras minerais podemos citar as de carbono, vidro e amianto, apresentadas a seguir:

- Fibras de Carbono: baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza destas, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420 GPa. Características que tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras (Taylor, 1994).
- Fibras de Vidro: as fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, isto é, fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 μm (Taylor, 1994). Cerca de 99% das fibras de vidro são produzidas a partir do vidro tipo E, que é susceptível ao ataque dos álcalis.
- Fibras de Amianto: as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000 MPa e módulo de elasticidade em torno de 160 GPa, e apresentam uma ótima aderência

com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μm (Taylor, 1994). Esta fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Em função disso sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

2.2.3.4 Fibras Metálicas

As fibras de aço conduziram a um número considerável de pesquisas como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil apresentam fator de forma na faixa de 30 a 50, comprimento variando de 0,1 a 7,62 cm e diâmetro entre 0,13 e 0,9 mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à sua ruptura.

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1100 MPa e o módulo de elasticidade é de 200 GPa. Este tipo de fibra tem uma grande variedade de formatos para aumentar a resistência ao arrancamento. Dependendo do meio a que estão inseridas, podem apresentar problemas de corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (Taylor, 1994). Seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz (Hannant, 1994).

2.2.4 Mecanismos de Interação Solo-Fibra – Estudos Experimentais

Como grande parte dos autores concentraram seus esforços em comparar o comportamento de solos reforçados com o de solos não reforçados através dos respectivos parâmetros de resistência ou deformabilidade, têm-se analisado principalmente as conseqüências em detrimento das causas. Pretende-se, então, na presente revisão, focalizar e identificar as causas, ou seja, os mecanismos que regem o comportamento do material compósito, sem desprezar as conseqüências, pois elas nos permitem identificar quando ocorrem mudanças nos mecanismos.

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. Conhecendo-se as mudanças na estrutura do material reforçado com fibras em relação ao solo sem fibras teremos base para avaliarmos até que ponto o comportamento mecânico dos solos reforçados pode ser explicado pelas mudanças nos parâmetros usuais empregados para solos não reforçados.

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

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 sollicitação ao qual o material está sendo submetido.

Procurando compreender um pouco mais sobre este processo, os autores citados estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada. Conforme a Figura 2.2, em sistemas de estacas podemos ter estacas comprimidas ou tracionadas, dependendo das forças externas aplicadas a estas. As estacas, por sua vez, induzem deformações à massa de solo. Já no sistema de solo reforçado ocorre o contrário, carregamentos externos de compressão ou alívio de tensões agem na massa de solo provocando deformações internas que acabam por transferir esforços para os elementos de reforço. Porém, as deformações internas do solo envolvidas nestas condições não são analogamente correspondentes às envolvidas no sistema de estacas.

Os mesmos autores observam que, para obtermos o máximo benefício das inclusões, estas devem estar dispostas na direção das deformações principais dentro da massa de solo e que a adesão entre solo e reforço e as características de deformação e resistência são

parâmetros muito importantes na definição do comportamento do material compósito. Ao serem submetidas a esforços de tração, as fibras transferem esforços para o solo, provocando uma redistribuição de tensões e, portanto, de deformações no interior do solo.

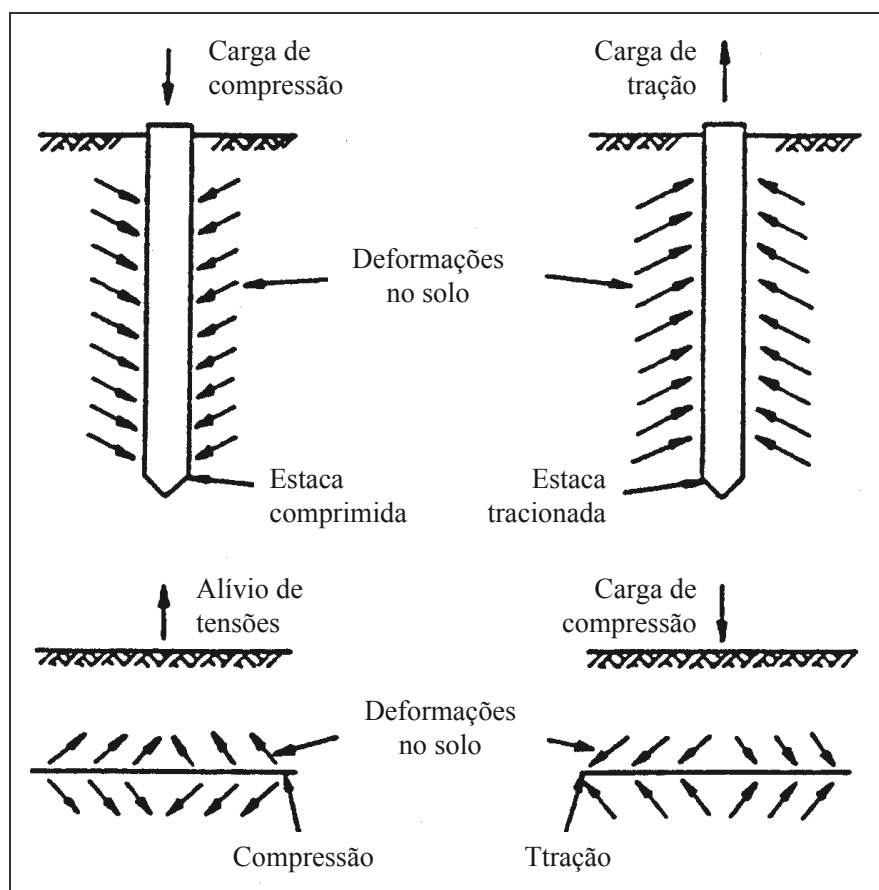


Figura 2.2: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown *et al.*, 1978)

Para reforços inextensíveis (quando apresentam deformações de ruptura menores que a máxima deformação de tração do solo sem inclusões) tal efeito se dá até a ruptura dos mesmos, momento a partir do qual o comportamento volta gradualmente ao do solo não reforçado. Para reforços extensíveis (quando apresentam deformações de ruptura maiores que a máxima deformação de tração do solo não reforçado), tal efeito se faz presente praticamente ao longo de toda a curva tensão x deformação, para níveis de deformação menores e maiores que a deformação de pico do solo não reforçado. Com base nas considerações obtidas a partir da analogia com uma estaca cravada e em alguns resultados experimentais, os autores postularam que, para areias reforçadas, assumindo não haver deslizamento entre solo e reforço, os efeitos do reforço constituirão num aumento da capacidade de suporte ou numa redução das deformações do sistema em relação ao solo sem reforço.

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

A orientação das fibras com relação à superfície de cisalhamento também é considerada no modelo. Na Figura 2.3 são apresentados resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados pelos autores mencionados anteriormente. Como se pode observar, a inclinação de 60° em relação ao plano de ruptura representa a maior contribuição em termos de resistência e a inclinação de 120° representa a redução da resistência ao cisalhamento.

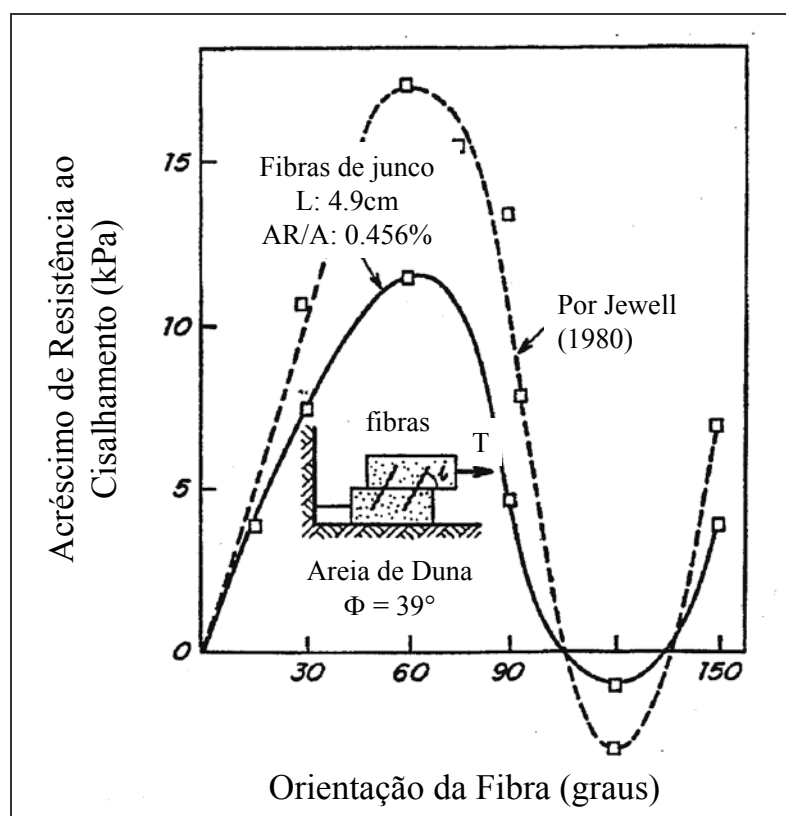


Figura 2.3: Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Ohashi, 1983)

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

McGown *et al.* (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. A adição do reforço aumentou de forma considerável a resistência do solo obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida. O intertravamento entre o solo e o reforço alterou os parâmetros de resistência e de deformabilidade, sendo mais pronunciado para teores maiores de reforço.

Gray & Maher (1989) salientam que uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. O mesmo pode-se dizer para o processo de compactação. Uma das principais vantagens de fibras distribuídas aleatoriamente é a manutenção da resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. Neste trabalho foi analisada a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica, onde o aumento da relação l/d resulta na redução desta tensão de confinamento crítica e torna mais efetivo a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento, porém, o crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de fibra é observado até um certo limite.

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

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

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

Após um amplo programa experimental, os mesmos autores citados concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (gradação, 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, por outro lado, há um acréscimo da resistência com o aumento do coeficiente de uniformidade da areia, do teor de fibras, do módulo das fibras e da relação l/d . O modelo proposto pelos autores para prever o comportamento do solo reforçado com fibras é baseado num modelo aplicado a concreto reforçado com fibras. Em geral, há um razoável ajuste entre os valores experimentais e os previstos pelo modelo. Entretanto, ainda há a necessidade de um melhor refinamento do modelo, principalmente em relação à estimativa da espessura da zona de cisalhamento. Concordando, Gray & Al-Refeai (1986) concluíram que quanto menor a rugosidade superficial das fibras maior é a tensão de confinamento crítica. Da mesma forma, Gray & Ohashi (1983) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão

crítica. Ranjan *et al.* (1996) observam ainda que a tensão crítica diminui com o aumento do fator de forma.

Fatani *et al.* (1991) realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar o comportamento de uma areia siltosa reforçada. Os elementos de reforço consistiam de fibras metálicas flexíveis, semi-rígidas e rígidas. A influência da orientação das fibras segundo o plano de cisalhamento foi investigada. Reforços posicionados a 90° em relação ao plano de cisalhamento e distribuídos aleatoriamente são mais efetivos no aumento da resistência.

Maher & Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Ensaio triaxiais foram executados sob carregamento estático e cíclico. A resistência à tração do material cimentado reforçado também foi avaliada pelo método brasileiro (ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral). A inclusão das 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; aumentou o índice de fragilidade, porém, houve uma redução com o acréscimo da tensão de confinamento; aumentou a capacidade de absorção de energia; aumentou o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno; e aumentou significativamente a resistência à tração da areia cimentada. 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.

As propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher & Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, compressão diametral, flexão e condutividade hidráulica. Foram utilizadas fibras de polipropileno, vidro e celulose. Observou-se que a inclusão aleatória das fibras aumentou significativamente a resistência e a ductilidade do compósito, sendo este aumento mais pronunciado para baixos teores de umidade. Para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes na superfície de ruptura contribuindo para o aumento da resistência. Porém, após a ruptura, as fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente, o que denota a importância de fibras mais longas quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia. A adição de reforços fibrosos aumentou a permeabilidade da argila estudada, sendo mais pronunciada para maiores teores de fibra.

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

Ranjan & Charan (1996) realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente para estudar a influência das características das fibras (teor, relação l/d , superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento. Baseados nos resultados obtidos os autores constataram a existência da tensão confinante crítica e que, aumentando a relação l/d , a tensão confinante crítica reduz de valor, ou seja, as fibras serão suscetíveis ao arrancamento somente em um intervalo pequeno de tensão de confinamento.

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

Preocupados com a quantidade de resíduos plásticos e a necessidade de fazer uso deles, Omine *et al.* (1996) investigaram as propriedades mecânicas de um solo argiloso cimentado reforçado com pedaços de plástico e com pedaços de garrafas PET por meio de ensaios de compressão não confinada. Foi avaliado basicamente o efeito da esbeltez dos

pedaços de plásticos e o efeito do teor de cimento. Os autores concluíram que a adição de pedaços de plásticos aumenta a resistência à compressão não-confinada, sendo este aumento mais pronunciado para pedaços de plásticos mais esbeltos. Porém, para maiores teores de cimento, a adição do reforço reduziu a resistência. Os resultados dos ensaios obtidos por Li & Mitchell (1988) mostraram que o reforço em formato de malha (fibras poliméricas) e com ancoragens (fibras metálicas) apresentam os melhores resultados, dobrando a resistência ao cisalhamento quando compara-se uma areia fracamente cimentada (3% de cimento) com e sem reforço. De maneira geral, todas as inclusões aumentaram a ductilidade do material permitindo uma maior absorção de energia.

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

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

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.

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.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada (formada por pequenos filamentos unidos), sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob condições de 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 vida de 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.

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

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

Zornberg (2002) propôs uma metodologia para analisar o equilíbrio limite de solos reforçados através de uma caracterização estrutural independente, do solo e das fibras,

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

O comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulicas, foi analisado por Heineck (2002). Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e bentonita foram adicionadas a amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim. Uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica indicou a utilização do material compósito (caulim e fibras) como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos. Prosseguindo o estudo, Heineck *et al.* (2003-a) e Heineck *et al.* (2005) avaliaram a contribuição de fibras para grandes deformações de cisalhamento (ensaios de *ring shear*), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a 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 250 mm e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

O estudo realizado por Donato (2003) seguido por Donato *et al.* (2002 e 2004) teve como propósito avaliar o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e triaxial pode-se observar que as fibras provocam uma queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material

reforçado, bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz. Além disso, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

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

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

Santos (2004) desenvolveu um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e avaliou o comportamento, sobre a trajetória de tensões K_0 , de uma areia e de misturas de areia-fibra, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos. Os resultados mostraram que: (1) a inclusão de fibras torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões e que a variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior for o comprimento destas; (2) a tensão lateral diminui com a inclusão de fibras, sendo esta redução cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais e proporcional ao

comprimento das fibras; (3) a presença de fibras modifica o comportamento tensão-deformação no carregamento principalmente nas tensões iniciais e praticamente mantém a mesma forma da curva da areia sem fibras nas tensões maiores e no descarregamento e (4) os valores de K_0 diminuem com a inclusão de fibras e com o aumento do comprimento das mesmas para todos os níveis de tensão tanto no carregamento quanto no descarregamento, mantendo-se praticamente constantes no carregamento e crescendo no descarregamento.

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

- Teor de fibra: quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001; Vendruscolo, 2003); o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher & Ho, 1993); a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002).
- Comprimento da fibra: quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni *et al.*, 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003); o aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade e aumento da capacidade de absorção de energia (Crockford *et al.*, 1993; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2001); o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994).
- Orientação das fibras: os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997; Fatani *et al.*, 1991); fibras distribuídas aleatoriamente mantém a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray & Al-Refeai, 1986; Gray & Maher, 1989).

- Rugosidade: as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).
- Módulo de elasticidade da fibra: fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray & Ohashi, 1983; Specht, 2000); fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas (Shewbridge & Sitar, 1990).
- Tensão confinante: foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra como fator de forma das fibras (l/d), coeficiente de uniformidade e forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).
- Modo de carregamento: o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras (Maher & Ho, 1993; Crockford *et al.*, 1993; Specht, 2000).

2.2.5 Alterações na Propriedade dos Solos pela Inclusão de Fibras

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

2.2.5.1 Compactação

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho com areia. Observou que as fibras conferem uma certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para as mesmas energias de compactação, sendo este aumento linear em relação à quantidade de fibra e

independente do tipo de compactação empregada. Resultados de ensaios empregando-se dois tipos de reforços diferentes sugeriram ainda que a influência na compactação é comandada pela interação entre solo e reforço, atentando para aspectos como a granulometria do solo, forma das partículas, textura e área superficial do reforço.

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

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

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

2.2.5.2 Resistência ao Cisalhamento de Pico

Em geral, as fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à ruptura do compósito. Este fato leva a um aumento nas áreas sob as curvas tensão x deformação. Esta propriedade é comumente referida como tenacidade, e representa o trabalho da fratura ou a capacidade de absorção de energia do compósito.

2.2.5.2.1 Materiais Argilosos

Segundo Maher & Ho (1994) a inclusão de fibras tem uma influência significativa nas propriedades mecânicas de argilas cauliníticas. Através de uma série de ensaios de compressão não confinada e diametral, os autores observaram um aumento do pico de resistência à compressão e à tração, assim como o aumento da ductilidade do material. Os mesmos autores constataram que o aumento da quantidade de fibras aumenta a resistência à tração e à compressão, porém, o aumento do comprimento das fibras diminui a contribuição

destas para a resistência, tanto à compressão como à tração. A umidade do solo no momento da compactação também afeta essas relações, sendo elas mais expressivas para menores umidades, como foi observado por Andersland & Kattak (1979) e por Nataraj *et al.* (1996).

Al Wahab & Al-Qurna (1995), estudando uma argila siltosa e buscando maximizar os benefícios em termos de resistência, trabalhabilidade e homogeneidade, estabeleceram uma quantidade ótima de fibra, correspondente ao ponto de maior taxa de acréscimo de resistência não confinada com a adição de fibras. O teor ótimo de fibras reportado pelos autores é de 1%. Para altas quantidades de argila ou solos expansivos, Al Wahab & El-Kedrah (1995), citado pelos autores, observaram um teor ótimo de 0,2% de fibras.

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

Com relação a solos argilosos estabilizados com cimento e reforçados com fibras, Omine *et al.* (1996) fizeram algumas considerações baseadas em ensaios de compressão não confinada. Eles afirmaram que a adição de fibras pode aumentar ou reduzir a resistência de pico, de acordo com a quantidade de cimento acrescida ao solo, ou em outras palavras, de acordo com a menor ou maior rigidez da matriz, respectivamente. Sendo este efeito mais pronunciado com o aumento da quantidade de fibras. Os mesmos autores observaram também que quanto maior a esbeltez da fibra, isto é, quanto maior o fator de forma, maior é o acréscimo de resistência, fato este observado por Consoli *et al.* (1997-b) para um solo arenoso.

Resultados apresentados por Lima *et al.* (1996) para um solo silto-argiloso estabilizado com cal indicaram um aumento da relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão com a adição de fibras. Os autores observaram também, através de ensaios triaxiais, um aumento do ângulo de atrito com a inclusão das fibras, porém sem uma tendência definida com relação ao aumento da quantidade de fibras. Com relação à coesão, houve um aumento com a adição do reforço para a matriz com teor de 4% de cal e houve um decréscimo para o caso da matriz com 8% de cal.

Com relação à coesão se chegou a um consenso de que esta é acrescida pela inclusão de fibras (e. g. Bueno *et al.*, 1996; Nataraj *et al.*, 1996; Teodoro, 1999; Heineck, 2002). Tal efeito não foi analisado por Andersland & Kattak (1979), que observaram ainda uma grande taxa de acréscimo de resistência com a deformação, mesmo para níveis elevados de deformação axial (20%). Comportamento semelhante também foi observado por Feuerharmel (2000).

Análises baseadas em ensaios triaxiais revelaram um acréscimo no ângulo de atrito com a adição do reforço, sendo este maior quanto maior for a quantidade de fibras, conforme resultados de Andersland & Kattak (1979), Al Wahab & El-Kedrah (1995), Teodoro (1999) e Heineck (2002).

2.2.5.2.2 *Materiais Granulares*

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

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

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

Montardo (1999) relatou o aumento do ângulo de atrito interno de uma areia uniforme com e sem cimentação artificial, reforçada com diferentes tipos de fibras. Com relação ao

intercepto coesivo, o autor somente encontrou um aumento para a areia não cimentada reforçada com fibras de polipropileno.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com o aumento do teor de fibras também foi relatado por diversos pesquisadores (Hoare, 1979; Gray & Ohashi, 1983; Bueno *et al.*, 1996; Nataraj *et al.*, 1996; Stauffer & Holtz, 1996). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram somente o aumento da parcela coesiva de uma areia siltosa reforçada, sem alterações significativas no ângulo de atrito. Por outro lado, Heineck (2002) constatou uma bi-linearidade na envoltória de ruptura de uma areia siltosa reforçada com fibras. A parte inicial da envoltória possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito que supera o dobro do valor correspondente ao solo sem reforço. Já na segunda parte da envoltória, acima da tensão confinante crítica, o ângulo de atrito é semelhante ao do solo sem reforço, entretanto, houve um acréscimo razoável do intercepto coesivo.

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

Montardo (1999) e Consoli *et al.* (2002-b) constataram o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Resultados semelhantes também foram obtidos por Heineck (2002) para uma areia reforçada com fibras. Não foi constatada pelos autores a existência de uma tensão de confinamento crítica para estes materiais. Para Specht *et al.* (2002), a alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço. Os autores 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 da areia siltosa cimentada reforçada com as fibras mais rígidas.

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 & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Stauffer & Holtz, 1996;

Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi; 2001). Gray & 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.

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

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

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.

2.2.5.3 Resistência ao Cisalhamento Pós-Pico

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

2.2.5.4 Deformabilidade

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

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

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

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

Resultados de módulo de resiliência realizados por Donato (2004) permitiram verificar a grande importância da inclusão de fibras sobre a deformabilidade resiliente, onde o módulo é reduzido em 65%.

2.2.5.5 Modo de Ruptura

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

O modo de ruptura de areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel & Gourc (1997) em um ensaio biaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da banda de cisalhamento, porém, modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da banda de cisalhamento, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo

reforço. O desenvolvimento da banda também é diferente, pois após um nível de deformações limite, elas se tornam menos ativas com o aumento das deformações. Mas por outro lado, na medida em que as deformações progredem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

Montardo (1999) concluiu que a inclusão de fibras de polipropileno no compósito de matriz cimentada altera significativamente o seu modo de ruptura. Com a inclusão das fibras o comportamento do material na ruptura, que era frágil, torna-se dúctil. Estas constatações resultaram da análise dos índices de fragilidade e da verificação visual da ausência ou presença de planos de ruptura nos corpos de prova rompidos. Concluiu ainda que a inclusão de fibras PET reduziu sensivelmente o índice de fragilidade da matriz cimentada, mas não foi suficiente para expressar uma modificação no modo de ruptura da matriz cimentada, e que a inclusão de fibras de vidro não modificou o modo de ruptura do material.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas (uma em forma de filamentos e outra fibrilada – tipo *mesh*) num solo artificialmente cimentado e observou que com a inclusão de fibras mais alongáveis (em forma de filamento) o comportamento do material, que era frágil, torna-se dúctil. Sendo que para as fibras mais rígidas (tipo *mesh*) não se expressa uma modificação no modo de ruptura do material.

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

Uma mudança significativa quanto ao modo de ruptura foi verificado por Donato *et al.* (2004), onde todas as amostras cimentadas não reforçadas estudadas exibiram um comportamento frágil na ruptura, enquanto que as amostras reforçadas com 0,5% de fibras de polipropileno apresentaram uma fragilidade menos pronunciada, mudando o comportamento de frágil para dúctil.

2.2.5.6 Variação Volumétrica

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

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

2.2.5.7 Rigidez Inicial

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

Portanto, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial. Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo. Estudos realizados pelo autor em argila e areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno indicaram grande redução do módulo, enquanto que, os resultados de ensaios realizados em areia reforçada mostraram pequenas alterações no módulo. Entretanto, considerando misturas cimentadas reforçadas com fibras, as reduções do módulo foram bastante acentuadas para os três solos analisados. Os resultados de ensaios dinâmicos utilizando *bender elements* realizados por Heineck (2002) não indicaram alteração do G_0 do solo arenoso quando da inclusão das fibras.

2.2.5.8 Condutividade Hidráulica e Outras Propriedades

O aumento da condutividade hidráulica devido à adição de fibras em solos argilosos é relatado por vários autores. Maher & Ho (1994) observam um aumento na permeabilidade, sendo maior esse aumento quanto maior a quantidade de fibras, para 4% de fibra (polipropileno e vidro). Já Al Wahab & El-Kedrah (1995) observam um aumento da condutividade hidráulica em mais de uma ordem de grandeza para 2% de fibra (polipropileno).

Al Wahab & El-Kedrah (1995) observaram também a redução do potencial de retração e inchamento em torno de 30 a 35% com a adição de fibras, sendo este efeito mais pronunciado no ramo seco da curva de compactação e menos pronunciado no ramo úmido.

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

Feuerharmel (2000) observa que são obtidos valores de condutividade hidráulica bem mais elevados no momento em que são adicionados fibras e cimento ao material argiloso, pois com a floculação das partículas de argila, estas, que antes aderiam às fibras, passam a se aglomerar ao redor de partículas de cimento, propiciando a segregação das fibras.

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

2.3 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Os comportamentos do solo e do solo reforçado serão analisado nesta pesquisa através dos conceitos da mecânica dos solos clássica, desenvolvidos à luz da Teoria do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978). Para tanto, é apresentada uma breve revisão desta teoria, baseando-se em Atkinson & Bransby (1978) e Atkinson (1993).

2.3.1 Conceitos Fundamentais

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 & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978) de *estado crítico*, que pode ser matematicamente expresso por:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (2.3)$$

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 $\nu : \ln p'$, onde p' representa a tensão efetiva média e ν 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 ν , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (2.4)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.5)$$

$$\nu = 1 + e \quad (2.6)$$

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 Isotrópica de Consolidação (LIC)*, e pode ser expressa por:

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

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

$$v = v_{\kappa} - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.8)$$

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 LIC definida pelos mesmos.

A partir das equações 2.7 e 2.8, 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 LIC. Portanto, a LIC representa um estado limite entre estados possíveis, à esquerda, e impossíveis, à direita da LIC.

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

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.9)$$

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 LIC. A projeção da LEC

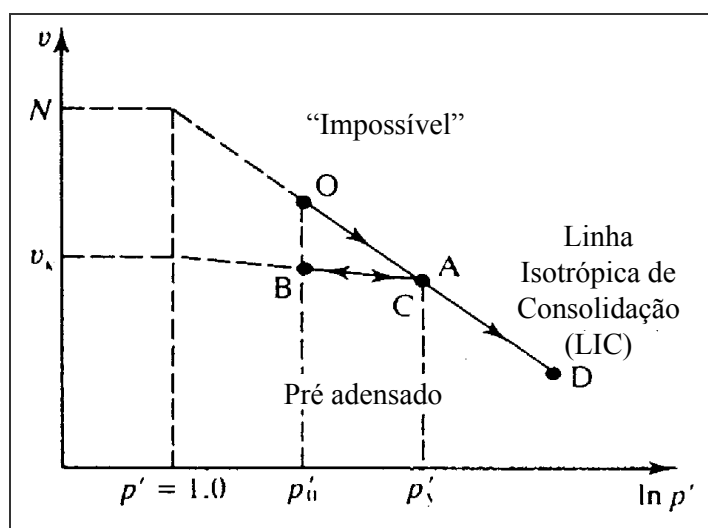
no plano $q : p'$ é uma reta descrita pela equação 2.10, onde M é o seu gradiente e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico, ϕ'_c .

$$q = Mp' \quad (2.10)$$

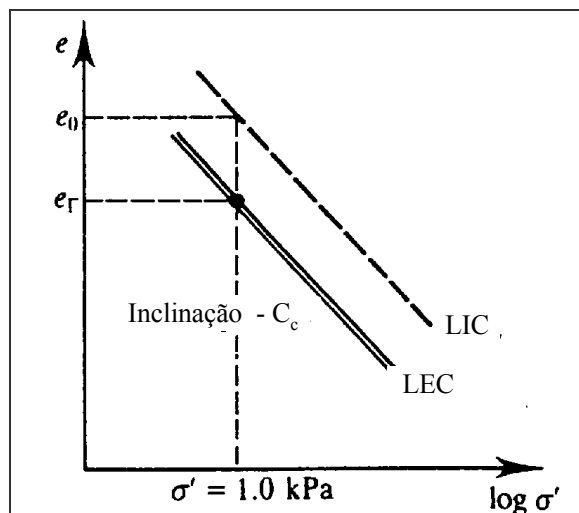
Para compressão triaxial, a expressão de M é dada pela equação:

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.11)$$

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.



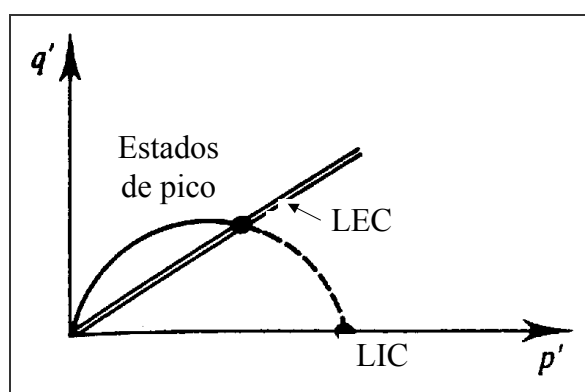
(a)



(b)

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

Segundo o que foi discutido anteriormente, a LIC 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.



(a)

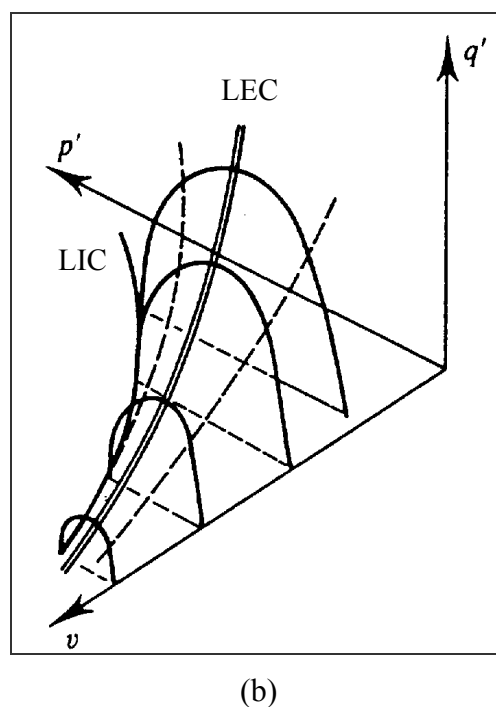


Figura 2.5: (a) Representação da envoltória de pico e (b) da Superfície Limite de Estado. (Atkinson, 1993)

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 LIC 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 de 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

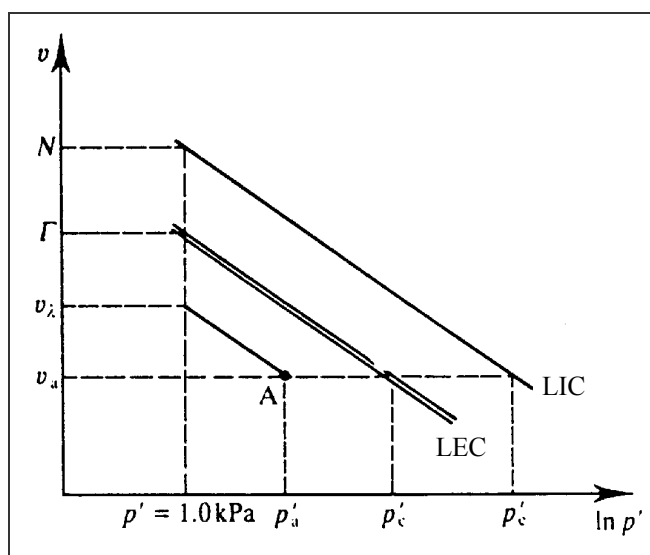
forma, é possível que se utilize o recurso de normalização com relação a uma tensão equivalente com o objetivo de adimensionalizar q e p' .

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 LIC e na LEC correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

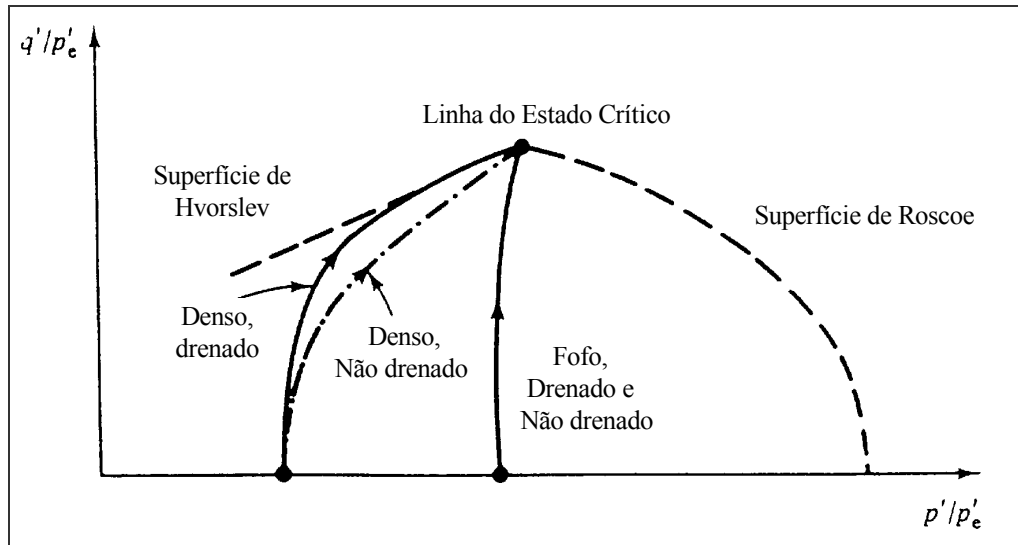
A tensão equivalente sobre a LIC pode ser calculada durante o ensaio pela expressão:

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \quad (2.12)$$

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 LIC e pela LEC no espaço $q : p' : v$. 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 $q : p' : v$.



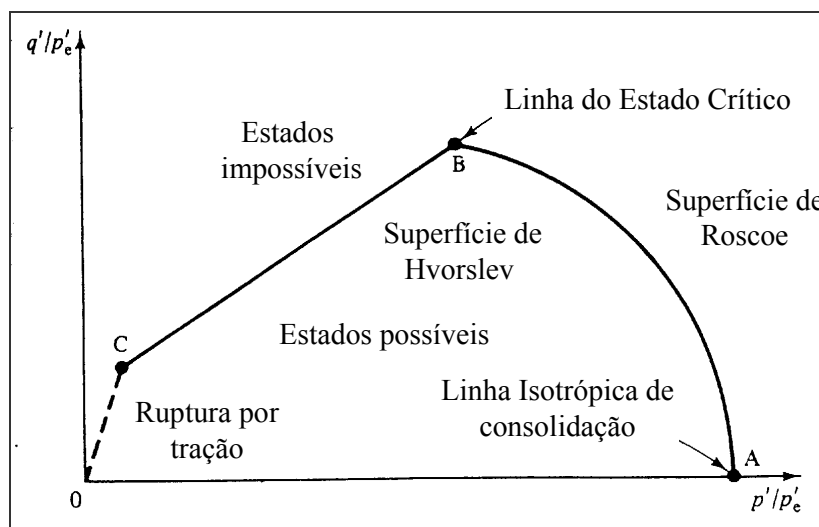
(a)



(b)

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 & Bransby, 1978)

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 $q : p' : v$. No plano normalizado, a LIC 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 LIC para a aplicação da Teoria do Estado Crítico.



(a)

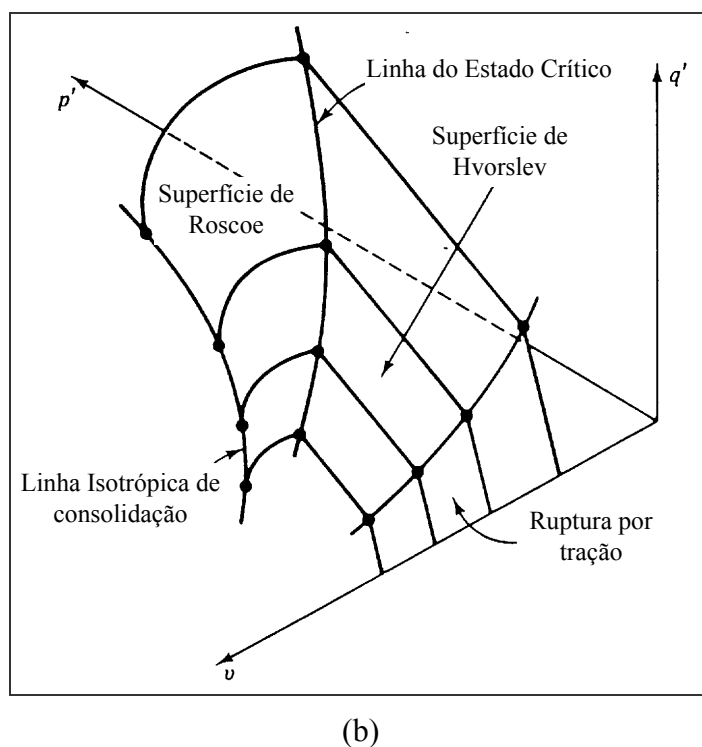


Figura 2.7: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço $q : p' : v$. (Atkinson & Bransby, 1978)

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

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (2.13)$$

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 $q/p'=M$. Conseqüentemente, 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.

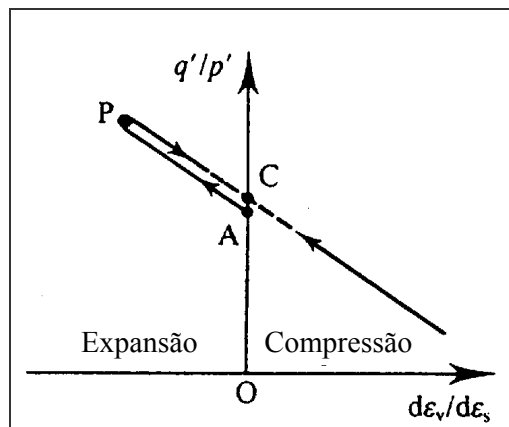


Figura 2.8: Relação entre q/p' e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993)

2.3.2 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, Schofield & Wroth (1968). Enquanto que a maioria dos conceitos concentravam-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 Isotrópica de Consolidação 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 LIC, 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 & 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 LIC 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 & 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 LIC independente do volume específico inicial, uma vez que a amostra seja carregada a um nível de tensões suficientemente alto (*e.g.* Jefferies & Been, 1987; Coop & 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 LIC ou à LEC.

A locação da LIC e da LEC é diferente para diferentes tipos de areia (Coop & Cuccovillo, 1998), e mostrou-se estar relacionada à quantidade de quebra de partículas que o solo sofreu durante o carregamento e, por conseqüência, 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. 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.

Baseando-se na observação que a LEC é única para uma determinada areia, Been & 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 $e : \ln p'$. 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 resultam 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 LIC pode ser identificada para areias carbonatadas através da aplicação de altos níveis de tensão; (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 citado relata também 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.

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 LIC, 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 um comportamento transicional entre estes extremos são apresentados a seguir.

2.3.3 Comportamento de Solos Granulares com Finos Reconstituídos

Solos bem graduados contendo finos são muito comuns na natureza (solos residuais, por exemplo). Estes solos representam uma classe de geomateriais intermediária entre areias e argilas, podendo exibir expansibilidade e plasticidade, tais como argilas, ou suscetíveis à liquefação, tais como areias (Martins, 2001).

Segundo Martins *et al* (2001), uma questão que pode ser imediatamente levantada é o efeito da adição de finos na compressibilidade das areias. Been & Jefferies (1985) pesquisaram a influência do teor de finos adicionado à uma areia quartzítica, onde foi identificado um aumento da inclinação da linha de estado constante com o aumento do teor de finos. Contrariamente, Coop & Atkinson (1993) demonstraram que, para uma areia carbonatada reconstituída, a LIC (definida a tensões isotrópicas de 1MPa) sofreu uma diminuição em sua inclinação e houve a redução do volume específico do solo com a adição de 24% de finos inertes e não plásticos. Os autores sugerem que estas diferenças podem estar relacionadas à natureza das areias, que são bem diferentes neste caso, e também à natureza dos finos. Outra diferença fundamental entre estes dois trabalhos foi o nível de tensões utilizado na definição da LIC e da LEC. Coop & Lee (1993) identificaram a localização da LIC e da LEC a altos níveis de tensão, onde as mesmas possuem inclinação maior e englobam o mecanismo de quebra de grãos para a sua determinação e mostraram que diferentes origens geológicas com variedade de formas e tamanhos de partículas podem resultar em um limite amplo de localização da LIC. Em contraste, Been & Jefferies (1985) examinaram o efeito da adição de finos na linha de estado constante a níveis mais baixos de tensão, onde a inclinação da LEC é menos íngreme e a quebra de grãos ainda não é significativa.

Martins *et al* (2001) estudaram o comportamento de um solo residual areno-argiloso, ou solo residual de arenito Botucatu, através de ensaios de compressão unidimensional. Neste solo, os finos representam aproximadamente 30% do peso seco total e são compostos principalmente de caolinita. Foram realizados testes no solo residual de arenito e também em uma mistura de areia média quartzítica com adição de 25% de caolinita comercial, para fins de comparação. Os autores referem-se a estes solos como “*gap graded*”, onde a curva granulométrica exibe a falta da fração média e grossa de silte.

Segundo os autores, os resultados indicam que há uma categoria de solos arenosos não uniformes com finos plásticos que não se comportam em compressão de acordo com o comportamento descrito para outros solos na literatura. Observou-se que as linhas de primeiro carregamento em diferentes índices de vazios iniciais não convergem a uma única LIC, mesmo a altas tensões, contrastando com o comportamento de solos com granulometria similar, porém com finos não plásticos, onde a LIC e a LEC podem ser definidas. O efeito dos finos nestes casos é somente diminuir a inclinação da LIC e da LEC e reduzir a razão λ/κ . A não convergência da LIC foi observada também para outros solos com teor entre 20 a 30% de finos, apesar de que a proporção exata irá depender da plasticidade dos finos e da natureza dos grãos de areia. Uma grande gama de solos enquadraram-se nesta categoria (solos formados por deposição eólica), e por isso é necessário que se façam mais estudos neste assunto. Por último, os autores afirmam que a teoria do estado crítico não pode ser aplicada a estes solos e sugerem que um novo termo seja criado para designar as retas, que não se tratam de linhas de expansão nem de linhas de estado crítico.

2.4 COMPORTAMENTO DO SOLO A GRANDES DESLOCAMENTOS

Com o objetivo de embasar a análise de resultados obtidos nos ensaios do tipo *ring shear*, um aspecto importante do comportamento cisalhante dos solos deve ser considerado, avaliando-se o desenvolvimento de resistência ao cisalhamento residual a grandes deslocamentos, segundo um plano definido de deslizamentos (Skempton, 1964).

A resistência ao cisalhamento após grandes deslocamentos é chamada de resistência residual, sendo associada com o deslizamento laminar de partículas de argila, que se orientam paralelamente ao plano de ruptura. Entre os ensaios que podem ser empregados na definição da resistência após grandes deslocamentos ou resistência residual, estão o de cisalhamento direto com reversões múltiplas e o ensaio de *ring shear* (até deslocamentos horizontais maiores). Segundo Lupini *et al* (1981), o ensaio do tipo *ring shear* consiste no equipamento de ensaio que exibe a menor ambigüidade de resultados.

Segundo Atkinson (1993), em areias e outros solos com partículas esféricas não existe a possibilidade da existência de fluxo laminar, então a resistência residual é considerada como sendo a mesma que a resistência última. A Figura 2.9 ilustra o comportamento de uma areia e

uma argila plástica após deslocamentos da ordem de 1 metro. No estado último, que corresponde a deformações cisalhantes de aproximadamente 10%, o movimento dos grãos é essencialmente turbulento, envolvendo movimentação relativa e rotação das partículas de areia e argila. Entretanto, a maiores deslocamentos, as deformações passam a ser localizadas em diferentes zonas de cisalhamento intenso, fazendo com que as tensões atuantes no solo argiloso decresçam.

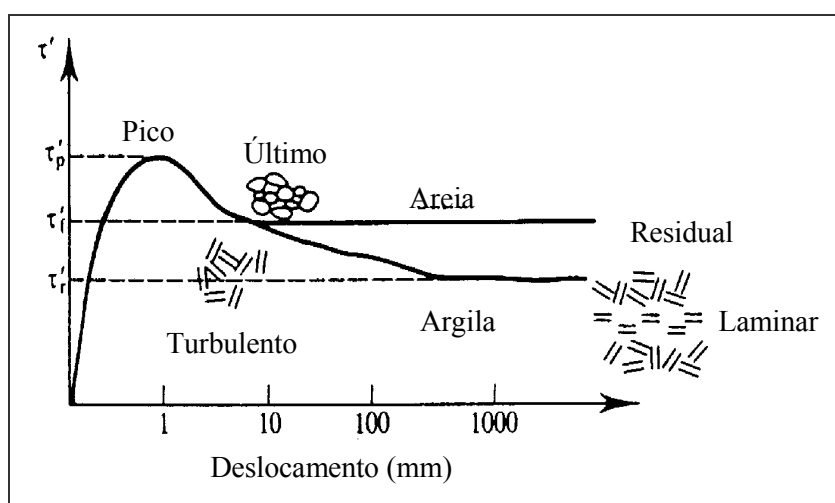


Figura 2.9: Resistência residual de argilas a grandes deslocamentos (Atkinson, 1993)

As duas principais vantagens de qualquer tipo de ensaio de *ring shear* se referem ao fato de não haver mudança na área transversal enquanto a amostra está sendo cisalhada e esta pode ser cisalhada com um deslocamento ininterrupto de qualquer magnitude (Bishop *et al* 1971). O maior problema seria o projeto de um equipamento onde as tensões normais e cisalhantes no plano de ruptura fossem tão uniformes quanto possível e dentro de um limite aceitável.

Buscando alcançar as características descritas acima, Bishop *et al* (1971) projetaram e apresentaram um novo equipamento de *ring shear*, que permite a medição da resistência de pico e residual em uma superfície de cisalhamento formada dentro da massa de solo, longe do contato da superfície de aplicação de carga. A amostra anelar possui diâmetro interno de 102 mm, diâmetro externo de 152 mm e altura inicial de 19mm, o que permite o ensaio de solos granulares com uma razão aceitável entre tamanho do grão e altura da amostra. Foram testados cinco diferentes tipos de argilas, discutindo os resultados a partir da comparação feita com a resistência residual destes materiais anteriormente publicada na literatura.

Demonstraram, também, que o ângulo de atrito interno residual não é afetado pela estrutura do solo.

Lupini *et al.* (1981) realizaram ensaios de *ring shear* em três diferentes misturas de solos, variando artificialmente a granulometria dos mesmos. Estes autores concluíram que a proporção entre partículas lamelares em relação às partículas arredondadas presentes no solo e o coeficiente de atrito interpartícula das partículas lamelares são os controladores do tipo de mecanismo de cisalhamento residual desenvolvido. Identificaram três modos de comportamento cisalhante residual: o modo turbulento, de deslizamento e transicional, descritos a seguir:

- Modo turbulento: ocorre quando o comportamento é dominado por partículas arredondadas, ou possivelmente em solos cujas partículas lamelares exibem um alto coeficiente de atrito interpartículas. Neste caso, a resistência residual é alta e não ocorre orientação de partículas. A zona de cisalhamento, uma vez formada, é uma zona somente de diferente porosidade e pode ser consideravelmente modificada pela história de tensões;
- Modo de deslizamento: ocorre quando o comportamento é dominado por partículas lamelares e com um baixo ângulo de atrito interpartículas, que depende principalmente da mineralogia, da composição química da água presente nos poros e do coeficiente de atrito interpartículas. Ocorre a formação de uma superfície de cisalhamento de partículas de argila orientadas entre as partículas arredondadas e dispersas de areia e silte. O cisalhamento ocorre através das partículas orientadas de argila umas sobre as outras, e a superfície de cisalhamento não é mais afetada pela história de tensões subsequente do solo;
- Modo transicional: ocorre alternativamente, se não houver forma dominante de partículas, que envolve comportamento turbulento e de deslizamento em diferentes partes de uma zona de cisalhamento.

As zonas em que estes mecanismos ocorrem, em função do coeficiente de atrito residual e do teor de argila, estão ilustradas na Figura 2.10.

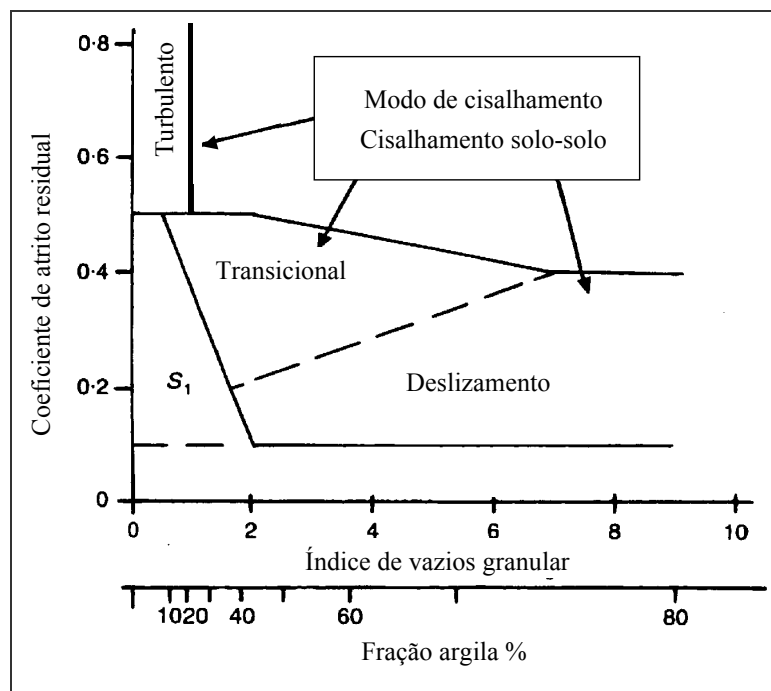


Figura 2.10: Modos de comportamento cisalhante residual (Lupini *et al*, 1981)

Lupini *et al* (1981) utilizaram o índice de vazios granular, que é definido como o volume de plaquetas de argila e água, dividido pelo volume de partículas arredondadas com alto ângulo de atrito intrínseco. Uma das importantes séries de testes em que os autores basearam-se para descrever os modos de comportamento foi a avaliação da superfície de ruptura em misturas de areia-bentonita sódica, com diferentes tensões normais aplicadas. Os autores concluíram que, com um baixo teor de bentonita (da ordem de 13%), a amostra não mostrou separação na zona de cisalhamento, somente com o teor de 53% de bentonita houve a formação de um plano de cisalhamento polido e a observação de lâminas em microscópio óptico mostrou que não houve orientação das partículas de argila.

Skempton (1985) resumiu o conhecimento em relação à natureza e significância da resistência residual. Descreveu os modos de comportamento no cisalhamento residual em função do teor de argila. Em solos cuja fração argilosa é menor que 25%, o comportamento é semelhante ao de um solo arenoso ou siltoso, com ângulos de atrito residual da ordem de 20°. Por outro lado, quando a fração argilosa for maior que 50%, a resistência residual é quase que inteiramente controlada pelo deslizamento entre as partículas de argila. Quando a fração argilosa estiver entre 25 e 50%, existe um comportamento transicional, onde a resistência

residual depende do teor de argila e também da natureza de suas partículas. Com relação às taxas de deslocamento, o autor afirma que a resistência residual é pouco afetada pela variação das mesmas, quando estas estiverem dentro do limite de variação encontrado em deslizamentos e técnicas usuais de laboratório. Para taxas maiores que 100mm/min ocorre um ganho substancial de resistência, seguido de uma queda a um valor mínimo com o aumento dos deslocamentos.

Kenney (1967) estudou a curvatura da envoltória de ruptura residual das argilas através de ensaios de cisalhamento, bem como a influência da mineralogia, das tensões normais efetivas e da deformação no ângulo de atrito residual destas e concluiu que a mineralogia é o fator mais importante dentre os estudados, não existindo relação entre o índice de plasticidade do solo e o ângulo de atrito residual obtido para altas tensões de confinamento, menor que 3° no caso de uma montmorilonita sódica. Assim sendo, partículas de argila não estão completamente reorientadas para baixas tensões de confinamento (Mitchell, 1993).

A resistência última na interface entre solos e materiais sólidos é relevante no que diz respeito à avaliação da estabilidade de estacas que exibem comportamento friccional, muros de arrimo, reforço de solos, tirantes, geomembranas, etc. Estudos extremamente interessantes estão sendo feitos no equipamento de *ring shear*, que dizem respeito não somente à avaliação da resistência residual de solos, como, por exemplo, Lemos & Vaughan (2000), que estudaram o cisalhamento de argilas de diferentes plasticidades contra interfaces de rugosidade variada, dando atenção à resistência ao cisalhamento após grandes deslocamentos e a influência da interface na mudança do modo de cisalhamento.

Atualmente, o ensaio *ring shear* têm sido utilizado na UFRGS para a avaliação da resistência ao cisalhamento de solos residuais (Pinheiro, 2000; Rigo, 2000).

Sorensen (2001) investigou a quebra de partículas de uma areia frágil, carbonatada, em estado fofo, cisalhada até grandes deformações através de ensaios *ring shear*. Foram obtidas bandas de cisalhamento com formato oval para grandes deformações, sendo observada a quebra de partículas na parte central da amostra (superfície de cisalhamento), com granulometria 14 vezes menor do que a granulometria inicial.

Segundo Heineck & Consoli (2002), Heineck *et al.* (2003-a) e Consoli *et al.* (2003-c), os estudos de materiais compósitos com reforços fibrosos têm se baseado, nas últimas

décadas, em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto que possuem a limitação em avaliar o comportamento cisalhante dos materiais até uma taxa de deformação relativamente baixa. Por isso, os autores executaram ensaios de *ring shear* onde os resultados mostraram que a influência da fibra ainda é visível após grandes deslocamentos, da ordem de 260 mm e a contribuição de fibras de polipropileno na resistência mecânica dos materiais pode ser observada mesmo após altos níveis de deformação horizontal, onde se conclui que a resistência mecânica do solo reforçado é bem superior à do solo sem reforço. Fato este também observado por Casagrande & Consoli (2004).

2.4 PROVAS DE CARGA EM PLACA

A prova de carga sobre placa se constitui na realidade em modelo reduzido de uma fundação superficial. Nasceu antes das conceituações da Mecânica dos Solos e foi uma das primeiras aplicações dos ensaios *in situ*, aplicada empiricamente na tentativa de obtenção de informações sobre o comportamento e determinação das propriedades de deformação e de ruptura do solo. Este tipo de ensaio tem sido utilizado em geotecnia não só especificamente em projeto de fundações, mas também no estudo do comportamento de pavimentos.

As provas de carga em placa possuem a principal vantagem de serem mais econômicas em relação às provas de carga em verdadeira grandeza. Outros fatores que podem levar a utilização desse tipo de ensaio são:

- O ensaio tem se mostrado adequado para o estudo do comportamento de fundações superficiais, devido ao fato de que, em ambos os casos, o solo é submetido ao mesmo tipo de carregamento;
- O ensaio permite a observação da forma de ruptura que experimenta o solo quando carregado pela fundação (interação solo-estrutura);
- A existência de um grande número de soluções matemáticas fechadas e procedimentos empíricos e semi-empíricos, que podem ser utilizados para interpretar os resultados experimentais.

As condições geométricas do problema são perfeitamente conhecidas, facilitando a aplicação de soluções analíticas, especialmente o Método dos Elementos Finitos.

Na construção da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, uma camada superficial de solo foi removida e posteriormente repostada em camadas compactadas, pois o solo local não tinha capacidade de suporte suficiente para servir como base das fundações superficiais, após a compactação a capacidade de suporte aumentou de 100% a 200% em relação à capacidade de suporte do solo natural (Silveira & Silveira, 1963).

Segundo Terzaghi & Peck (1967), os resultados das provas de carga somente representam as características do solo até aproximadamente dois diâmetros abaixo da placa. Portanto, os resultados não podem ser extrapolados a sapatas de maiores diâmetros quando a mesma solicita camadas de distintas características às do ensaio. Para evitar este problema, é necessário conhecer a estatigrafia do local em estudo.

Marsland & Eason (1973) pesquisaram a argila de Londres através de provas de carga *in situ* e chegaram à conclusão que, para uma razão de 1,5 a 2,0 entre o diâmetro da cava e o da placa, a capacidade de carga era igual à obtida na superfície.

A crescente utilização dos ensaios de campo, segundo Mitchell & Katti (1981), é devido principalmente à habilidade para determinar as propriedades de solos que não podem ser facilmente amostrados no estado natural, à eliminação das dificuldades dos ensaios de laboratório (tais como amolgamento da amostra e simulação das condições *in situ*) e ao volume de solo envolvido no ensaio ser muito maior que o correspondente a um ensaio de laboratório. Os mesmos autores executaram as fundações de uma usina de energia no estado de Illinois (EUA) sobre solos siltsos estabilizados com 3% de cal hidratada e 2% a 5% de cinza volante, formando uma camada tratada de 7,6 m de espessura e observaram que a resistência à compressão simples da mistura alcançada, após 4 dias de cura a 38°C, foi de 1000 kPa a 1400 kPa. Os autores descreveram também a utilização de uma camada de solo-cimento de 3,6 m de espessura para suportar um edifício de 38 pavimentos no estado da Flórida (EUA), em substituição ao uso de fundações profundas, a qual é uma técnica usual local.

Resultados de ensaios de placa circulares e quadradas, com áreas variando de 0,04 m² a 4,0 m², realizadas sobre um solo argiloso e outro solo siltsoso, ambos estabilizados com

cimento, foram apresentados por Minkov *et al.* (1981). As tensões abaixo das placas foram determinadas através de células de pressão e os autores concluíram que a camada estabilizada redistribui as tensões e aumenta consideravelmente a capacidade de suporte. Os recalques observados foram reduzidos cerca de 3 a 6 vezes quando utilizada uma camada cimentada de 1,5 m de espessura e para a camada de 2 m de espessura de solo cimentado houve uma redução de 5 a 11 vezes dos recalques.

De acordo com Pells (1983), os ensaios de placa podem ser classificados de acordo com o material a ser ensaiado, areias, argilas e rochas, e de acordo com a forma de execução do ensaio, ensaio de placa na superfície; placa carregada na superfície por um tensor ancorado centralmente à placa, fora ou na zona de influência; placa sobre a base de um furo no terreno, carregado horizontalmente, sobre bloco de concreto embutido ou múltiplas placas. O mesmo autor salienta que a placa pode ser flexível ou rígida. Quanto aos deslocamentos, podem ser medidos sobre a placa, no centro de uma placa flexível, em pontos sobre a superfície do terreno fora da área carregada, ou no interior da área carregada através de extensômetros.

Hilmer (1983) removeram 600.000m³ de solo siltoso mole para substituição por pedregulho compactado a fim de ser construído no local uma fábrica de manufaturados. Além dos ensaios dinâmicos, em vista das altas cargas produzidas pelas máquinas, foram realizadas 270 provas de carga em placa com diâmetros de 0,30; 0,40; 0,50 e 0,76m. Os resultados mostraram que o módulo de deformação tem uma relação com o diâmetro da placa, isto é, o aumento do diâmetro da placa causou um decréscimo do módulo.

Mellios (1985) apresenta os resultados de ensaios de placa executados em um solo poroso. Os ensaios foram realizados com placas circulares de 0,80m de diâmetro a profundidades que variam de 0,60 a 1,20m. O autor conclui que, considerando o estado de baixa compactidade destes solos, o processo de carregamento representa mais um processo de adensamento do solo do que propriamente a clássica ruptura por cisalhamento de superfícies geometricamente definidas. O comportamento das curvas é bastante similar ao do ensaio de adensamento, o que sugere um tratamento análogo. Assim, considerou-se como tensão de ruptura o que corresponderia a pressão de pré-adensamento.

Evstatiev *et al.* (1985) estudaram o comportamento de uma torre de TV com 190 m de altura apoiada sobre uma camada de 4,5 m de espessura de solo estabilizado com 5% de cimento. Os autores observaram uma melhora significativa da estabilidade sísmica da

estrutura apoiada sobre esta camada. Os autores conseguiram uma boa previsão dos recalques através da utilização do Método dos Elementos Finitos.

Segundo Robertson (1986), os ensaios *in situ* também possuem suas limitações, como por exemplo, a trajetória de tensões pode não ser controlada durante a execução do ensaio sendo diferente daquela do problema real; as condições de drenagem não podem ser controladas independentemente e não são consideradas possíveis futuras modificações nas condições do solo.

Cudmani (1994) realizou ensaios de placa em solo natural no mesmo local de estudo onde se realizou esta pesquisa. Os ensaios foram realizados a diferentes profundidades e com vários tamanhos de placa. A partir dos resultados, o autor observou que: (1) a dispersão dos resultados foi inversamente proporcional ao diâmetro da placa. O autor atribui esta dispersão ao amolgamento produzido durante a preparação do ensaio e à heterogeneidade do solo; (2) o efeito da profundidade foi comprovado, ou seja, uma mesma placa sob dada pressão apresentou recalques menores a maiores profundidades; (3) as curvas carga x recalque não apresentaram uma carga de ruptura definida, isto é, uma magnitude de carga constante a contínuas deformações. Este comportamento é característico de rupturas por puncionamento; (4) as deformações elásticas são de pequena magnitude quando comparadas com as deformações plásticas; (5) a tensão de fluência determinada através dos ensaios de placa coincide com a tensão de pré-adensamento avaliada no ensaio de compressão confinada; (6) a relação carga-recalque é praticamente linear até a tensão de fluência; (7) a previsão da capacidade de suporte pela teoria proposta por Terzaghi (1943) considerando a redução dos parâmetros resistentes, conduz a boas previsões dos valores experimentais; (8) a previsão de recalques do solo estudado através de procedimentos empíricos embasados em resultados de provas de carga se mostrou adequada.

Vendruscolo (1996) realizou ensaios de placa de 0,30m de diâmetro sobre camadas de solo residual compactado e de solo tratado com cimento (teor de 5% de cimento), ambas com 0,60m de espessura. Os resultados dos ensaios de placa sobre camadas de solo melhorado demonstraram que houve um aumento significativo da capacidade de suporte, além de uma redução considerável dos recalques, quando comparadas ao comportamento carga x recalque do solo natural (Cudmani, 1994). A análise do comportamento de fundações

superficiais assentes em solos estratificados, através de simulações numéricas, demonstrou ser eficiente na previsão do comportamento carga x recalque das mesmas.

Consoli *et al.* (1997-a) mostraram a eficiência do método dos elementos finitos na previsão do comportamento carga x recalque de fundações superficiais assentes em camadas superficiais de solo compactado.

Sales (1998) estudou a influência de diferentes espessuras da camada estabilizada sobre as curvas carga x recalque através de ensaios de placa. Segundo o autor, para uma mesma relação entre a espessura da camada tratada e o tamanho da placa, os resultados dos ensaios de placa podem ser normalizados quando plotados na forma tensão x recalque relativo.

Tessari (1998) executou provas de carga sobre cinza pesada de carvão misturada com 5% de cimento, compactada em camadas delgadas na superfície do solo de baixa capacidade de suporte. As provas de carga foram executadas com placas de 0,30; 0,60 e 0,90m de diâmetro sobre camadas de cinza pesada-cimento com 0,15 e 0,30m de espessura, sendo comparados com resultados de provas de carga sem camada de cinza pesada-cimento. Observou-se que as fundações assentes sobre a camada compactada de cinza pesada-cimento apresentaram menor recalque e maior capacidade de suporte que as fundações de mesmo diâmetro assentes sobre o solo natural. Além disto, quanto maior a relação entre a espessura da camada tratada e o diâmetro da placa (H/D), maiores eram estas diferenças de recalque e capacidade de suporte, fato também comprovado por Vendruscolo (1996) e Sales (1998). A ruptura se deu sob a forma de puncionamento, comprovado pelas trincas em torno da placa e pela medição dos recalques ao lado da mesma.

Consoli *et al.* (1998-b) discutiram aspectos relacionados à interpretação de provas de carga de fundações superficiais assentes em camadas de solo tratadas com cimento. Foi analisada a influência da espessura de camadas de solo-cimento e também o efeito do tamanho do elemento de fundação no comportamento carga-recalque. A base de dados foi obtida através de resultados de ensaios em placas circulares de 0,30 e 0,60m de diâmetro assentes sobre camadas de solo-cimento de diferentes espessuras, fixadas de forma a obter-se quatro valores distintos da relação espessura da camada tratada/diâmetro da placa (H/D) correspondentes a 0, 0,5; 1,0 e 2,0. Foi verificado um mecanismo de ruptura por puncionamento em todos os ensaios realizados, independente do tamanho da placa e da

espessura de camada tratada. Os autores concluíram que o efeito do diâmetro da área carregada (D) e da espessura da camada superficial (H), no espaço que relaciona tensão normalizada x recalque relativo (razão entre o recalque e o diâmetro da placa), é desprezível para as várias relações H/D analisadas. Foi proposto então, um método numérico de interpretação baseado no processo de ajuste da curva experimental obtida em ensaios de placa, obtendo-se valores otimizados representativos do módulo de elasticidade e dos parâmetros de resistência da camada de solo-cimento, sendo possível estimar o comportamento de elementos de fundação de diferentes diâmetros assentes sobre camadas tratadas de diversas espessuras.

Thomé (1999) estudou o comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, quando a superior é cimentada. Foram construídos aterros experimentais utilizando misturas de resíduos industriais como cinza pesada e cal de carbureto na estabilização de um solo residual de arenito Botucatu, e sobre esses aterros foram executadas provas de carga em placa. O autor concluiu que o comportamento de fundações superficiais sobre solos cimentados é controlado pela relação espessura da camada cimentada e diâmetro da fundação. O ângulo de atrito e o módulo de elasticidade da camada cimentada não influenciaram os resultados de prova de carga. A ruptura da fundação é função de dois mecanismos progressivos, os quais são função das tensões de tração geradas na parte inferior da camada cimentada e das tensões cisalhantes existentes logo abaixo das bordas de fundação.

A influência da adição de fibras numa camada superficial de solo compactado através de ensaios de placa foi estudada por Casagrande (2001). Observou-se que a camada compactada reforçada com fibras apresentou um comportamento mais rígido e mais resistente do que a camada compactada sem reforço. Segundo Casagrande *et al.* (2002), no solo compactado sem reforço foi observada uma banda de cisalhamento vertical abaixo da borda da placa, fato não observado na camada de solo-fibra. Para Consoli *et al.* (2003-b), as fibras permitem uma redistribuição de tensões em uma área mais ampla aumentando a capacidade de suporte.

Um método semi-empírico de previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas sobre sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada, foi proposto por Thomé *et al.* (2002). Com este método foi possível prever com boa precisão a capacidade de carga e a curva carga x recalque de fundações superficiais.

Vendruscolo (2003) estudou a influência de camadas compactadas de areia estabilizada com cimento e também da mistura areia-cimento reforçada com fibras de polipropileno, no comportamento carga-recalque de fundações superficiais. Ensaio de placas circulares de 0,30m de diâmetro foram executados sobre camadas compactadas de 0,30m de espessura. Observou-se um aumento da capacidade de suporte, resistência e rigidez da camada de areia-cimento. Verificou-se também um comportamento frágil com relação ao modo de ruptura, e depois de atingida a resistência de pico, a capacidade de carga caiu para aproximadamente o mesmo valor da capacidade de carga obtida no ensaio de placa para o solo residual. A inclusão de fibras na mistura de areia-cimento manteve a capacidade de carga máxima obtida anteriormente praticamente inalterada, porém, notou-se um comportamento pós-pico notadamente mais dúctil. O mecanismo de ruptura observado no campo para o ensaio de placa relativo à camada de areia-cimento mostrou trincas de tração verticais que se propagaram da base para o topo da camada, especialmente na borda da placa. Já o reforço com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na mistura de areia-cimento mudou completamente o comportamento do mecanismo de ruptura, ou seja, a ruptura ocorreu pela formação de faixas espessas de cisalhamento ao redor da borda da placa (*shear bands*), permitindo que as tensões se espalhassem por uma área maior na interface da camada subjacente.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa de ensaios estabelecido tem como objetivo principal investigar e identificar o efeito da adição de fibras de polipropileno nas propriedades mecânicas de um solo arenoso (em maior ênfase), como também desta inclusão de fibras em bentonita, esta somente através de ensaios *ring shear*. Para tal, foi desenvolvido um programa experimental que se baseia em duas etapas distintas, porém de igual importância.

Na primeira etapa foi realizado o estudo do comportamento mecânico dos materiais através de ensaios de laboratório, englobando ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de carregamento e compressão isotrópica, bem como ensaios *ring shear*, submetidos a altos níveis de distorção. Na segunda etapa foi avaliado o comportamento dos materiais envolvidos submetidos a ensaios de prova de carga em placa.

As etapas do programa experimental proposto são detalhadamente descritas neste capítulo, bem como a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, os métodos utilizados na preparação das amostras, detalhes de execução dos ensaios e equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais, nos ensaios *ring shear* e nos ensaios de placa.

Os ensaios deste programa experimental, executados nos equipamentos triaxiais e *ring shear*, totalizando respectivamente, 19 e 45 ensaios (desconsiderando as repetições executadas para uma melhor confiabilidade dos resultados obtidos), foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do *Imperial College of Science, Technology and Medicine – University of London*, durante o período de Doutorado Sanduíche. Durante este período, os ensaios e parte da análise realizada foram feitos sob orientação do Dr. Matthew Richard Coop, professor e coordenador do Laboratório de Mecânica dos Solos do *Imperial College*.

O programa experimental relativo aos ensaios de prova de carga em placa, que totalizam 6 ensaios, foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade de Passo Fundo – RS, sob a supervisão do Prof. Dr. Antônio Thomé.

3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Diversos autores destacam que o comportamento tensão-deformação de compósitos reforçados com fibras é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (granulometria, índice de vazios, umidade, etc.) quanto ao reforço (módulo, comprimento, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato).

Embora todos os fatores sejam importantes, o presente trabalho se restringe ao estudo da influência do comprimento de fibra, do teor de fibra, do diâmetro de fibra (também identificado pelo termo “título”, em dtex -- onde $1 \text{ dtex} = 1 \text{ g}/10000\text{m}$), da densidade relativa das misturas e das tensões de confinamento impostas em ensaios triaxiais e de *ring shear*. A escolha destas variáveis, bem como da sua faixa de variação, decorreu da necessidade de delimitação do trabalho, e foi baseada em estudos já realizados e mencionados no capítulo anterior (e.g. Casagrande, 2001; Heineck, 2002 e Vendruscolo, 2003).

Uma vez identificadas as variáveis mais importantes, avalia-se a influência destas, variando-as de forma controlada enquanto mantêm-se as demais variáveis fixas. As faixas de variação possíveis para as variáveis investigadas referentes aos ensaios realizados são apresentadas nos itens subseqüentes.

Os parâmetros de resistência, rigidez e dilatância dos materiais estudados e as respectivas notações serão definidos nos Capítulos posteriores a este, na medida em que forem introduzidos na apresentação e análise dos resultados.

3.2.1 Ensaios Triaxiais

Todos os ensaios triaxiais foram realizados na matriz arenosa reforçada e não reforçada com fibras e se basearam na variação da tensão efetiva média inicial (20, 100, 200, 400 e 680 kPa) em ensaios do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados. A

determinação das variáveis fixas foi baseada em estudos anteriores, onde estas obtiveram um melhor desempenho no estudo do comportamento mecânico de misturas solo-fibra (Montardo, 1999; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Heineck, 2002 e Vendruscolo, 2003).

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. Também se mantiveram fixos a velocidade de carregamento (de 0,0173 mm/min) e os parâmetros de compactação das amostras -- peso específico aparente seco de 15 kN/m³ e umidade de 10%, correspondentes a uma densidade relativa de 50%, esclarecendo que os parâmetros de compactação da areia (umidade ótima de 10% e peso específico aparente seco de 15,9 kN/m³, equivalente a uma densidade relativa de 70%) foram obtidos por Vendruscolo (2003) -- através de ensaios de compactação com energia Proctor Normal (segundo a NBR 7182, ABNT 1986-b).

Foram realizados, no mesmo equipamento triaxial do LMS do *Imperial College*, ensaios do tipo CID com trajetórias de tensão do tipo compressão axial, descarregamento lateral e p' constante (Figura 3.1), com o objetivo de se obter mais detalhes relativos ao real comportamento das envoltórias de ruptura do material estudado.

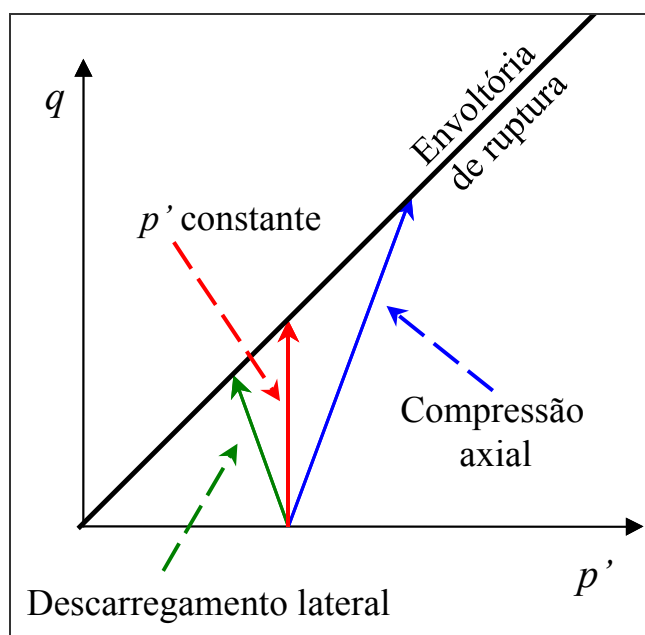


Figura 3.1: Representação gráfica das trajetórias de tensão adotadas em ensaios triaxiais

No total foram realizados 18 ensaios triaxiais, sendo 5 destes em areia e 13 ensaios em areia-fibra, apresentados na Tabela 3.1 a seguir.

Tabela 3.1: Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais em areia, reforçada e não reforçada com fibras.

Matriz	Trajatória de Tensão	Tensão Confinante (kPa)	Total
Areia	Compressão axial	20, 100 e 200	3
	Descarregamento Lateral	100 e 400	2
Areia-Fibra	Compressão axial	20, 100 e 400	3
	Descarregamento Lateral	20, 100, 200, 400 e 680	5
	p' constante	20, 100, 200, 400 e 680	5

Devido a problemas de disponibilidade do equipamento triaxial com capacidade de aplicar altas tensões (no Laboratório de Mecânica dos Solos do *Imperial College*), foi executado apenas 1 ensaio de compressão isotrópica com *bender elements*, em areia reforçada com 0,5% de fibras de 24 mm e 3,3 dtex com 50% de densidade relativa, ensaiado no equipamento triaxial com capacidade de aplicação de pressão de até 70 MPa do LMS do *Imperial College*. A medição do módulo de cisalhamento inicial (G_0) foi realizada durante a etapa de carregamento isotrópico até tensões de aproximadamente 40 MPa. Este resultado servirá de comparação aos resultados obtidos por Vendruscolo (2003), realizados no laboratório da *City University*, em Londres.

3.2.2 Ensaios *Ring Shear*

Esta etapa do programa experimental foi desenvolvida principalmente com a finalidade de observar a influência da adição de reforço fibroso a grandes deslocamentos e surgiu a partir da limitação encontrada em ensaios triaxiais de cisalhar amostras de solo até grandes deformações axiais, de tal forma que se optou pela realização de ensaios *ring shear*.

Foram testadas matrizes de areia e bentonita, reforçadas e não reforçadas com fibras, e com tensões normais aplicadas de 20, 100, 200 e 400 kPa (máxima tensão normal aplicada

devido à limitação do equipamento para tensões maiores). Os parâmetros de compactação das amostras em areia foram os mesmos utilizados nos ensaios triaxiais (peso específico aparente seco de 15 kN/m³ e umidade de 10%, correspondentes a uma densidade relativa de 50% e índice de vazios de 0,75). As amostras em bentonita foram preparadas com 170% de umidade, que corresponde a um índice de vazios de 4,9.

Foram realizados 32 ensaios *ring shear* em areia e areia-fibra, detalhados na Tabela 3.2 a seguir. Os ensaios realizados em bentonita (13 ensaios) estão especificados na Tabela 3.3, totalizando 45 ensaios de *ring shear* executados. Estes ensaios também fizeram parte do programa de ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do *Imperial College*, durante o período de Doutorado Sanduíche.

Tabela 3.2: Variáveis investigadas no programa de ensaios *ring shear* em areia, reforçada e não reforçada com fibras.

Fibras			Densidade	Tensão	Total
Teor (%)	Comprimento (mm)	Título (dtex)	Relativa (%)	Confinante (kPa)	
Zero e 0,5	6, 12 e 24	3,3	50	20, 100, 200 e 400	16
0,25 e 1	12	3,3	50	100	2
0,5	12	200	50	20, 100, 200 e 400	4
0,5	12	440	50	20, 100, 200 e 400	4
Zero e 0,5	12	3,3	30 e 80	100	4
<i>Ring Shear</i> em areia reforçada submetidos a diferentes níveis de deslocamento horizontal:					
0,5	12	3,3	50	100	2

Tabela 3.3: Variáveis investigadas no programa de ensaios *ring shear* em bentonita, reforçada e não reforçada com fibras.

Fibras			Umidade (%)	Tensão Confinante (kPa)	Total
Teor (%)	Comprimento (mm)	Título (dtex)			
Zero e 1,5	12	3,3	170	20, 100 e 400	6
1,5	24	3,3	170	100	1
0,75 e 3	12	3,3	170	100	2
1,5	12	3,3	100 e 250	100	2
<i>Ring Shear</i> em bentonita-areia e bentonita-areia-fibra, com acréscimo de 50% de areia:					
Zero e 1,5	12	3,3	170	100	2

3.2.3 Ensaios de Placa

Esta pesquisa busca contribuir para o desenvolvimento do conhecimento do uso de fibras distribuídas aleatoriamente na massa de um solo arenoso, verificando o comportamento carga-recalque para diferentes valores de densidade relativa, através de provas de carga assentes sobre espessas camadas de solo reforçado.

Devido a algumas restrições encontradas em ensaios de prova de carga em placa realizados em campo, como condições meteorológicas e custos, os ensaios de placa desta pesquisa foram executados em grande escala, porém, em laboratório experimental, na Universidade de Passo Fundo - RS.

Um total de 6 ensaios de placa foram realizados sobre camadas de areia e areia-fibra compactadas no interior de uma caixa de acomodação, com garantia da independência da mistura ensaiada (em maiores detalhes no item 3.4.5). Estabeleceu-se que seria utilizada uma placa circular de 0,30 m de diâmetro e também foram mantidos fixos os parâmetros referentes à umidade de 10% e a características das fibras, dentre elas, teor de 0,5% de fibras (em relação ao peso do solo seco), fibras de 24 mm de comprimento e título de 3,3 dtex.

Para os ensaios de placa realizados nesta pesquisa, apenas o fator densidade relativa foi

variado, nas densidades relativas de 30, 50 e 90%, para areia e areia reforçada. Esclarecendo que, para efeito de comparação, as camadas de areia e de areia-fibra foram executadas de forma a atenderem às mesmas densidades relativas, porém, foram calculadas em função dos índices de vazios inicial (mínimo e máximo) distintos para areia e areia-fibra (com 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento), apresentados na Tabela 3.4.

3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

Nos itens subseqüentes são apresentadas informações básicas a respeito dos materiais utilizados na presente pesquisa, com ênfase para aqueles aspectos de interesse direto no seu desenvolvimento ou que possam fornecer elementos adicionais para o seu melhor entendimento.

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

- Ensaios de granulometria (NBR 7181 - ABNT, 1984-e);
- Limites de Atterberg -- liquidez e plasticidade (NBR 6459 – ABNT, 1984-a e NBR 7180 - ABNT, 1984-d);
- 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).

3.3.1 Areia

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

determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Passo Fundo, conforme apresentados na Figura 3.2 e na Tabela 3.4.

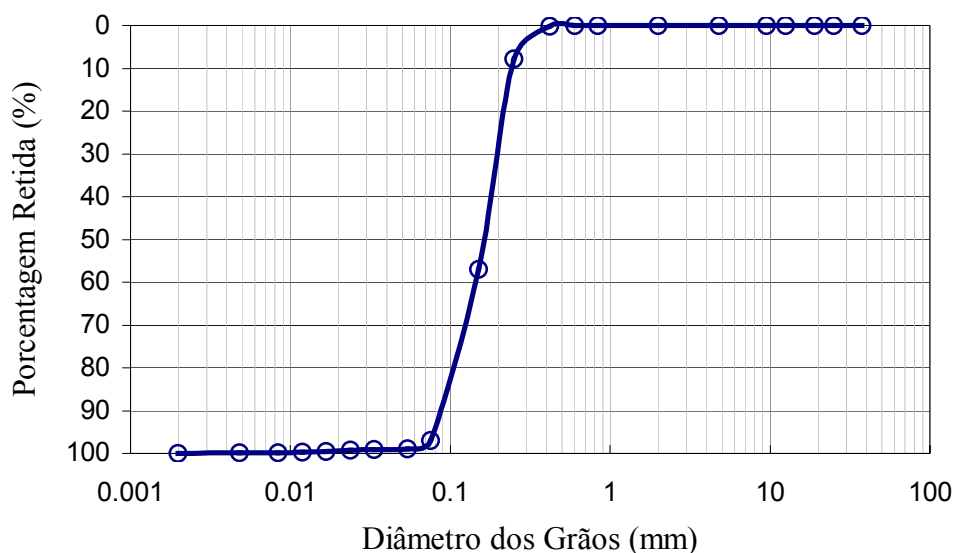


Figura 3.2: Curva granulométrica da areia de Osório

Tabela 3.4: Índices físicos da areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Densidade real dos grãos (γ_s)	2,63
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,1
Coefficiente de curvatura, C_c	1,0
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,09 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,16 mm
Índice de vazios, $e_{\text{mínimo}}$	0,6
Índice de vazios, $e_{\text{máximo}}$	0,9
Índices Físicos	Areia de Osório em misturas Areia-Fibra* 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento
Índice de vazios, $e_{\text{mínimo}}$	0,72*
Índice de vazios, $e_{\text{máximo}}$	1,14*

* Utilizados para a obtenção de mesma densidade na execução das camadas reforçadas para ensaios de placa (citado em 3.2.3) – ver observação a seguir

⇒ Observação: para efeito de comparação, as camadas para a realização dos ensaios de placa foram executadas de forma a atenderem às mesmas densidades relativas e foram calculadas em função dos índices de vazios inicial distintos. Para os outros ensaios realizados nesta pesquisa (triaxiais e *ring shear*) verificou-se que a utilização de índices de vazios distintos, para areia e areia-fibra, não alteraram o valor da densidade relativa final, devido provavelmente à menor dimensão das amostras ensaiadas nestes equipamentos, sendo utilizados então valores de índices de vazios correspondentes à areia também para moldagem das amostras de areia reforçada com fibras.

3.3.2 Bentonita

A bentonita utilizada nesta pesquisa é proveniente do Laboratório de Mecânica dos Solos do *Imperial College*, adquirida comercialmente em Londres, comercializada na forma pulverizada. Pode ser classificada geotecnicamente como uma argila, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), e como CH (argila inorgânica de alta plasticidade), segundo a classificação unificada (ASTM D 2487/93).

A curva granulométrica da bentonita (obtida através de ensaios de sedimentação) e os índices físicos foram determinados nos Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS e do *Imperial College*, e estão apresentados na Figura 3.3 e na Tabela 3.5.

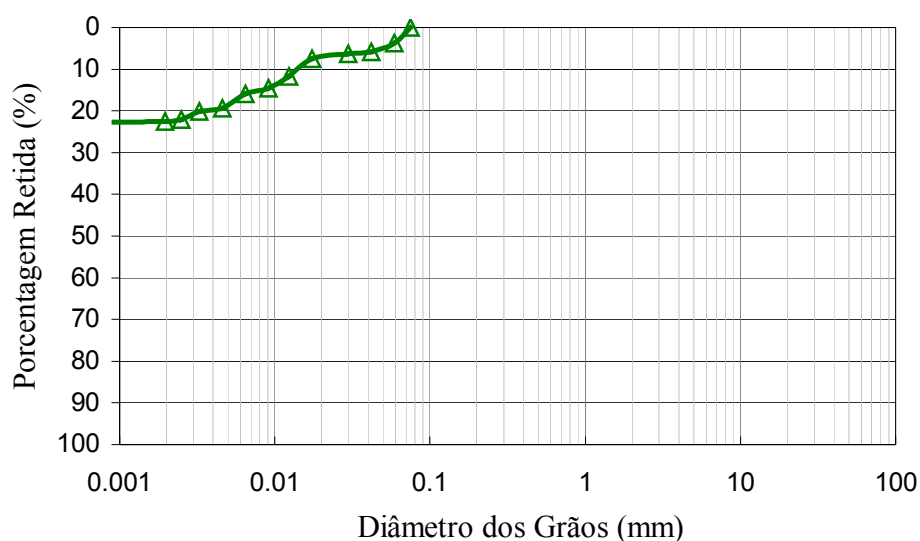


Figura 3.3: Curva granulométrica da bentonita

Tabela 3.5: Índices físicos da Bentonita estudada

Índices Físicos	Bentonita
Densidade real dos grãos (γ_s)	2,9
Limite de liquidez, LL	550 %
Limite de plasticidade, LP	55 %
Índice de plasticidade, IP	495 %

3.3.3 Fibras

As fibras utilizadas como elemento de reforço foram 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.

As fibras de polipropileno são produzidas pela indústria FITESA Fibras e Filamentos S/A e utilizadas principalmente na indústria têxtil.

Como esclarecido anteriormente (no item 3.2.1), na indústria têxtil, a grandeza que representa a espessura dos filamentos é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000m). As fibras utilizadas na pesquisa possuem título de 3,3 dtex (que corresponde a um diâmetro de 0,023 mm). Fibras com títulos de 200 e 440 dtex (correspondentes respectivamente aos diâmetros de 1,39 e 2,78 mm), também foram utilizadas. As fibras cedidas pela empresa possuem comprimentos de 6, 12 e 24 mm.

Na Tabela 3.6 são apresentadas as principais características das fibras utilizadas. A Figura 3.4 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).

Tabela 3.6: Resumo das propriedades mecânicas das fibras

Propriedades mecânicas	Fibras 3,3 dtex
Densidade relativa	0,91
Módulo de elasticidade	3 GPa
Resistência à tração última	300 MPa
Deformação axial na ruptura	de 80 a 170%



Figura 3.4: Aspecto das fibras de polipropileno com 24 mm de comprimento e imagem de microscopia eletrônica das fibras (aumento de 90x)

3.3.4 Água

Água destilada foi utilizada na maioria dos ensaios realizados, exceto nos ensaios de prova de carga em placa, onde foi utilizada água proveniente da rede pública de abastecimento.

3.4 MÉTODOS DE ENSAIO E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

A seguir serão apresentados os métodos de ensaio e demais procedimentos empregados durante o programa experimental. Para os ensaios que foram realizados baseando-se em procedimentos propostos em normas técnicas, será feita referência à mesma.

No caso de modificação de algum procedimento descrito em norma ou na ausência de norma técnica referente ao assunto abordado, será realizada uma descrição mais detalhada do método adotado.

3.4.1. Preparação das Amostras para Ensaios Triaxiais e *Ring Shear*

As amostras de areia e bentonita utilizadas nesta pesquisa, depois de coletadas ou adquiridas, foram acondicionadas em baldes plásticos de 90 litros de capacidade. Na preparação, secagem e determinação da umidade higroscópica das amostras foram utilizados os procedimentos descritos na norma NBR 6457 (ABNT, 1986-a). Após secagem ao ar, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos hermeticamente fechados até o momento em que foram utilizados nos ensaios.

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais com trajetória de tensão controlada (*controlled stress path cells* – Bishop & Wesley, 1975) foi realizada em moldes de 38 mm de diâmetro por 76 mm de altura. Os corpos de prova foram compactados diretamente sobre o pedestal da prensa triaxial, utilizando-se um molde tri-partido apropriado para este tipo de moldagem e, ao mesmo tempo, a aplicação de vácuo de 20 kPa na base do corpo de prova permitia a retirada do molde metálico e garantia a integridade do mesmo até a completa montagem do sistema e aplicação da tensão confinante. As amostras foram compactadas manualmente em três camadas, controlando o peso da mistura adicionada e a altura das camadas de forma a obter a densidade desejada. A Figura 3.5 mostra a visão geral do equipamento triaxial e aplicação de vácuo durante a moldagem do corpo de prova.

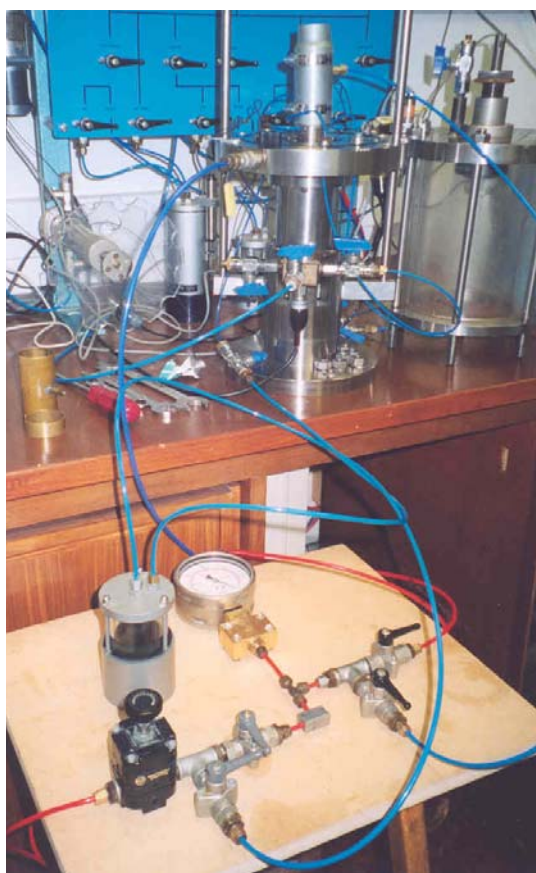


Figura 3.5: Detalhe do equipamento triaxial e aplicação de vácuo durante a moldagem do corpo de prova

Os critérios adotados para a aceitação dos corpos de prova em relação aos parâmetros de compactação, como peso específico seco e umidade ótima, foram $\pm 2\%$ e $\pm 3\%$ de tolerância, respectivamente. Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01 g.

A quantidade de fibras adicionadas à mistura foi determinada em relação à massa de solo seco da matriz. Os componentes foram adicionados em um recipiente na seguinte seqüência: solo, fibras (desfiadas manualmente) e água. Esta seqüência foi a mais apropriada, pois permitiu a homogeneização dos componentes secos da mistura, antes de ser acrescentada a água. Cada corpo de prova teve uma mistura preparada separadamente. A mistura foi feita manualmente até ser obtida a homogeneização, verificada visualmente. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de umidade por evaporação.

As amostras utilizadas nos ensaios *ring shear* foram moldadas de maneira semelhante à descrita acima, diferindo somente no fato de serem moldadas diretamente dentro dos anéis de confinamento da amostra, em somente uma camada (Figura 3.6). Os materiais, após serem homogêneos, eram pesados e compactados dentro dos anéis de confinamento da amostra. A compactação era feita manualmente, simplesmente aplicando uma carga vertical até que a amostra atingisse a altura desejada (aproximadamente 20 mm). O controle dos parâmetros desejados era feito a partir do peso de material e da altura final da amostra.

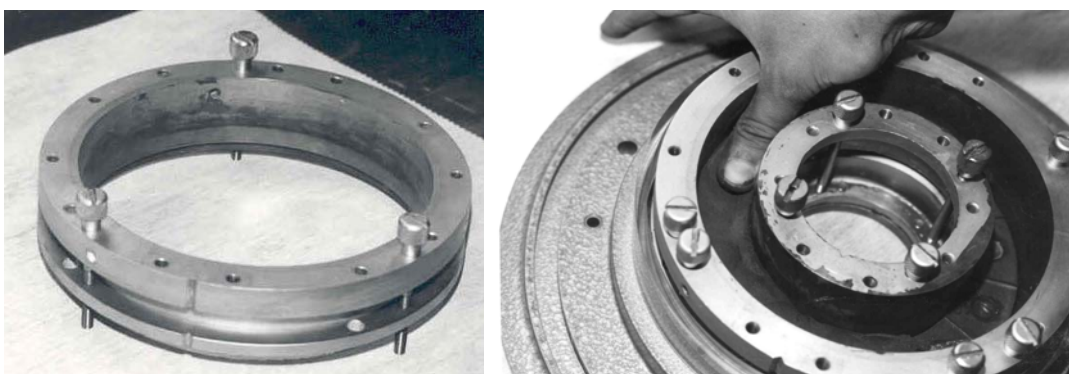


Figura 3.6: Detalhe dos anéis de confinamento e moldagem do corpo de prova no equipamento *ring shear*

Os parâmetros de compactação dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais e *ring shear*, como teores de umidade, pesos específicos aparente seco e densidades foram mencionados anteriormente, nos itens 3.2.1 e 3.2.2.

3.4.2 Ensaio Triaxiais

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os princípios descritos por Bishop & 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*.

3.4.2.1 Ensaio Triaxial com Controle de Trajetória de Tensão

Os ensaios CID de compressão axial e descarregamento lateral e os ensaios com p' constante, com tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200, 400 e 680 kPa foram realizados em células de trajetória de tensão controlada (*controlled stress path cells* – Bishop & 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. Uma visão esquemática do equipamento pode ser observada na Figura 3.7.

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 & 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*.

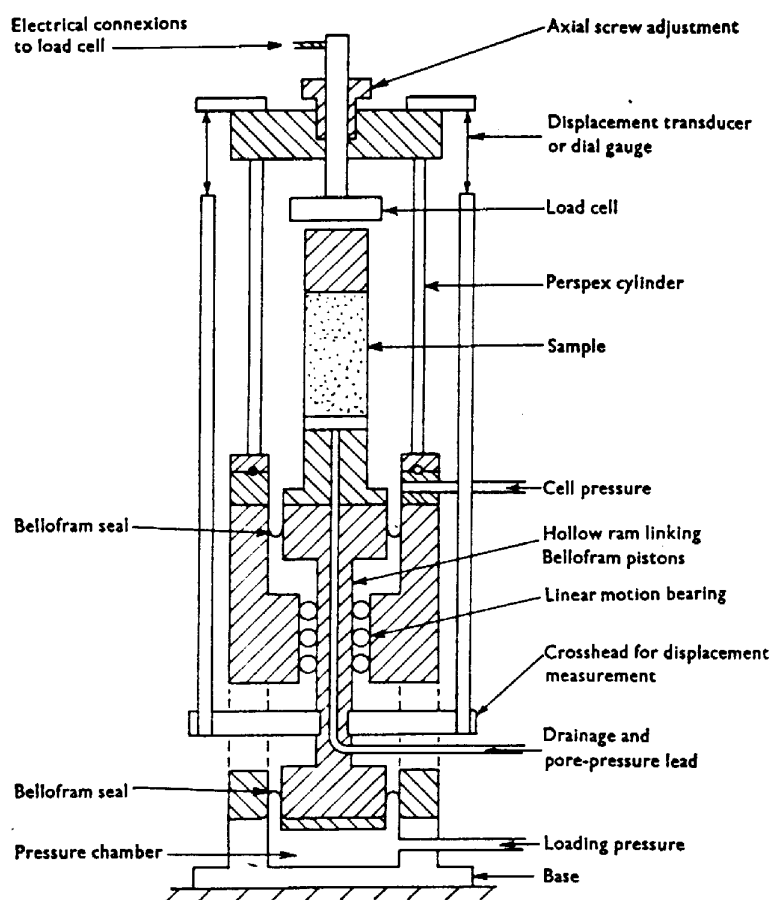


Figura 3.7: Visão esquemática da célula de trajetória de tensão controlada (Bishop & Wesley, 1975)

Após a montagem do corpo de prova na câmara triaxial e o ajuste dos inclinômetros, que podem ser observados nas Figuras 3.8 (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 contra-pressão:* estágios de incrementos eram aplicados na tensão confinante e na contra-pressão, 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 e da trajetória de tensões a ser seguida, 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.

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* para vários países.

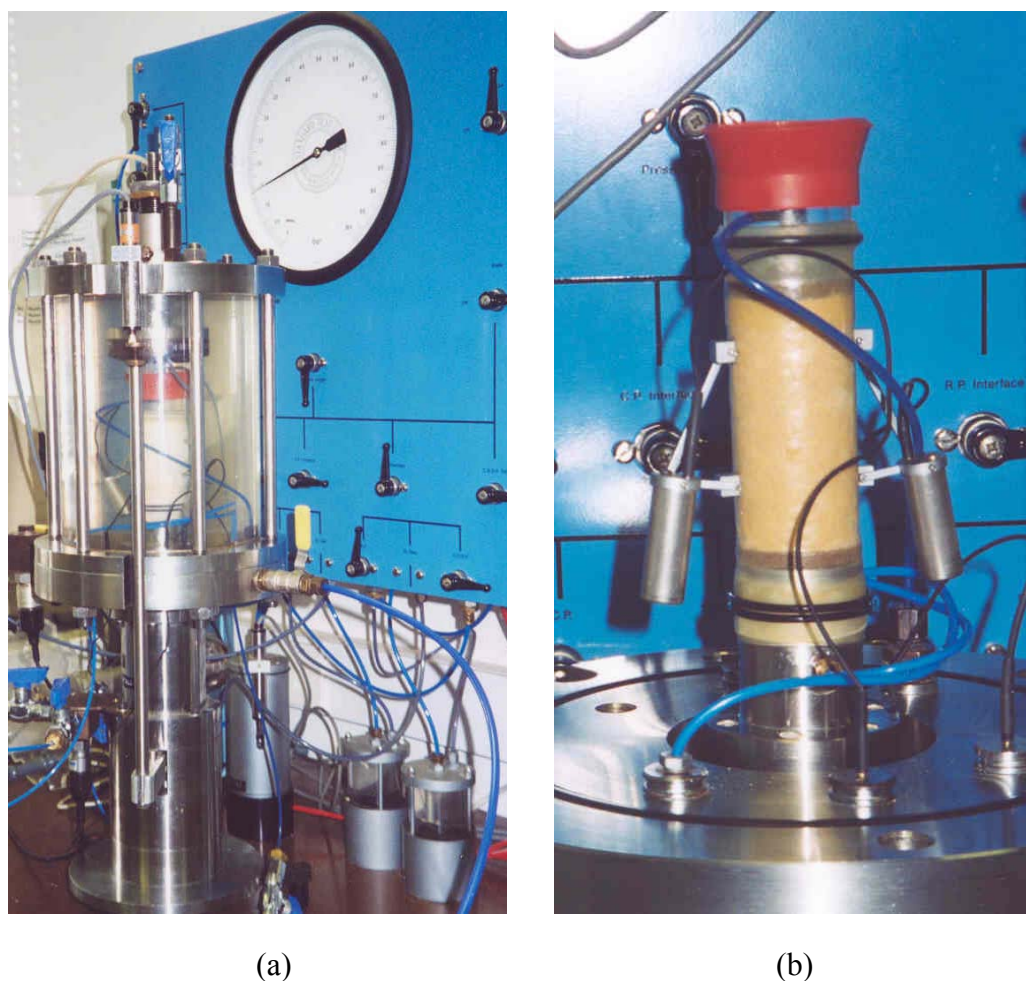


Figura 3.8: (a) Detalhe da câmara triaxial e acessórios e (b) Detalhe dos inclinômetros aplicados na amostra

3.4.2.2 Ensaio Triaxial com Aplicação de Altas Tensões Confinantes

Para o ensaio de compressão isotrópica até altos níveis de tensões, realizado no Laboratório do *Imperial College*, foi utilizado um equipamento triaxial capaz de aplicar tensões de até 70 MPa. O equipamento triaxial com capacidade de aplicação de altas tensões confinantes, descrito por Cuccovillo & 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 3.9 mostra uma visão geral do equipamento utilizado.

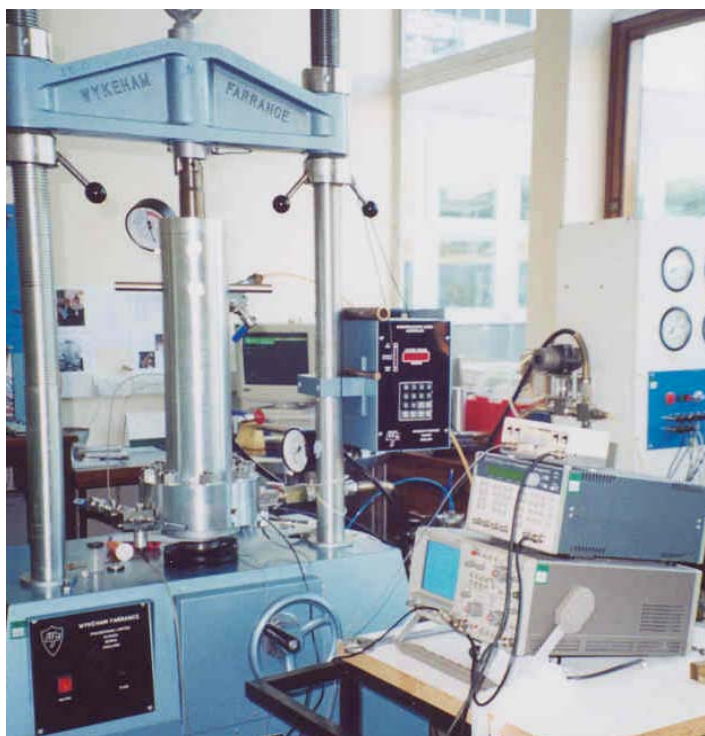


Figura 3.9: Visão geral do equipamento triaxial utilizado nos ensaios de compressão isotrópica

Uma pequena rótula é conectada o 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 & Coop (1997). Um detalhe da instrumentação interna e da membrana utilizadas é apresentado na Figura 3.10.

Para a medição das variações volumétricas externas, assim como para os ensaios triaxiais com controle de trajetória de tensões, utilizou-se um medidor de variação volumétrica do tipo *Imperial College*. 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.

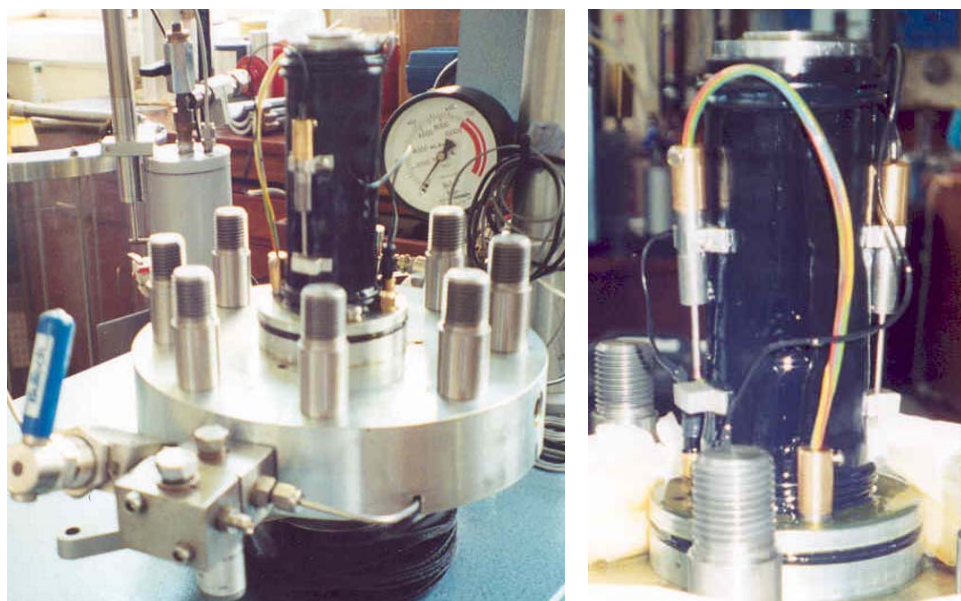


Figura 3.10: Detalhe da instrumentação local utilizada nos ensaios de compressão isotrópica

3.4.2.3 Ensaio Triaxial com *Bender Elements*

A técnica de ensaios com *bender elements* foi desenvolvida por Shirley & Hampton (1977), citados por Jovicic & Coop (1998). Trata-se de um método simples utilizado para a obtenção do módulo cisalhante elástico de um solo a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik & Madshus (1985) como sendo menor que 10^{-5} . Desta forma estima-se o módulo cisalhante inicial da amostra (G_0), relevante a deformações muito pequenas.

O sistema de *bender elements* pode ser instalado na maioria dos equipamentos de laboratório, mas mostra-se particularmente versátil quando usado em um equipamento triaxial, como descrito por Dyvik & Madshus (1985). Tratam-se de transdutores eletromecânicos piezoelétricos que são instalados no cabeçote da amostra e no pedestal do equipamento triaxial e que projetam-se para dentro da amostra em aproximadamente 4 mm. O transdutor instalado no cabeçote, ou o transmissor é excitado através da aplicação de uma voltagem, causando no mesmo uma vibração normal à face do cabeçote, enviando a onda através da amostra. A chegada da onda na outra extremidade da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como o receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é captada em um

osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem da mesma, com o qual pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante V_s , e por sua vez, o módulo cisalhante inicial, através da equação:

$$G_0 = \rho * V_s^2 = \rho * \left(\frac{L^2}{t^2} \right) \quad (3.1)$$

Onde ρ é a massa específica do solo, L é a distância entre os transdutores e t é o tempo de viagem da onda.

Uma das vantagens deste tipo de teste é que se trata de um ensaio não destrutivo, que permite qualquer número de medições de G durante o carregamento isotrópico.

O ensaio com *bender elements* foi realizado no equipamento triaxial capaz de aplicar altas tensões confinantes. A amostra de areia com fibras de 24 mm foi consolidada isotropicamente até 40 MPa, e durante este carregamento com taxa constante foram feitas as leituras com os *bender elements*, com incrementos de 300 kPa. Na Figura 3.9 (canto inferior direito) pode ser observado o equipamento utilizado na medição do módulo cisalhante inicial.

Fez-se necessária a abertura prévia de um sulco na base e no topo da amostra, onde os transdutores foram instalados, com o objetivo de melhorar a interação entre o transdutor e a amostra, e por sua vez, a acurácia das leituras. De uma forma geral, este procedimento se baseia na transmissão de uma única onda senoidal, medindo-se o tempo de chegada desta. Os procedimentos e métodos de interpretação utilizados para a realização dos testes foi baseado em Viggiani & Atkinson (1995) e Jovicic *et al* (1996).

3.4.3 Ensaio *Ring Shear*

O ensaio do tipo *Ring Shear* é um ensaio de cisalhamento realizado até deslocamentos horizontais bem superiores aos usualmente obtidos com ensaios de cisalhamento direto, onde se busca identificar a resistência ao cisalhamento do material após a formação de um plano de cisalhamento bem definido.

Nesta pesquisa utilizou-se o equipamento *Ring Shear Bishop* (Bishop *et al*, 1971), descrito pelos mesmos autores, por este se mostrar adequado na avaliação de solos granulares reforçados, primeiro devido ao volume de material ensaiado ser maior quando comparado com equipamentos comuns de cisalhamento, e segundo pela superfície e zona de cisalhamento se formarem no centro da amostra, entre os anéis de confinamento (Figura 3.5), permitindo assim uma resposta melhor dos parâmetros de cisalhamento que atuam entre as partículas do material e as fibras.

Neste equipamento, a amostra possui 152 mm de diâmetro externo, 102 mm de diâmetro interno e altura inicial de 20 mm, e pode ser submetida a uma tensão normal máxima de 980 kPa e a uma tensão cisalhante máxima de 460 kPa. A base do equipamento possui duas colunas rígidas de aço que dão reação ao braço de torque e também suportam a barra horizontal que carrega o mecanismo de levantamento do anel de confinamento superior.

O anel de confinamento inferior é fixado à base, que gira com o auxílio de um motor elétrico que possui uma unidade de engrenagens de velocidade variável. O sistema de aplicação de carga vertical é montado dentro da base, abaixo da amostra. O esquema geral do equipamento pode ser visualizado na Figura 3.11.

Este equipamento possui duas células de carga para a medição do torque, quatro LVDTs para a medição da inclinação da amostra durante o cisalhamento e para o controle da abertura dos anéis de confinamento, e um anel dinamométrico superior, responsável pela medição do atrito lateral.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios seguiram os princípios descritos por Bishop *et al* (1971). Após a compactação da amostra dentro dos anéis de confinamento, o conjunto de peças contendo a amostra era parafusado na base rotativa, o braço de torque era alinhado por meio de parafusos e a barra contendo o anel de carga e o sistema de levantamento do anel superior era conectado à amostra.

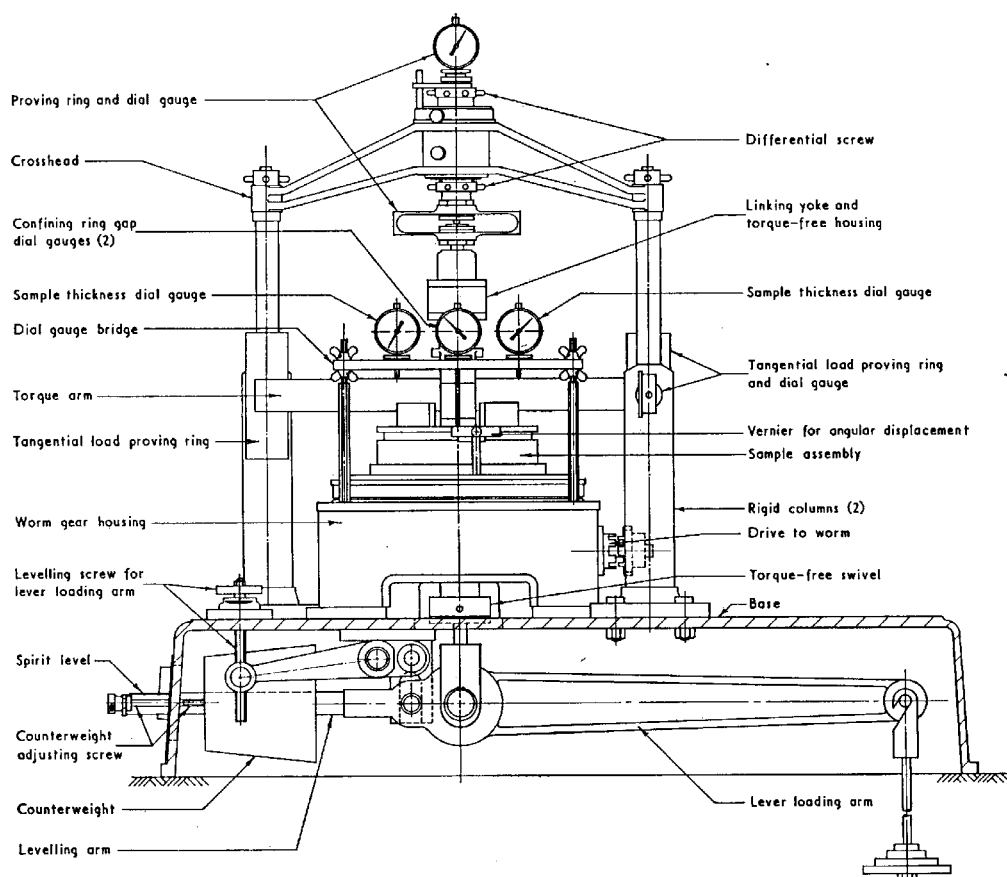


Figura 3.11: Visão esquemática do equipamento *ring shear* (Bishop *et al*, 1971)

O levantamento do anel superior, ou a abertura do espaço entre os anéis de confinamento, era monitorado por transdutores de deslocamento verticais e por um anel de carga, responsável pela medição do atrito lateral. A amostra era então inundada, e após 24 horas era carregada axialmente. Esperava-se tempo suficiente para que as deformações causadas pelo adensamento da amostra fossem desprezíveis. Logo após a estabilização das deformações, retiravam-se os parafusos que uniam os anéis de confinamento e aplicava-se uma rotação mínima, suficiente para que o braço de torque tocasse as células de carga fixadas em uma barra rígida, conectada à base do equipamento.

Após estes procedimentos, o espaço entre os anéis de confinamento era aberto (cerca de 0,30 a 0,35 mm). Para as misturas com areia e areia-fibra a amostra era cisalhada com uma velocidade média de 1,5 mm/min, até deslocamentos horizontais da ordem de 700 mm. Já para as amostras de bentonita e bentonita-fibra, foi aplicada uma velocidade de 0,05 mm/min, até deslocamentos horizontais de aproximadamente 200 mm, devido à maior perda de

material durante o processo de cisalhamento da amostra. A visão geral do equipamento pode ser observada na Figura 3.12.



Figura 3.12: Visão geral do equipamento *ring shear* (Bishop *et al*, 1971)

3.4.4 Análise do Alongamento e Ruptura das Fibras

Nesta pesquisa foi realizado um estudo que tentou avaliar o percentual dos comprimentos finais das fibras submetidos a grandes deformações, para um melhor entendimento do comportamento solo-fibra e da real atuação e mobilização destas no interior da massa de solo, verificando também qual é a influência de outros fatores nesta mobilização, como tensão confinante aplicada, matriz de solo, deslocamento horizontal alcançado e o diâmetro das fibras.

As características de alongamento e ruptura das fibras foram investigadas após serem solicitadas e submetidas ao ensaio triaxial isotrópico e aos ensaios *ring shear*.

Para a obtenção destes resultados procedeu-se da seguinte maneira: tomaram-se amostras que foram retiradas dos equipamentos e lavadas em uma peneira com água corrente para possibilitar a separação das fibras e da matriz de solo. Depois, as fibras foram secadas ao ar e medidas em porções que apresentavam um mesmo comprimento, com uma escala comum (paquímetro), em um número de 50 medições para cada amostra (com ± 1 mm de tolerância).

Os comprimentos iniciais das fibras avaliadas variaram de 6 a 24 mm e, após a medição realizada, foram encontradas fibras desde 5 até 34 mm de comprimento, confirmando os dados fornecidos pelo fabricante em relação ao potencial de deformação das fibras.

3.4.5 Ensaios de Placa

A Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS), em parceria com a Universidade de Passo Fundo (UPF) vem desenvolvendo um extenso programa de pesquisas que abrange as mais diversas questões e problemas geotécnicos. Dentro deste contexto surgiu a idéia do desenvolvimento e execução de ensaios de prova de carga em placa no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UPF, onde foram realizados os ensaios que fazem parte desta pesquisa.

3.4.5.1 Equipamentos Utilizados

Para a realização dos ensaios de placa, utilizou-se uma placa rígida de aço de 2,54 cm de espessura e 30 cm de diâmetro. Objetivando servir de suporte para a mistura areia-fibra, foi construída uma caixa de acomodação em madeira, reforçada com cantoneiras de aço, com dimensões necessárias para garantir, do ponto de vista prático, a total independência da mistura ensaiada, sendo a espessura das camadas tratadas pelo menos 3 vezes o diâmetro da placa utilizada.

Foram instaladas células de pressão nas laterais da caixa, antes da execução das camadas compactadas, que através de um constante monitoramento comprovaram a total independência da mistura dentro do bulbo de pressões da placa, sem a geração de pressão nas paredes da caixa de acomodação.

O sistema de reação e transmissão de carga desenvolvido foi composto por um pórtico com carga de trabalho de até 250 kN. Para a construção deste, foram empregados perfis tipo I com espessura de 12,7 mm. O sistema de aplicação de carga se deu através do emprego de um macaco hidráulico com 250 kN de carga máxima, juntamente a uma bomba manual.

O sistema de medição de carregamentos era composto por uma célula de carga com capacidade de 200 kN. Os deslocamentos foram monitorados através do emprego de defletômetros com curso de 50 mm e 0,01 mm de precisão. Previamente à execução dos ensaios foi realizada uma calibração dos medidores de deslocamento, bem como da célula de carga utilizada.

Os dados foram digitalizados através de uma placa conversora A/D, onde foram monitorados cargas e recalques. A Figura 3.13 mostra um detalhe do ambiente de execução dos ensaios de placa, para uma melhor visualização dos sistemas de preparação, reação e aquisição de dados.



Figura 3.13: Detalhe do ambiente de execução dos ensaios de placa.

3.4.5.2 Processos de Mistura e Construção das Camadas

A preparação das misturas foi executada com auxílio de uma betoneira de 350 litros. A areia foi pesada com auxílio de uma balança, com 100g de precisão e espalhada para secagem ao ar para posteriormente ser utilizada nas misturas. As fibras, assim como para os outros ensaios descritos, necessitaram ser previamente desfiadas para se obter um maior êxito na mistura, processo este executado manualmente.

A compactação se deu em camadas com 10 cm de espessura cada uma. A seqüência do lançamento de material para o interior da betoneira segue o mesmo procedimento adotado em laboratório, primeiramente a areia e as fibras, para uma melhor homogeneização da mistura, depois de alguns minutos se adicionava a água. Logo após a mistura, procedeu-se o lançamento desta no interior da caixa.

A compactação das camadas, observada na Figura 3.14, foi realizada com um compactador mecânico, movido a gasolina, do tipo placa vibratória, adquirida pelo PPGEC/UFRGS.



Figura 3.14: Detalhe do processo de compactação das camadas.

Os parâmetros de compactação das camadas de areia e areia-fibra adotados para a execução dos ensaios de placa (como teor de umidade, pesos específicos aparente seco e densidades relativas), foram mencionados anteriormente, nos itens 3.2.3.

O controle da umidade e da densidade da mistura se deu através da extração de cilindros com solo do interior da caixa. Tal controle foi executado para cada duas camadas. A faixa de variação de umidade monitorada foi entre 9% e 10,5%, com densidades relativas de 30%, 50% e 90%. Após a compactação, as camadas foram cobertas com lona plástica a fim de evitar perdas de umidade até o momento da execução do ensaio.

3.4.5.3 Método de Ensaio

Após a execução das camadas o sistema de reação e a placa de aço circular rígida de 0,30 m de diâmetro eram posicionados para a execução de cada ensaio. As cargas foram aplicadas através de um macaco hidráulico e medidas em uma célula de carga, enquanto os recalques foram medidos por defletômetros, com divisões de 0,01 mm e 50 mm de curso, sendo restabelecidos próximo ao final do curso destes, quando necessário.

Os defletômetros foram fixados a uma viga de referência apoiada em bases de madeira e estes foram conectados sobre a placa em três pontos dispostos 120° um do outro e também, conectados sobre a camada tratada a uma distância de 5 cm da borda da placa. As bases de madeira foram instaladas fora da área afetada pelo campo de deformações provocado pelo carregamento da placa. O sistema de medição de deslocamentos pode ser observado na Figura 3.15 a seguir.



Figura 3.15: Detalhe do sistema de medição de deslocamentos

A aplicação do carregamento foi realizada em estágios sucessivos. Os valores dos incrementos de carga seguiram as recomendações da NBR 6489 (ABNT, 1984-b), que limita o valor do incremento em no máximo 20% da carga de ruptura prevista.

Os valores destes incrementos não foram fixados, variando de ensaio para ensaio. No entanto, tomou-se o cuidado de reduzir os valores dos incrementos após a passagem do trecho elástico, para que a curvatura da curva carga x recalque ficasse bem definida.

A aplicação de um novo estágio de carregamento só era realizada após ser verificado o critério de estabilização dos recalques do estágio anterior, propostos pela MB 3472 (ABNT, 1991-a), a qual estabelece que:

$$L_n - L_{n-1} < 5\%(L_n - L_1) \quad (3.2)$$

Onde:

L_n = leitura em um instante n qualquer;

L_{n-1} = leitura imediatamente anterior à leitura L_n ;

L_1 = primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento.

Durante os ensaios verificou-se que a estabilização dos deslocamentos ocorria rapidamente, principalmente nos primeiros incrementos de carga.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS TRIAXIAIS -- RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados e análises dos ensaios triaxiais com controle de trajetória de tensões e dos ensaios triaxiais com aplicação de altas tensões confinantes, aqui mencionados como ensaios de compressão isotrópica, realizados nos equipamentos triaxiais do *Imperial College*.

Primeiramente são abordadas as definições e notações básicas a respeito dos parâmetros de tensão e deformação utilizados ao longo do presente estudo e a seguir são apresentados os resultados e as respectivas análises divididos em itens específicos.

Com base no estudo feito por Heineck (2002), no item 4.3 serão feitas comparações dos ensaios realizados em areia com o comportamento mecânico de um solo residual de arenito (da formação Botucatu) reforçado e não reforçado com fibras, assim como no item 4.4 serão feitas comparações relacionadas aos ensaios de compressão isotrópica executados por Vendruscolo (2003). Ambas comparações têm o objetivo de um melhor entendimento do comportamento solo-fibra.

Todos os resultados obtidos são de fundamental importância na avaliação do comportamento mecânico das misturas de areia reforçada com fibras e da influência destas.

4.2 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 distorcional), juntamente com o volume específico v , utilizados na apresentação gráfica dos resultados, são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (4.1)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (4.4)$$

$$v = 1 + e \quad (4.5)$$

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 inicial de moldagem da amostra.

✓ 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 facilmente determinado. A inclinação da envoltória do estado crítico M relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância, dada pela equação:

$$\frac{q'}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (4.6)$$

✓ Segundo Atkinson (1993) a envoltória de ruptura do material estudado obtida no espaço $q:p'$ impõe ao eixo y um intercepto denominado G_p , que é igual a duas vezes a coesão verdadeira obtida para o material estudado. Para compressão triaxial, a expressão de M é dada pela equação:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (4.7)$$

✓ É válido salientar que os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno) obtidos da análise dos resultados dos ensaios triaxiais realizados, através do estudo da envoltória de ruptura do material 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:

$$t = \frac{1}{2}(\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (4.8)$$

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_a + \sigma'_r) \quad (4.9)$$

✓ Os dados provenientes de alguns dos ensaios triaxiais foram analisados em termos de rigidez ou módulo de deformação tangente, plotados versus o logaritmo das deformações cisalhantes. Assumindo-se que o material comporta-se de modo isotrópico, a rigidez calculada representa, então, o módulo cisalhante G , que é obtido pela equação:

$$G = \frac{\delta q}{3 \delta \varepsilon_s} \quad (4.10)$$

A rigidez tangente foi calculada usando-se uma regressão linear sobre os 5 primeiros pontos, 11 primeiros pontos e após, 31 pontos, na curva $q:\delta \varepsilon_s$. 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:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (4.11)$$

Assim, o valor de N representa a interseção do volume específico inicial de cada amostra com o eixo dado por $p' = 1\text{kPa}$, definindo 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 LIC (linha isotrópica de compressão). A LEC pode ser descrita pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4.12)$$

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 LIC.

✓ Para os ensaios triaxiais realizados com *bender elements*, o módulo de deformabilidade ou módulo cisalhante é proporcional ao nível de tensões efetivas elevado a um expoente n , que varia com o nível de deformações, sendo que para pequenas deformações o módulo aproxima-se de 0,5 e para grandes deformações tende a 1. Viggiani & Atkinson (1995), ao estudarem o comportamento a pequenas deformações de solos de granulometria fina, concluíram que o módulo cisalhante a deformações muito pequenas pode ser relacionado ao estado de tensões através da expressão:

$$\frac{G}{p_r} = A \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n R_0^m \quad (4.13)$$

Esta equação representa uma reta no plano normalizado $\log G/p_r: \log p'/p_r$, onde R_0 representa a razão de sobreadensamento, A , n e m são parâmetros adimensionais e p_r é a pressão de referência usada para adimensionalizar o plano em questão ($p_r=1\text{kPa}$). Para o caso dos ensaios apresentados no item 4.4.2, existe somente uma reta para o nível de deformações muito pequenas ($< 10^{-5}$ - Dyvik & Madshus, 1985), uma vez que as leituras foram coletadas durante a fase de carregamento isotrópico do ensaio triaxial.

4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL COM CONTROLE DE TRAJETÓRIA DE TENSÕES

Este item abrange os resultados dos ensaios triaxiais, onde foram fixados o teor de fibra (0,5% - calculado em relação à massa de solo seco), comprimento de fibra (24 mm), título da fibra (3,3 dtex), peso específico aparente seco (15 kN/m^3 - correspondente a uma densidade de 50%) e umidade das misturas (10%). Foram aplicadas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200, 400 e 680 kPa em diferentes trajetórias de tensões seguidas (Figura 3.1). Maiores detalhes sobre esta etapa dos experimentos estão descritos no Capítulo 3.

Para o solo residual de arenito, classificado como uma areia siltosa, foram fixados o teor de fibra (0,5%), comprimento de fibra (24 mm), título da fibra (3,3 dtex), peso específico aparente seco ($17,4 \text{ kN/m}^3$) e umidade das misturas (16,2%). Alguns destes ensaios foram realizados por Casagrande (2001), porém o estudo completo sobre este material foi realizado por Heineck (2002) para ensaios triaxiais drenados e não drenados, com tensões efetivas médias iniciais de 20, 60, 100, 200, 300, 400, 500 e 4500 kPa.

4.3.1 Mecanismo de Deformação

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

A Figura 4.1 apresenta o estado final de uma amostra de areia reforçada submetida a ensaio triaxial, após deformações axiais da ordem de 28%. Fica nítido o aumento de volume lateral da amostra, tornando-a similar a um formato do tipo “barril”, onde não foram observadas trincas significativas, nem mesmo a ruptura do corpo de prova. Fato este observado para todas as misturas de areia-fibra, independente da trajetória de tensão seguida.

As amostras de areia sem reforço apresentaram-se mais frágeis, com trincas superficiais que levariam à ruptura se submetidas a maiores deformações.

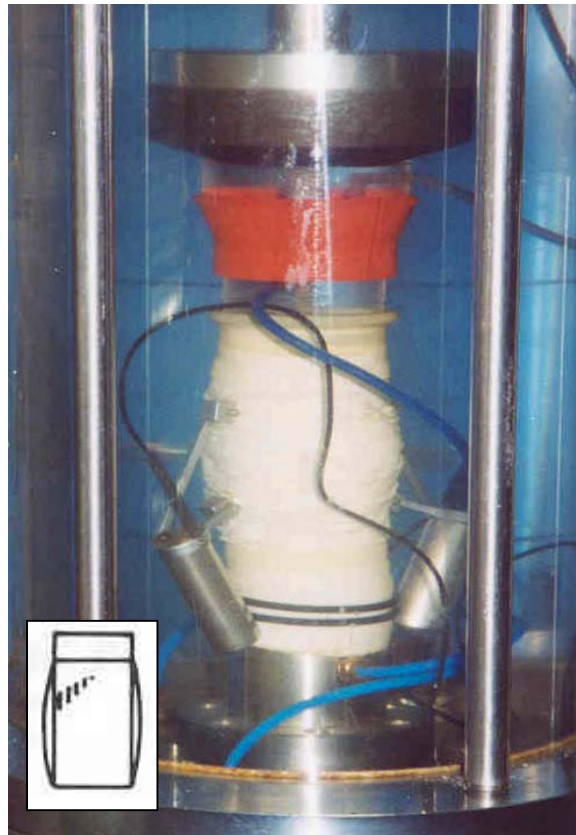


Figura 4.1: Detalhe de deformação da amostra de areia-fibra submetida a ensaio triaxial

4.3.2 Comportamento Tensão Desvio e Variação Volumétrica x Distorção

Nas Figuras 4.2 (a) e (b) estão apresentadas as curvas tensão desvio (q) e variação volumétrica (ε_v) x distorção (ε_s), correspondentes aos ensaios do tipo CID, para a matriz de areia, em compressão axial (nas tensões confinantes de 20, 100 e 200 kPa) e descarregamento lateral (nas tensões de 100 e 400 kPa).

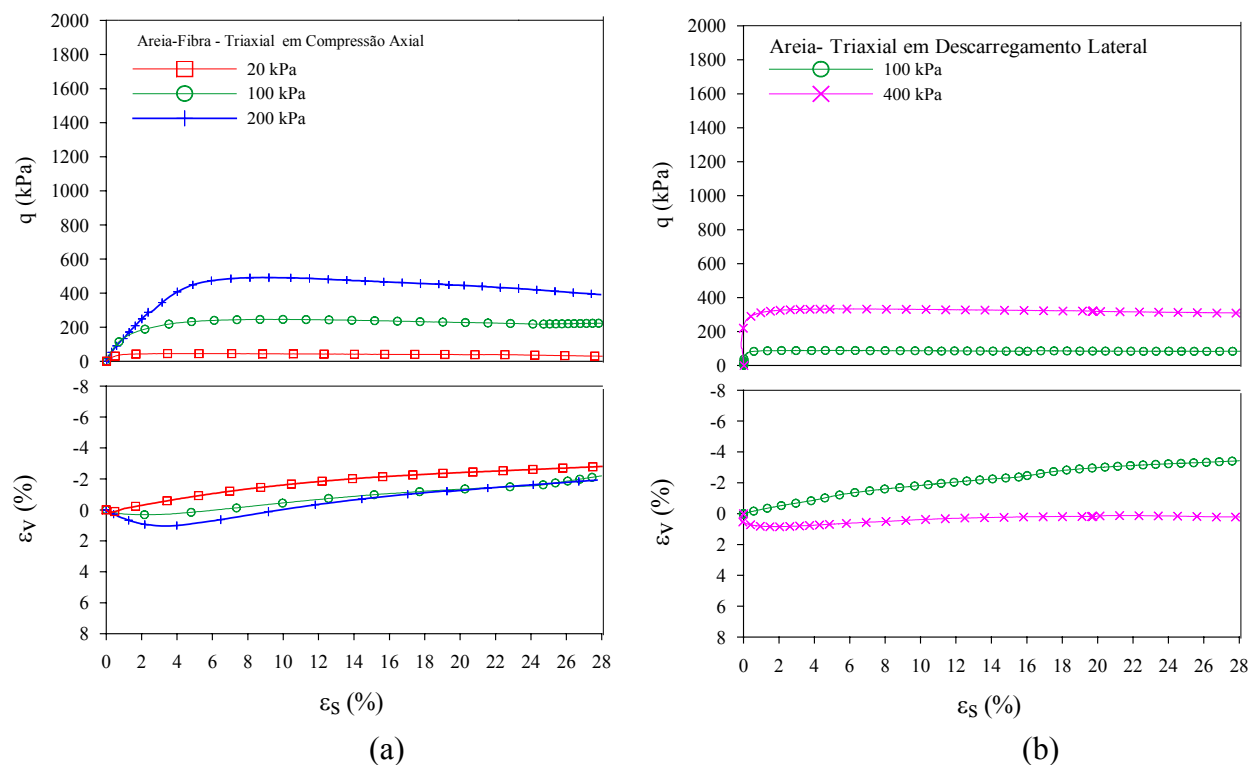


Figura 4.2: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para areia em ensaios triaxiais (a) compressão axial e (b) descarregamento lateral

Os resultados obtidos em areia reforçada são apresentados nas Figuras 4.3 (a), (b) e (c), respectivamente para as trajetórias de tensão em compressão axial (nas tensões confinantes de 20, 100 e 400 kPa), descarregamento lateral e p' constante (nas tensões confinantes de 20, 100, 200, 400 e 680 kPa).

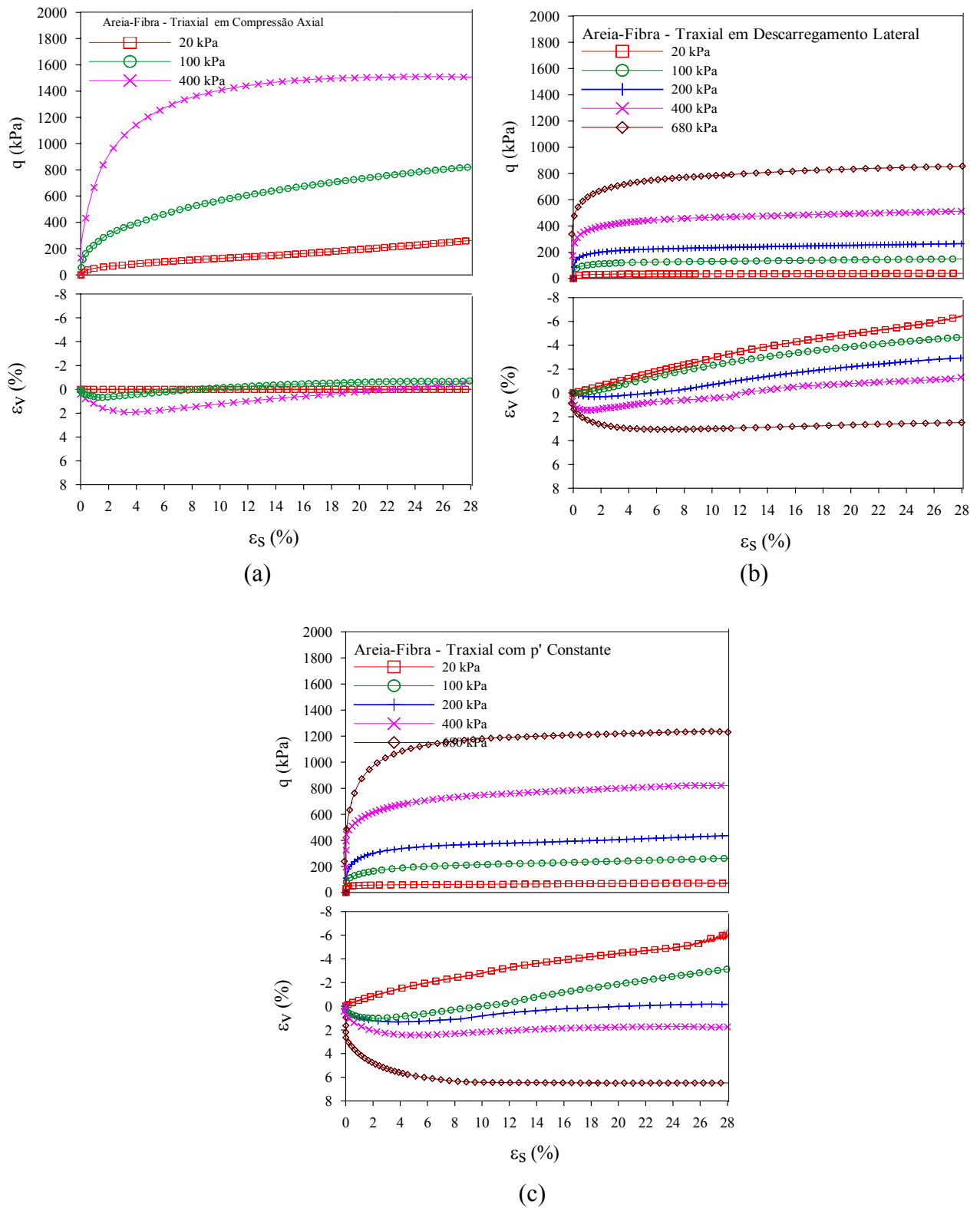


Figura 4.3: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para areia-fibra em ensaios triaxiais (a) compressão axial; (b) descarregamento lateral e (c) p' constante

As Figuras 4.4 (a) e (b), mostram detalhes comparativos entre curvas de tensão e deformação volumétrica x distorção para as diversas trajetórias seguidas em areia-fibra, representando as curvas que atingiram um mesmo valor de tensão desvio para uma distorção de 28%.

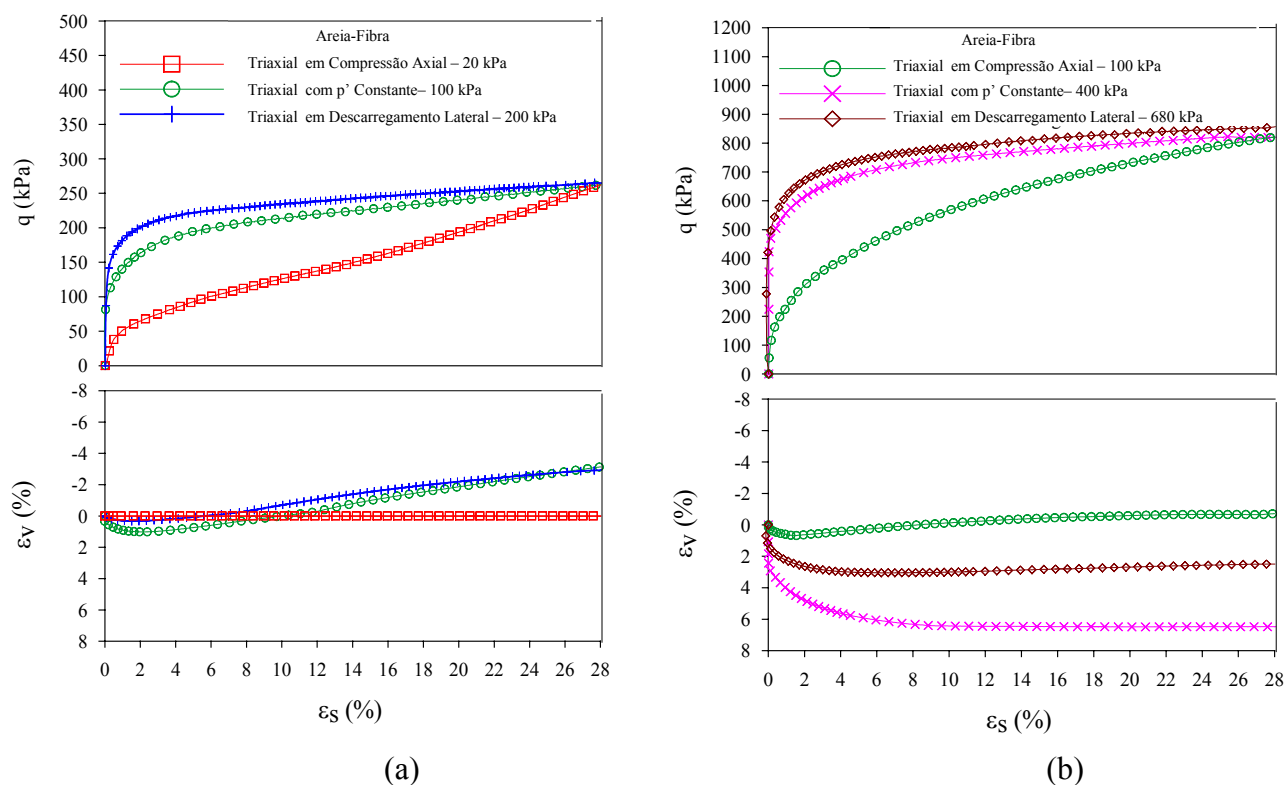


Figura 4.4: Comparação de curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para areia-fibra (a) entre compressão axial 20 kPa, p' constante 100 kPa e descarregamento lateral 200 kPa e (b) entre compressão axial 100 kPa, p' constante 400 kPa e descarregamento lateral 680 kPa

Na Figura 4.5 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais realizados em areia [(a) compressão axial e descarregamento lateral] e areia-fibra [(b) compressão axial, (c) descarregamento lateral e (d) p' constante] no espaço normalizado q/p' versus distorção. Pode-se verificar que os resultados obtidos para a areia sem reforço seguem uma mesma tendência de comportamento quando normalizados, para todas as trajetórias de tensões seguidas. Por outro lado, os resultados obtidos em areia reforçada não são totalmente normalizáveis, principalmente para baixas tensões de confinamento, apresentando um padrão de comportamento característico de um novo material, distinto dos materiais já conhecidos.

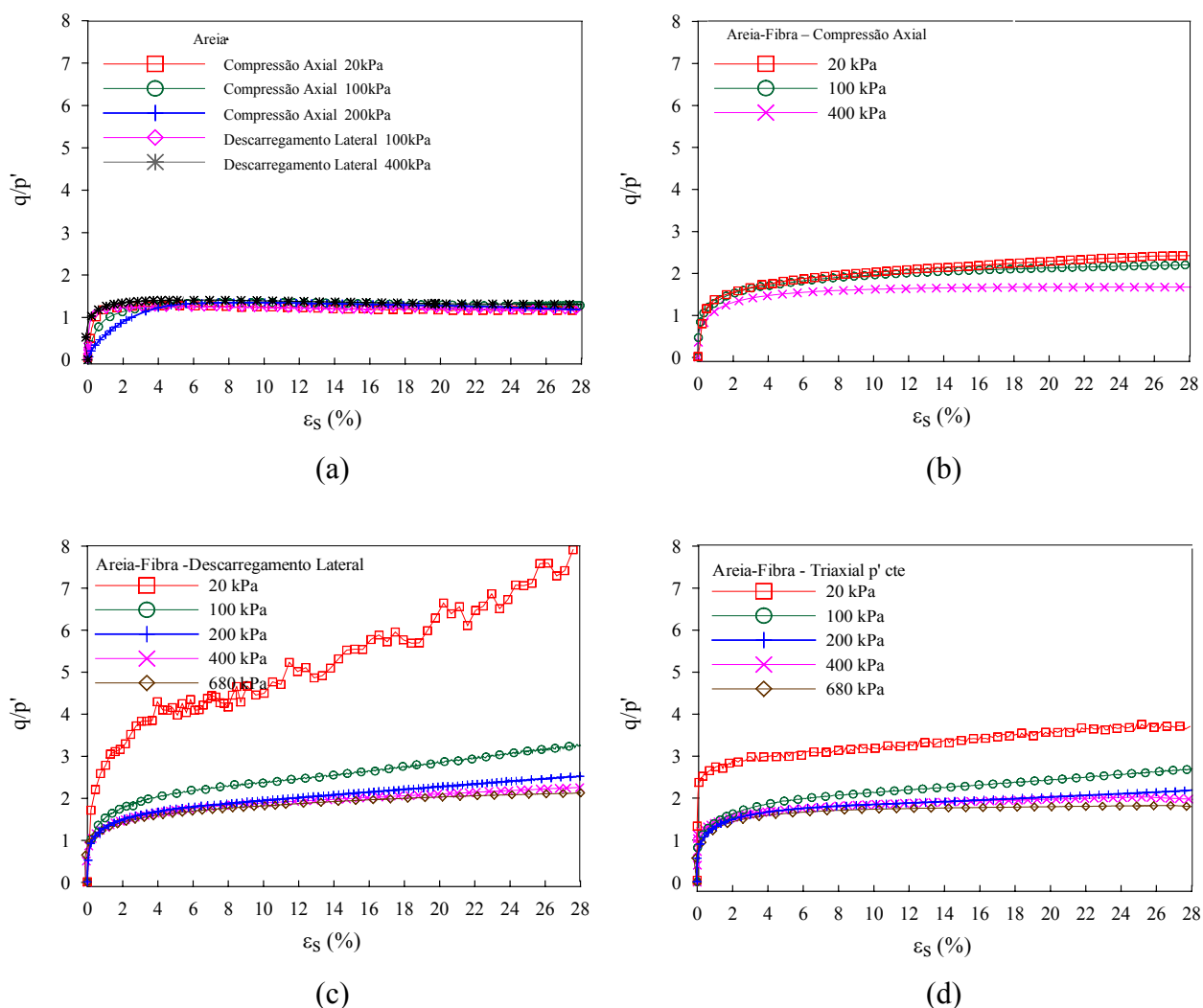


Figura 4.5: Curvas q/p' x distorção para (a) areia em compressão axial e descarregamento lateral; (b) areia-fibra em compressão axial; (c) areia-fibra em descarregamento lateral e (d) areia-fibra em p' constante

Nas Figuras 4.6 (a) e (b), estão representados os resultados dos ensaios triaxiais drenados, respectivamente em arenito e arenito-fibra, para as trajetórias de tensão em compressão axial (nas tensões confinantes de 20 a 400 kPa). Os ensaios triaxiais não-drenados são apresentados nas Figuras 4.7 (a) e (b), as curvas estão definidas como tensão x deformação distorcional e geração de poro-pressão x deformação distorcional.

Os resultados dos ensaios triaxiais drenados, em arenito e arenito reforçado, para as trajetórias de tensão em compressão axial e descarregamento lateral (com 100 kPa de tensão inicial) são apresentados na Figura 4.8 e os ensaios triaxiais realizados a 4500 kPa, podem ser observados na Figura 4.9.

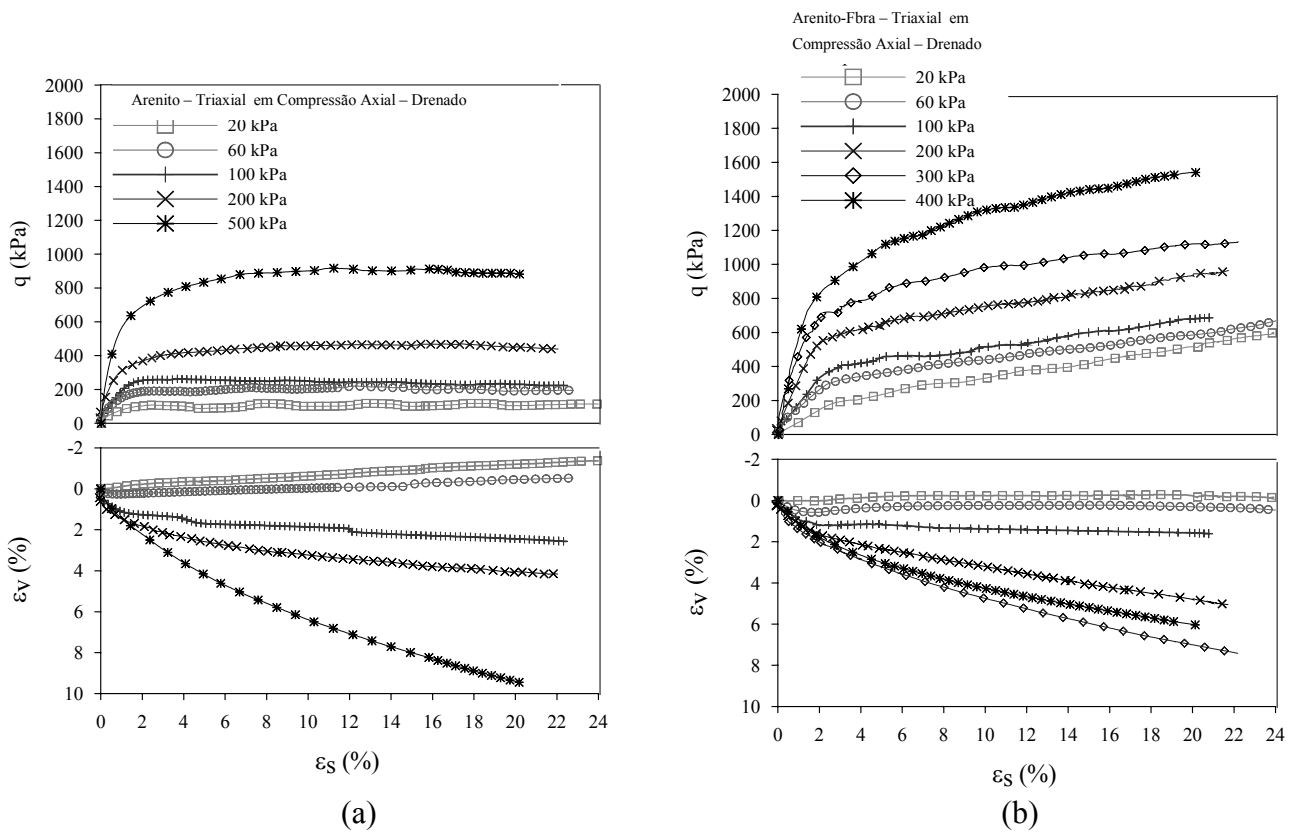


Figura 4.6: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção em ensaios triaxiais drenados, para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Casagrande, 2001 e Heineck, 2002)

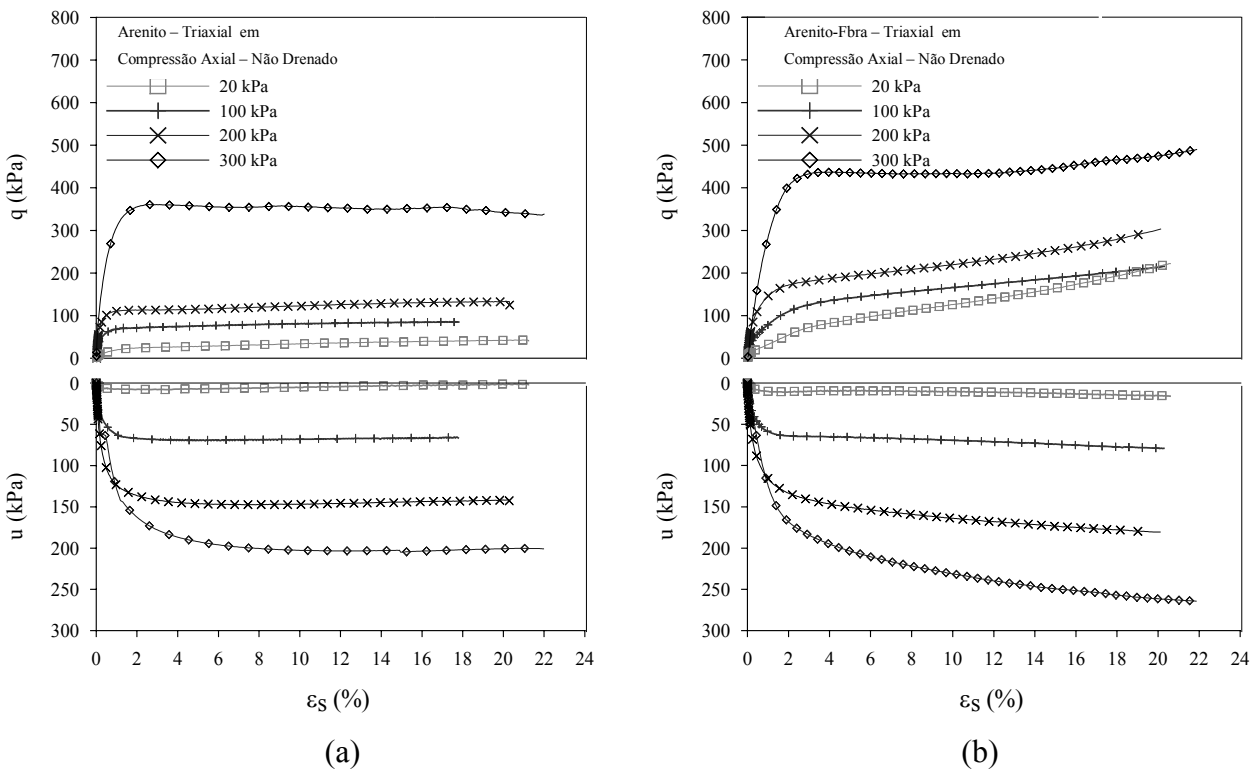


Figura 4.7: Curvas tensão e geração de poro-pressão x distorção em ensaios triaxiais não drenados, para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Heineck, 2002)

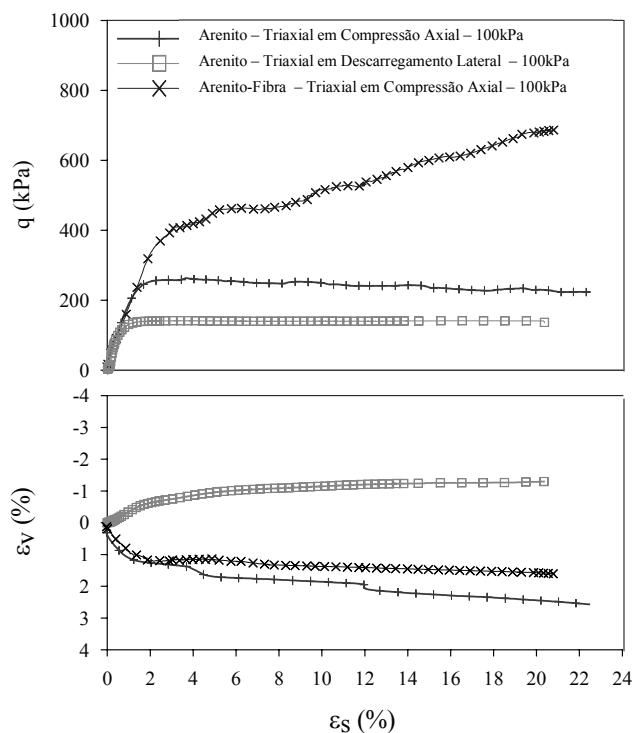


Figura 4.8: Comparação entre curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para arenito e arenito-fibra a 100 kPa de tensão confinante. (Heineck, 2002)

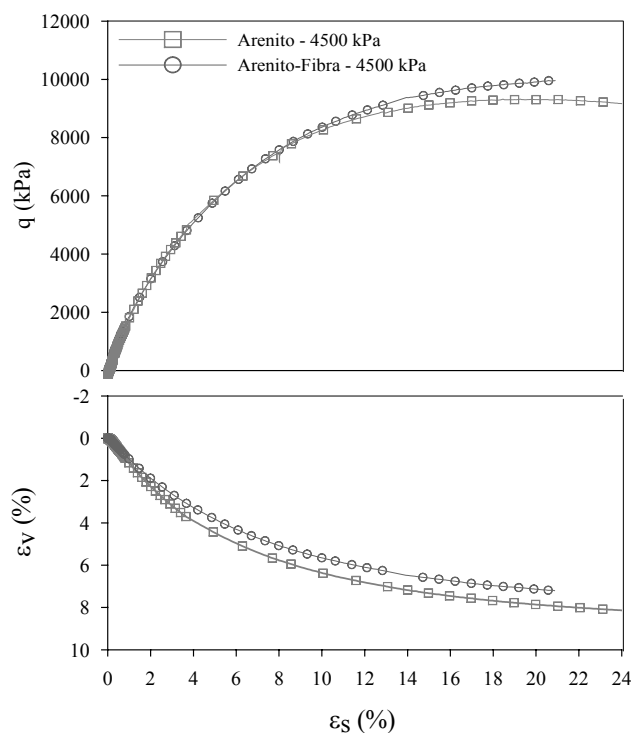


Figura 4.9: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção para arenito e arenito-fibra a 4500 kPa de tensão confinante. (Heineck, 2002)

Em linhas gerais, tanto a areia quanto o arenito apresentam um comportamento tensão-deformação e tensão-variação volumétrica similar ao descrito na literatura para estes tipos de materiais. 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 os dois materiais estudados, as principais alterações provocadas pela inclusão de fibras de polipropileno ao solo compactado estão relacionadas à deformabilidade e ao comportamento resistente da matriz para grandes deformações. A inclusão de fibras proporcionou um crescimento constante da resistência com o aumento das deformações distorcionais, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. No caso da matriz arenosa reforçada, o aumento de resistência é mais acentuado para os ensaios triaxiais realizados em compressão axial. Assim sendo, é visível que a introdução de fibras aumenta a resistência do material após uma certa deformação distorcional, e que esta resistência cresce com uma taxa aproximadamente constante, ou seja, o ganho de resistência é praticamente o mesmo e a sua taxa de crescimento também é única, independentemente da tensão efetiva média inicial.

O aumento da deformação volumétrica de contração do material mostrou-se ser tanto maior quanto maior for o valor da tensão efetiva média inicial. O comportamento compressivo da areia reforçada apresenta-se de forma mais acentuada para os ensaios triaxiais realizados em descarregamento lateral e p' constante, possivelmente devido à progressiva diminuição das tensões radiais impostas no decorrer destes ensaios.

A partir de uma certa taxa de deformação distorcional, observa-se um paralelismo entre as curvas tensão-deformação para as misturas reforçadas com fibras, em maior ênfase para os ensaios realizados em arenito-fibra, para todas as tensões confinantes estudadas. Este paralelismo é caracterizado pela existência de uma taxa de acréscimo de resistência única em relação à deformação distorcional, a partir do momento em que as fibras são mobilizadas. Existe realmente uma taxa única de crescimento de resistência que independe das tensões efetivas médias iniciais, e que se apresenta de forma linear e constante para o solo reforçado.

Para os ensaios em areia-fibra realizados em descarregamento lateral e com p' constante, o nível de deformação distorcional a partir do qual observa-se este paralelismo

entre as curvas tensão-deformação é de aproximadamente 2%, para todas as tensões efetivas médias iniciais estudadas. No caso da matriz de arenito-fibra, pode ser observado com maior ênfase o instante no qual as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência do material, em aproximadamente 0,5% de deformação distorcional. A partir daí torna-se evidente a diferença de comportamento entre as matrizes reforçadas e não reforçadas.

Da mesma forma que o postulado por Feuerharmel (2000) e Casagrande (2001), 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 materiais no estudo realizado por Feuerharmel (2000).

Segundo Heineck (2002), nas Figuras 4.7 (a) e (b) nota-se uma tendência ao aumento da geração de poro-pressão com a introdução de fibras, que provavelmente associa-se ao aumento das deformações volumétricas de contração dos materiais com a introdução de fibras. O aumento das deformações volumétricas de contração com a introdução de fibras é uma característica previamente relatada na literatura pelos autores Bueno *et al* (1996) e Stauffer & Holtz (1996).

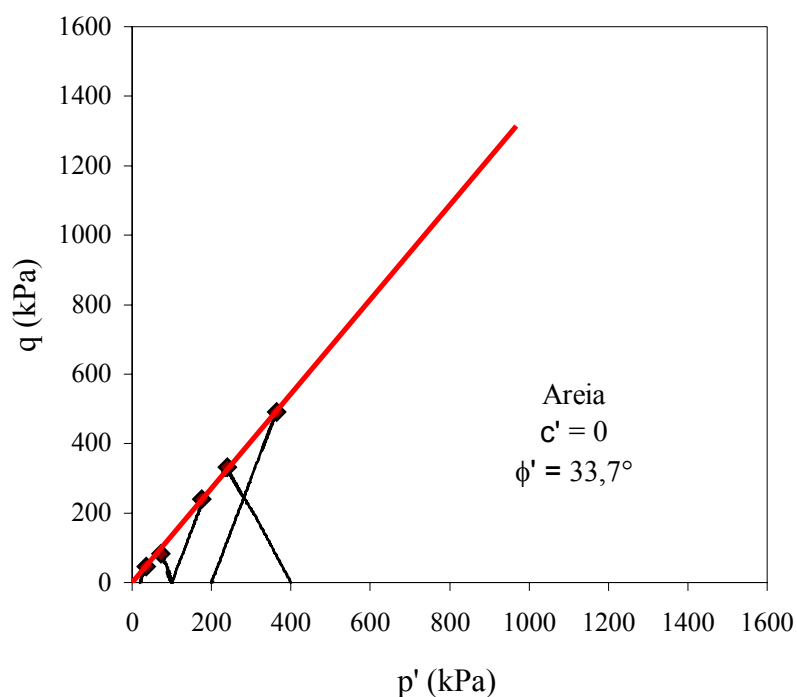
Observa-se que quando as fibras são submetidas a altas tensões de confinamento (Figura 4.9), a introdução destas não acarreta em uma mudança significativa no comportamento do material, mostrando que as fibras não funcionam com a mesma eficácia para tensões efetivas médias iniciais extremamente altas. As fibras atuam como um reforço único, corroborando a hipótese de que realmente atuam em conjunto, formando uma “malha” de reforço fibroso, quando estas forem solicitadas tanto a um nível de tensões menor quanto a um nível de tensões alto.

Nas Figuras 4.4 (a) e (b), as quais apresentam a comparação de curvas tensão e deformação volumétrica x distorção, pode ser observada a obtenção de dois pontos únicos da envoltória de resistência da areia-fibra, que atingiram um mesmo valor de tensão desvio para uma mesma distorção, porém através de três trajetórias de tensões distintas, partindo de três níveis de tensões confinantes iniciais diferentes, o que demonstra que a inclusão de fibras é

efetiva no mecanismo de acréscimo de resistência, independente da mudança da trajetória de tensões seguida pelo material, não alterando os parâmetros de resistência deste. As envoltórias de ruptura e respectivos parâmetros de resistência são descritos no sub-item a seguir.

4.3.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Na Figura 4.10 (a) e (b) estão ilustradas, respectivamente, as envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia e da areia reforçada com 0,5% de fibras de 24 mm de comprimento. As envoltórias estão plotadas no espaço $q:p'$, correspondentes a uma distorção de 28%. A Figura 4.10 (c) apresenta uma comparação entre as envoltórias de resistência obtidas para a areia e a areia-fibra. Para efeito de comparação, nas Figuras 4.11 (a) e (b) estão ilustradas as envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia e areia reforçada, para uma distorção de 20%. Assim como nas Figuras 4.12 (a) e (b) estão apresentadas as envoltórias e parâmetros correspondentes aos ensaios realizados no solo residual de arenito e arenito-fibra, também a 20% de distorção. A Figura 4.13 (a) apresenta uma comparação entre as envoltórias de resistência obtidas para ambos os materiais, reforçados e não reforçados com fibras e para um melhor esclarecimento, a Figura 4.13 (b) apresenta as curvas granulométricas correspondentes aos materiais estudados.



(a)

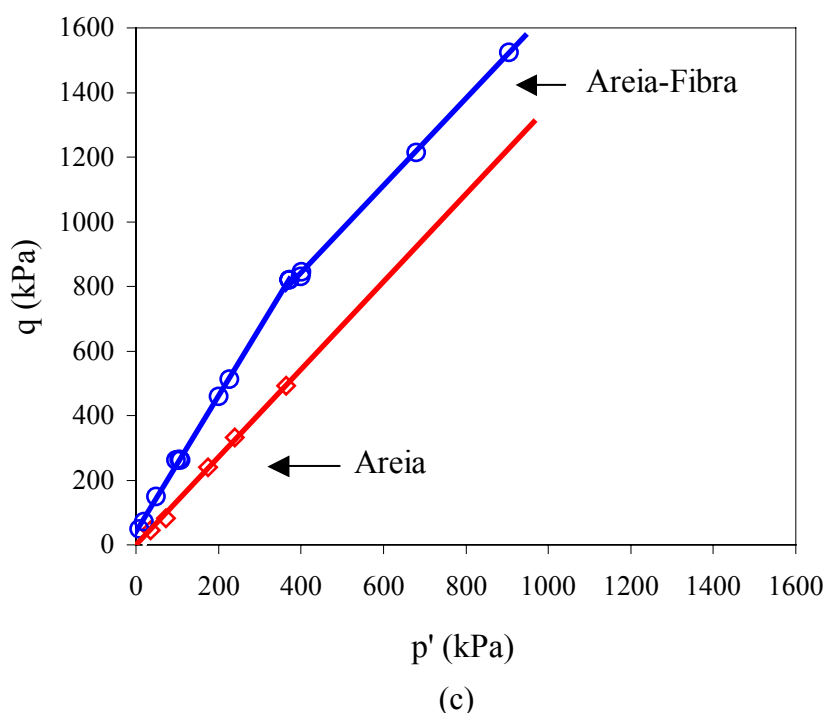
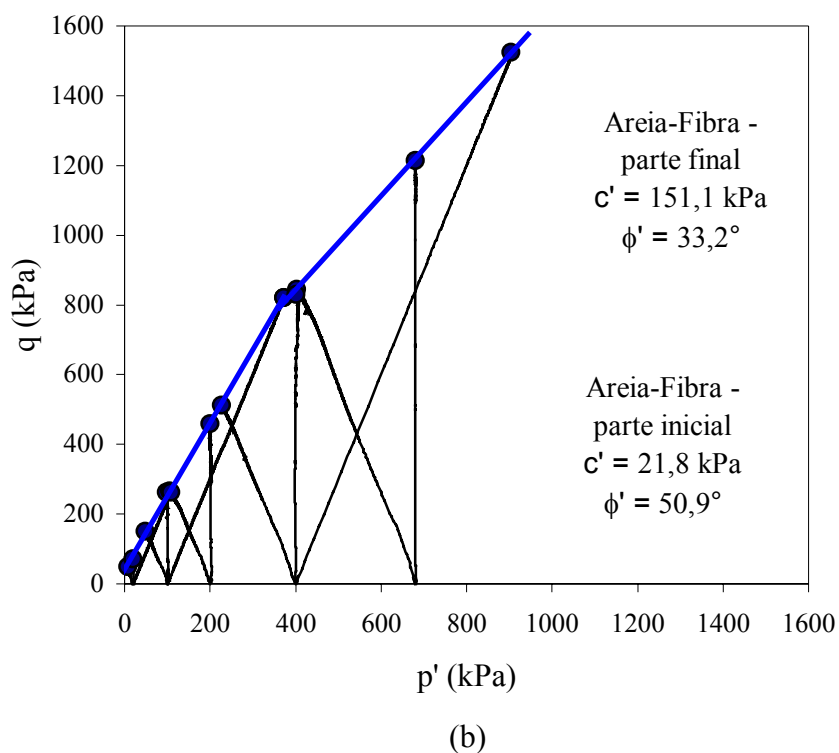
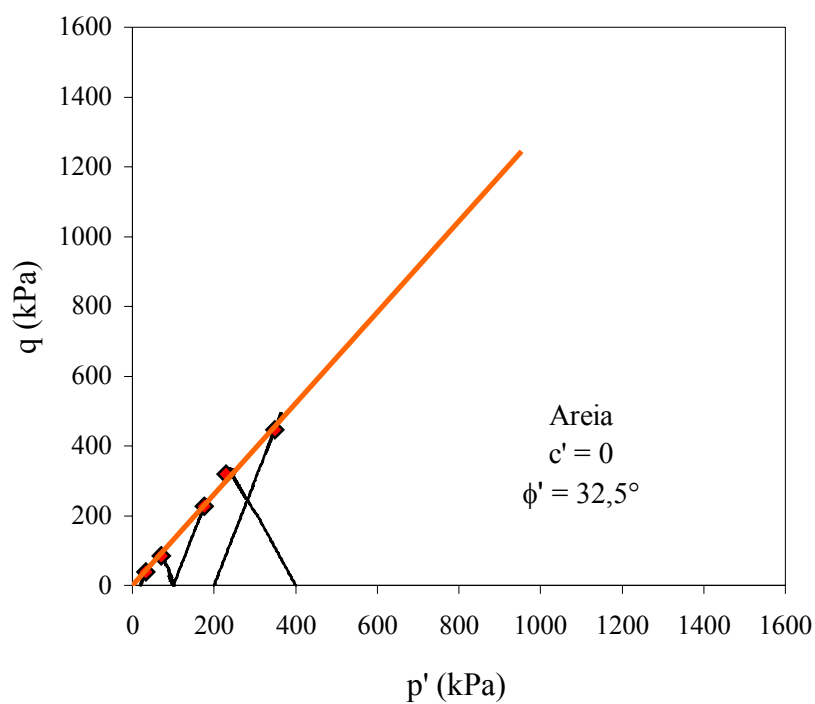
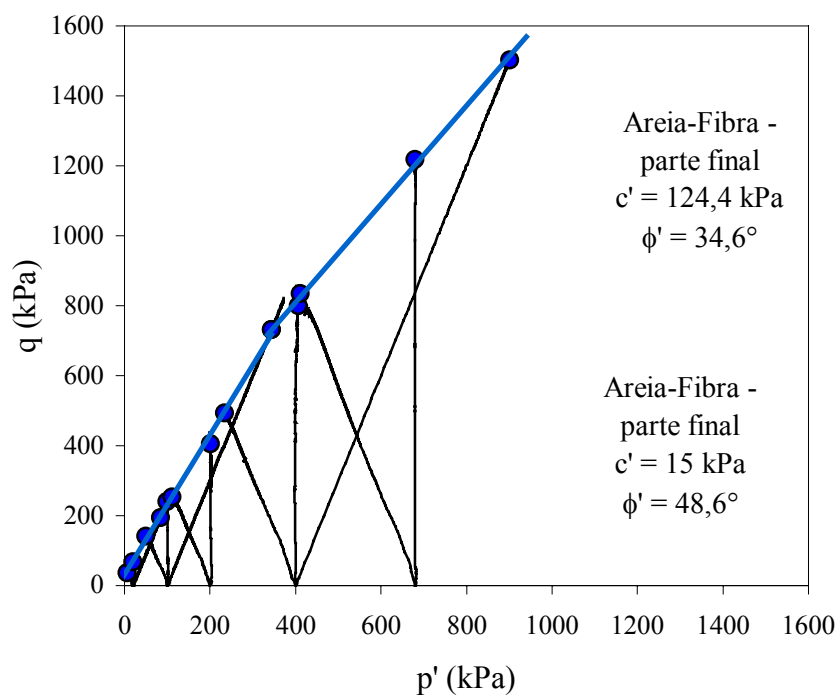


Figura 4.10: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\epsilon_s = 28\%$) para (a) areia; (b) areia-fibra e (c) comparação entre as envoltórias de resistência obtidas



(a)



(b)

Figura 4.11: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\epsilon_s = 20\%$) para (a) areia e (b) areia-fibra

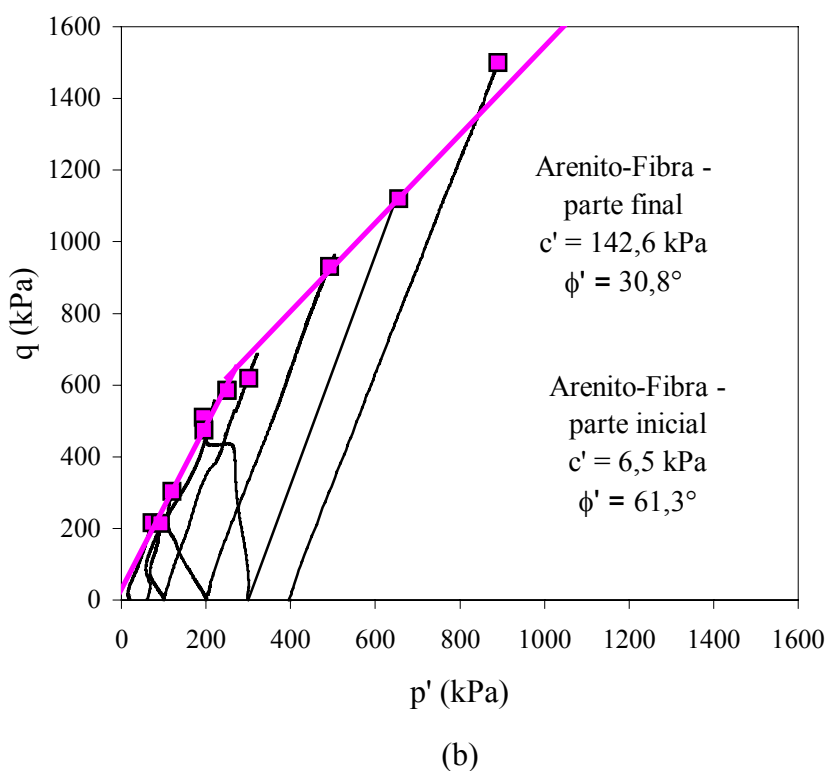
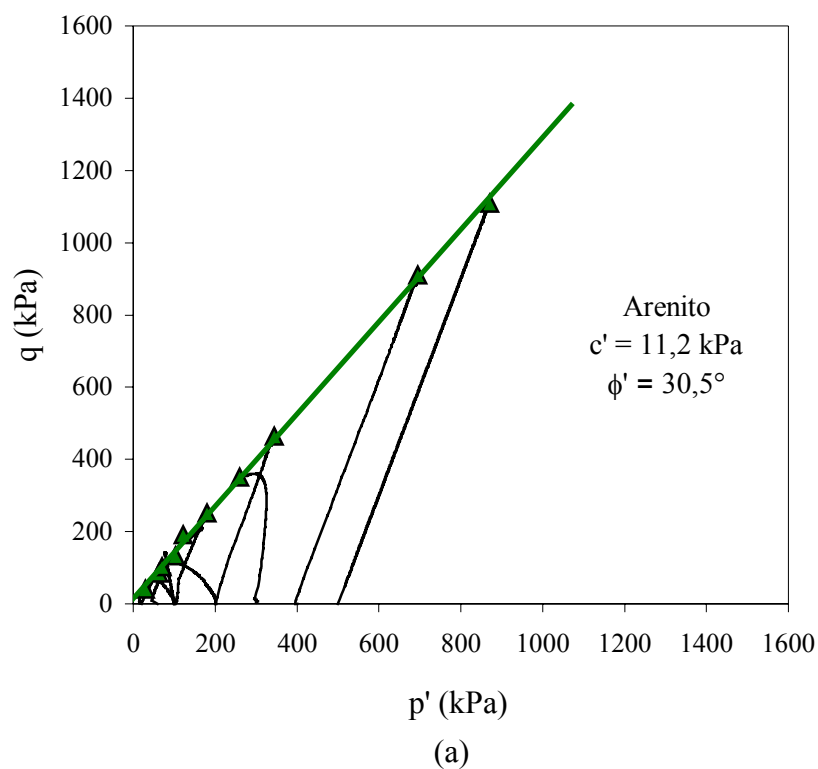
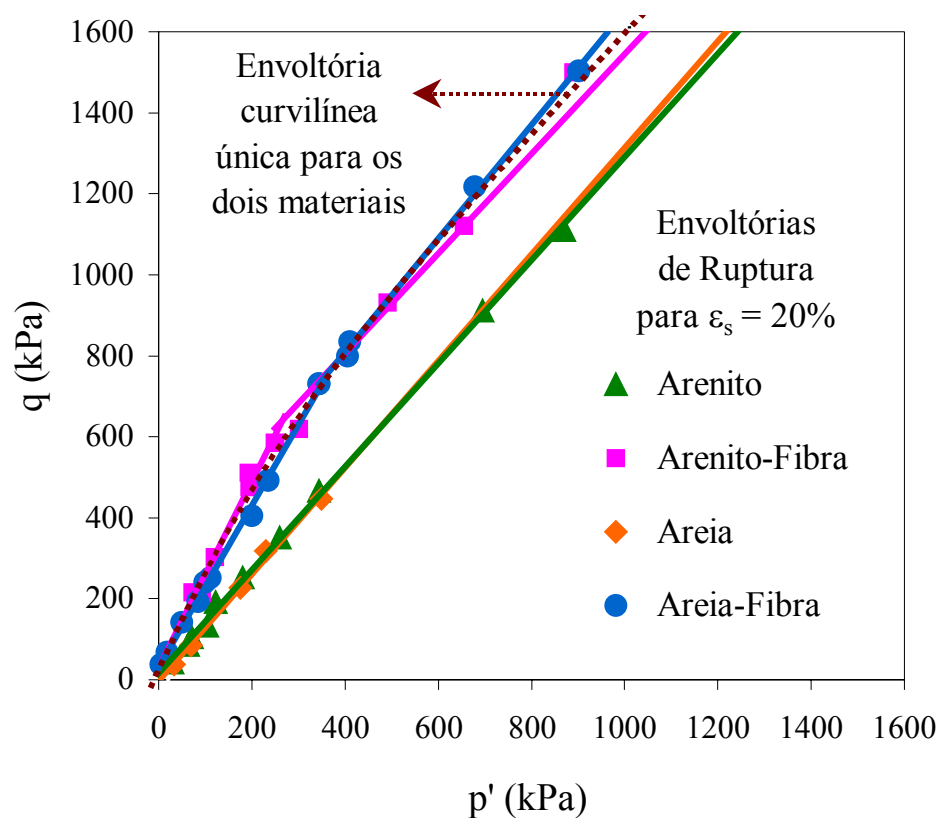
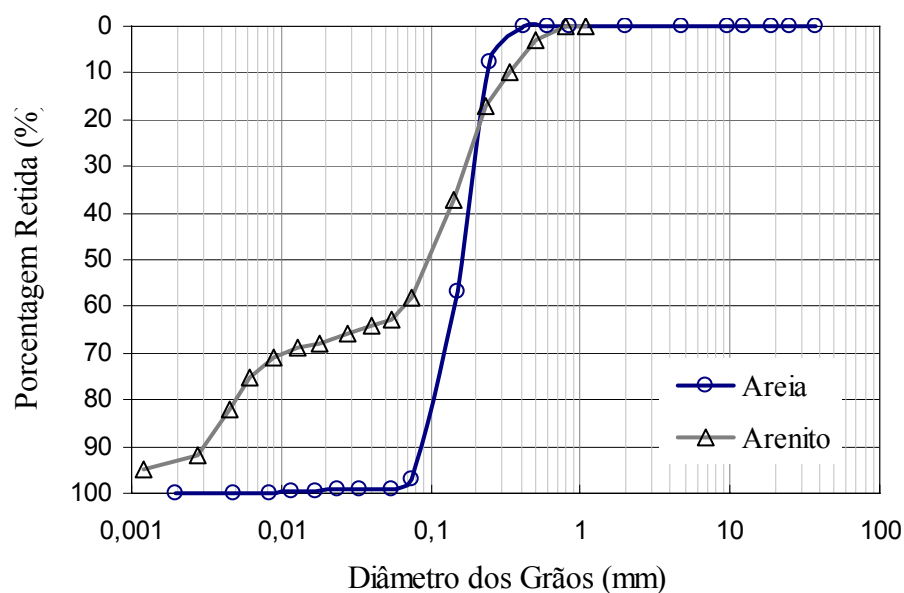


Figura 4.12: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\epsilon_s = 20\%$) para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Heineck, 2002)



(a)



(b)

Figura 4.13: (a) Comparação entre as envoltórias de resistência obtidas para areia e arenito reforçados e não reforçados com fibras, para $\epsilon_s = 20\%$ e (b) curvas granulométricas correspondentes à areia e ao arenito

Obteve-se um ajuste perfeito pela regressão linear que representa as envoltórias de resistência, tanto para areia quanto para o solo residual de arenito. No caso do arenito (segundo Heineck, 2002), não foi observada nenhuma mudança no valor da inclinação da reta ajustada para os pontos que delimitam a envoltória incluindo-se o ensaio com tensão efetiva média inicial de 4500 kPa, confirmando que o nível de tensões não afeta o valor de ϕ' , para o solo residual de arenito compactado.

No caso de ambos os materiais reforçados, foi claramente verificada a bi-linearidade das envoltórias obtidas, ou seja, a existência de uma envoltória curvilínea-linear cruzando a origem é hipoteticamente prevista, não havendo a imposição de um intercepto coesivo ao solo arenoso com a adição de fibras, confirmando o que foi postulado por vários autores. Porém, para efeitos gráficos e quantitativos dos parâmetros de resistência obtidos, as envoltórias foram apresentadas anteriormente na forma bi-linear, onde pode ser observado o ponto de inflexão entre as partes inicial e final das mesmas.

A Tabela 4.1 mostra os parâmetros de resistência dos materiais estudados. No caso da areia reforçada verifica-se um ângulo de atrito bem mais elevado na porção inicial e um intercepto coesivo muito alto na segunda porção da envoltória, observa-se também que o ângulo de atrito do solo reforçado da parte final da envoltória é praticamente igual ao ângulo de atrito do solo não reforçado, conferindo um certo paralelismo a essas duas envoltórias.

Para o arenito-fibra pode-se observar que a parte inicial da envoltória possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito interno correspondendo a duas vezes o valor do ângulo de atrito interno do arenito não reforçado. Já na segunda parte da envoltória, onde resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-fibra se iguala ou supera a resistência à tração da fibra, o intercepto coesivo é alto e o ângulo de atrito interno é o mesmo do solo não reforçado.

Desta forma, a envoltória do solo reforçado acima da tensão crítica torna-se paralela à envoltória do solo sem fibras, em ambas as matrizes, corroborando os resultados apresentados na literatura. Com o aumento das deformações distorcionais, a envoltória aumenta com uma proporção muito maior para tensões efetivas médias iniciais mais altas, tornando-se paralela ao solo sem reforço para deformações distorcionais mais elevadas.

Confirmando o que foi postulado por vários autores, foi possível identificar uma tensão confinante crítica (e.g. Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Teodoro & Bueno, 1998), onde provavelmente possa ocorrer uma mudança no comportamento do material, em ambas as matrizes, de arenito e areia. Gray & 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 ruptura pode ser governada pela resistência à tração da fibra. Na envoltória da areia reforçada observa-se que a tensão confinante crítica é de aproximadamente 400 kPa, já no caso do arenito esta tensão é da ordem de 300 kPa.

Tabela 4.1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Material	c (kPa)	ϕ' (graus)
Arenito ($\varepsilon_s = 20\%$)	11,2	30,5
Arenito-Fibra ($\varepsilon_s = 20\%$)	6,5	61,3
	142,6	30,8
Areia ($\varepsilon_s = 20\%$)	0	32,5
Areia-Fibra ($\varepsilon_s = 20\%$)	15	48,6
	124,4	34,6
Areia ($\varepsilon_s = 28\%$)	0	33,7
Areia-Fibra ($\varepsilon_s = 28\%$)	21,8	50,9
	151,1	33,2

Através da comparação entre as envoltórias obtidas para os materiais em questão (Figura 4.13-a) é possível verificar que, tanto a areia quanto o arenito, possuem praticamente o mesmo comportamento resistente no espaço $q:p'$, e que a inclusão do reforço fibroso proporciona uma melhora nos parâmetros de resistência de ambos os materiais, numa mesma magnitude, pois se verifica que os pontos de inflexão das envoltórias lineares (que mudam a

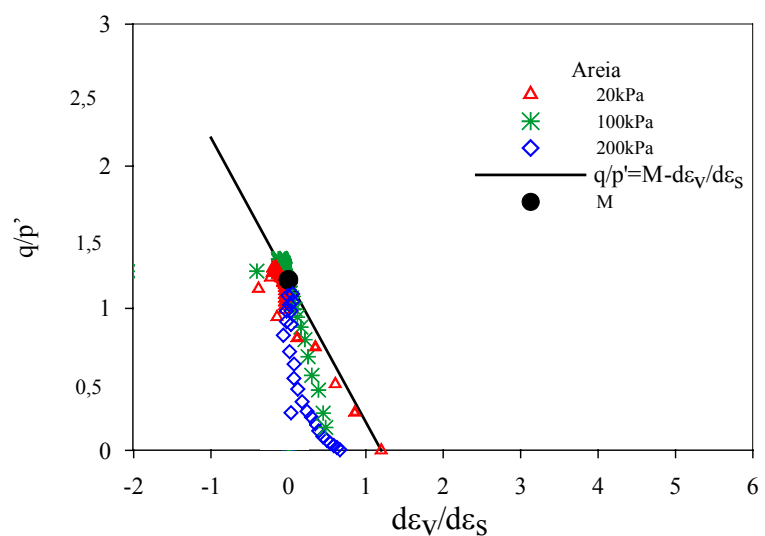
direção das retas que correspondem às partes inicial e final das envoltórias) são diferentes, porém, a localização destes confere uma única envoltória visível e curvilínea, que pode ser adotada como padrão para estes materiais estudados, compostos por granulometrias distintas (Figura 4.13-b). Isto provavelmente possa servir de base para a compreensão de outros materiais reforçados com características parecidas, compostos granulometricamente pela presença de uma quantidade mínima necessária de partículas mais finas, pois a presença de finos é fundamental no desenvolvimento do mecanismo de solitação das fibras e ganho de resistência no comportamento mecânico dos solos reforçados.

4.3.4 Comportamento Normalizado q/p' x Dilatância

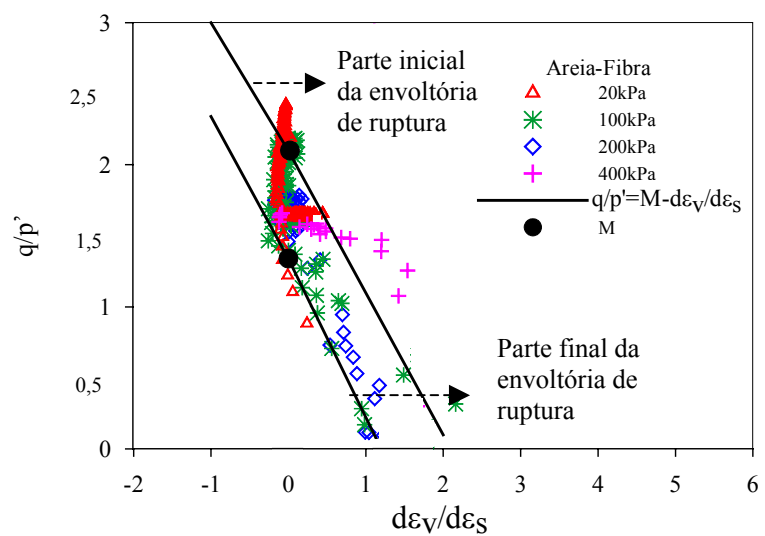
As Figuras 4.14 (a) e (b) apresentam a razão de tensões q/p' em função da dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) da areia e da areia reforçada para os ensaios triaxiais de compressão axial. Posteriormente, as Figuras 4.15 (a) e (b) representam tal comportamento para o arenito e arenito-fibra.

De acordo com Coop (1990), os dados apresentados no espaço q/p' : $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ mostram grande dispersão, particularmente a pequenas deformações, onde as taxas de contração do material de até aproximadamente 1% refletem deformações volumétricas muito grandes, em alguns casos resultante da quebra de partículas.

Da maneira como os ensaios estão apresentados, 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 isotrópica de compressão (LIC), o seu comportamento muda de dilatante para um comportamento de contração (Heineck, 2002).

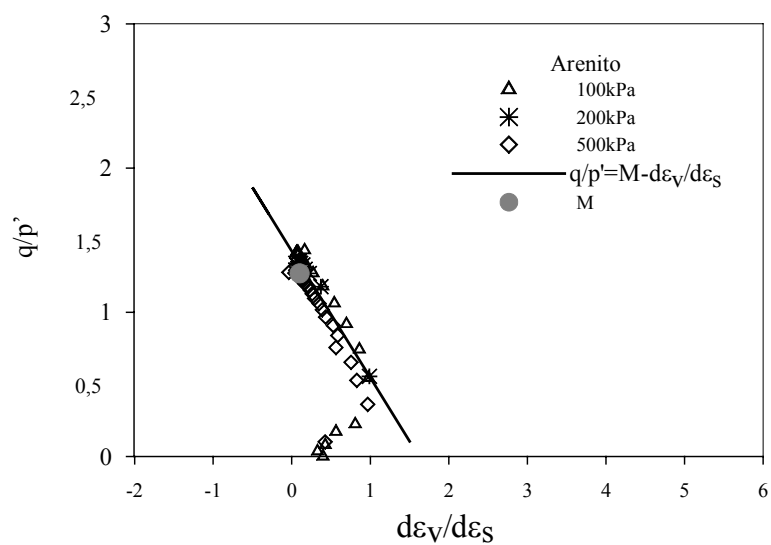


(a)

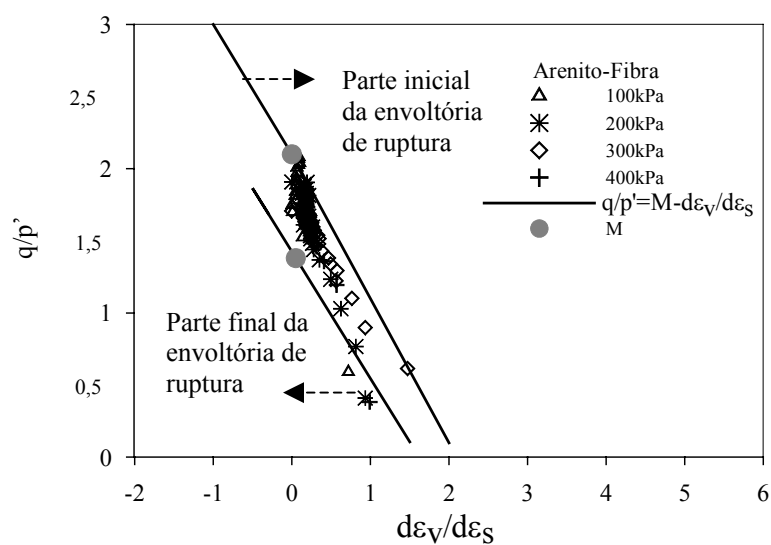


(b)

Figura 4.14: Comportamento normalizado q/p' x dilatação para (a) areia e (b) areia reforçada submetidas a compressão triaxial



(a)



(b)

Figura 4.15: Comportamento normalizado q/p' x dilatação para (a) arenito e (b) arenito reforçado submetidos a compressão triaxial (Heineck, 2002)

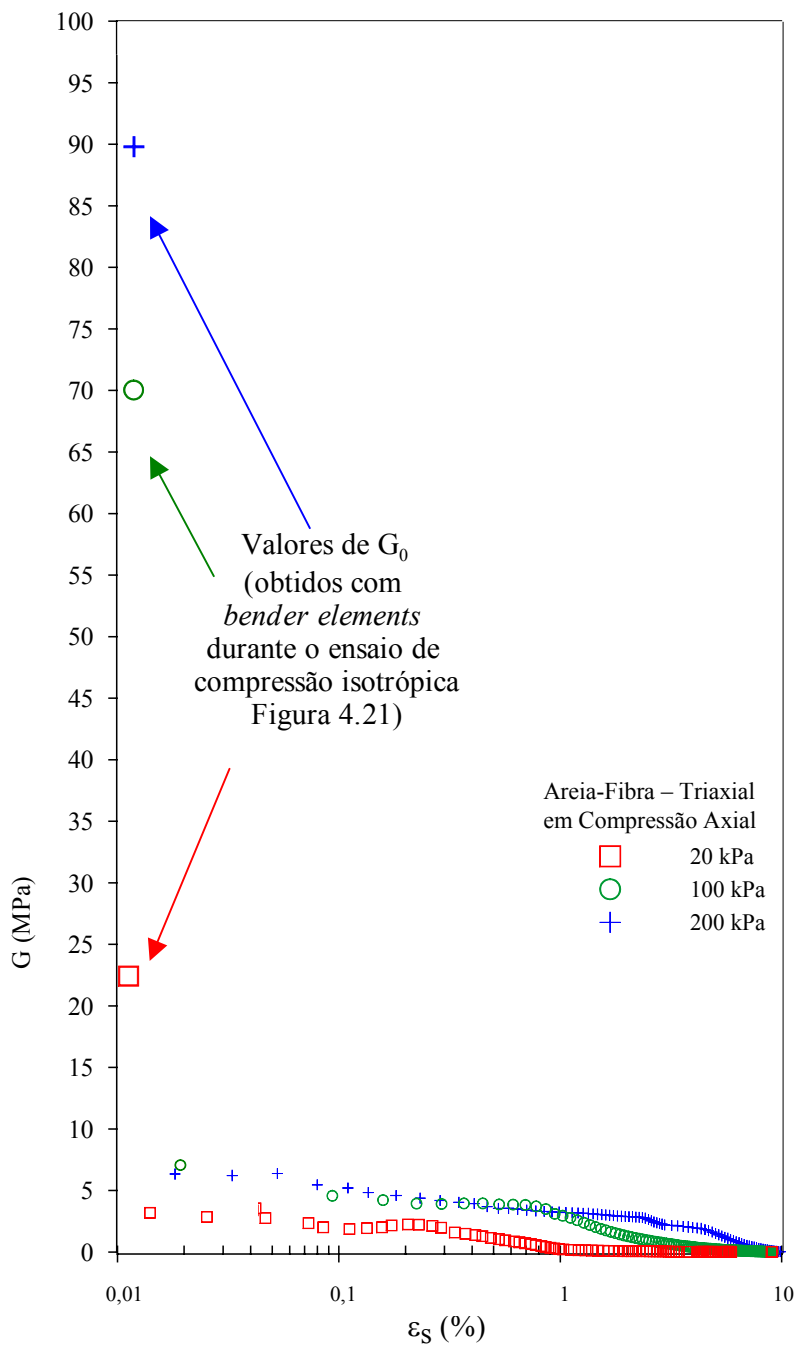
Para os testes com tensões efetivas médias iniciais mais altas, a razão de tensões aumenta e a taxa de variação volumétrica tende a zero com a aproximação do estado crítico. Os dados dos testes com tensões efetivas médias iniciais mais baixas mostram que o solo contrai inicialmente, seguido de pequena expansão e do posterior retorno do seu estado ao estado último previamente definido.

A principal verificação que pode ser feita baseando-se na análise das Figuras apresentadas é que a introdução de fibras aumenta a razão de tensões q/p' , para ambos os materiais estudados, principalmente para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas, correspondentes à parte inicial das envoltórias de ruptura obtidas, apresentando valores de resistência muito superiores aos observados para os compósitos sem fibras. Esta análise confirma o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais mais baixas.

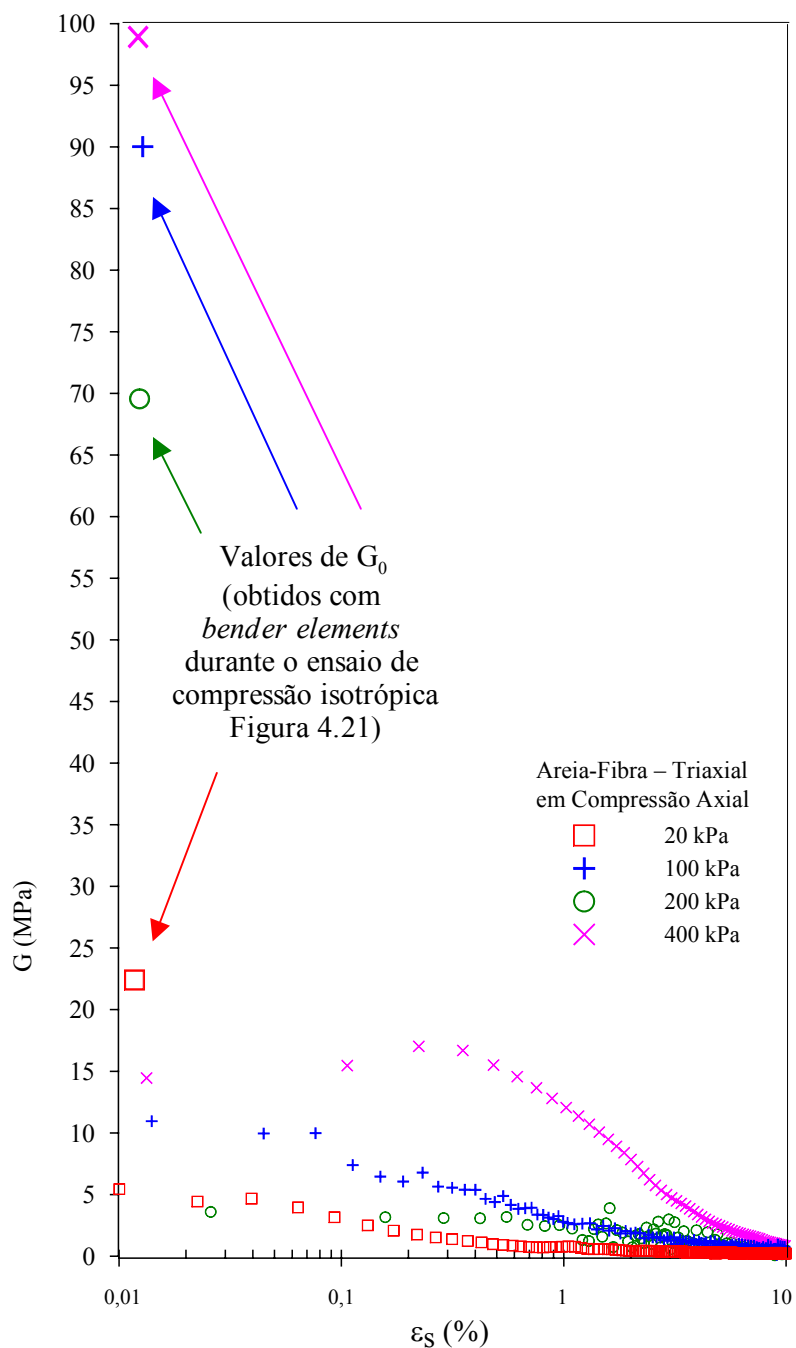
4.3.5 Análise da Rigidez

Os resultados obtidos para módulo cisalhante (G) versus distorção (ε_s) são apresentados na Figura 4.16 (a) e (b) para areia e para a areia reforçada, respectivamente, para as trajetórias de tensão em compressão axial. Para efeito de comparação, foram anexados os valores correspondentes ao módulo cisalhante inicial (G_0) obtidos com *bender elements* durante o ensaio de compressão isotrópica (em maiores detalhes no item 4.4.2 – Figura 4.21).

Nas Figuras 4.17 (a) e (b) estão representados tal comportamento para arenito e arenito-fibra em ensaios não drenados, respectivamente a 100 e 200 kPa de tensão confinante.



(a)



(b)

Figura 4.16: Módulo cisalhante x distorção para (a) areia e (b) areia reforçada submetida a compressão triaxial

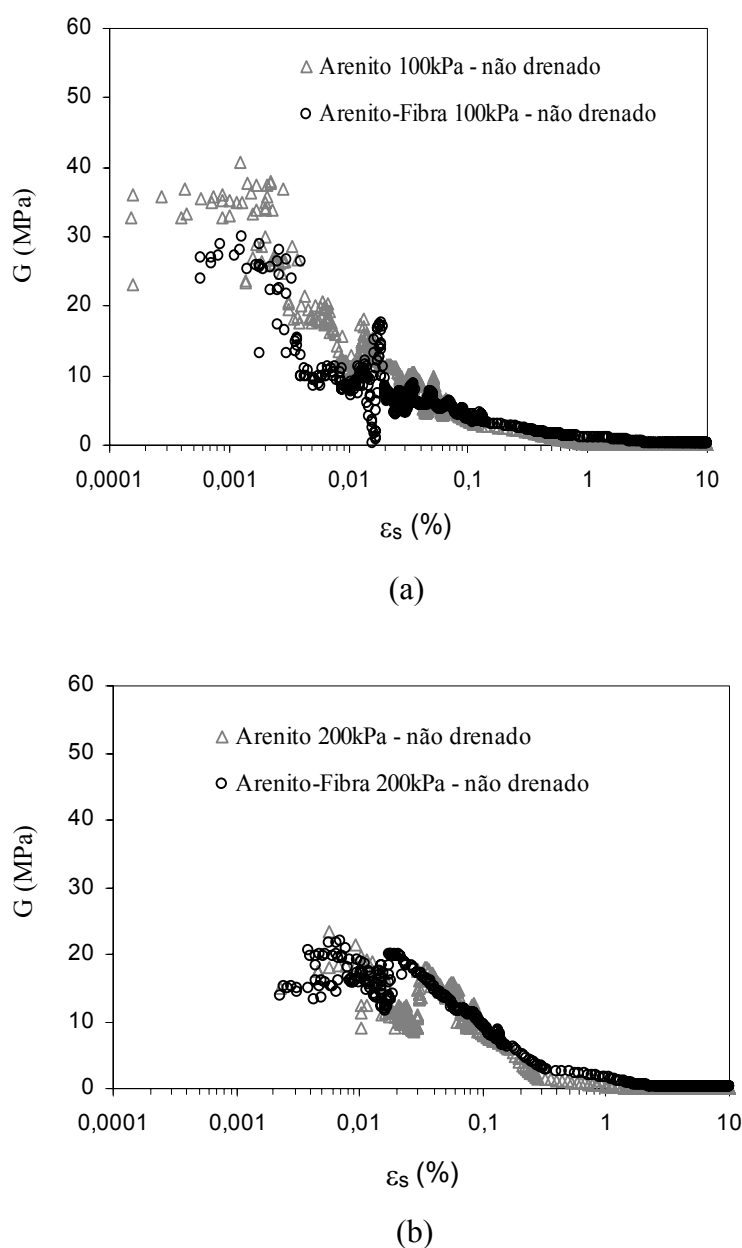


Figura 4.17: Módulo cisalhante x distorção em ensaios não drenados para (a) arenito e arenito-fibra - 100 kPa e (b) arenito e arenito-fibra - 200 kPa. (Heineck, 2002)

Para uma melhor compreensão do comportamento solo-fibra com relação à rigidez, a Figura 4.18 a seguir mostra a relação típica entre módulo cisalhante e deformações distorcionais para solos normalmente adensados e também para solos pré-adensados. Existem três regiões, como indicado, onde o comportamento é diferente. Para deformações muito pequenas, menores que alguns valores correspondentes à primeira plastificação da estrutura (usualmente da ordem de 0,001%), a rigidez é aproximadamente constante e o

comportamento tensão-deformação é linear. Para grandes deformações, quando o estado da amostra já tiver alcançado a superfície limite de estado (usualmente maior que 1%), o comportamento é elasto-plástico. Existe ainda um comportamento intermediário, a pequenas deformações, onde a rigidez muda rapidamente com as deformações e o comportamento é altamente não linear.

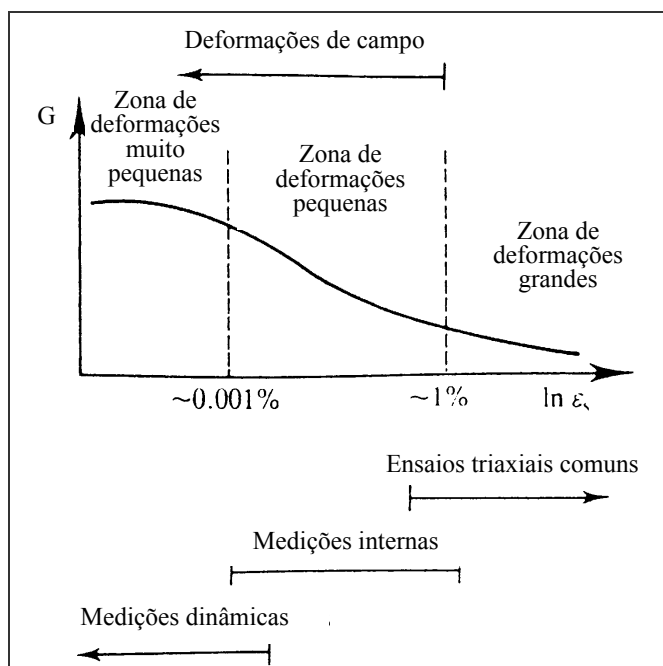


Figura 4.18: Características do comportamento da rigidez dos solos em campo e em testes de laboratório (Atkinson & Bransby, 1978)

Segundo Heineck (2002), apesar da dificuldade encontrada na determinação da rigidez tangente a deformações muito pequenas ($< 0,001\%$) para os ensaios com $p' = 200\text{kPa}$, observa-se que a mesma aumenta com o aumento da tensão efetiva média inicial, em maior escala para deformações distorcionais inferiores a $0,1\%$.

Para ambos os materiais pode-se observar a concordância da forma da curva $G:\log \epsilon_s$ com o padrão descrito na literatura (Cuccolillo & Coop, 1997; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000). As curvas apresentam um patamar elástico linear seguido de uma significativa redução da rigidez com o aumento de ϵ_s até deformações da ordem de 1% . Para deformações maiores, a redução da rigidez é bem menos intensa.

O esperado seria que a introdução de fibras ao solo não tivesse qualquer efeito nas matrizes estudadas, apesar da dispersão dos resultados a baixos níveis de deformação, porém,

isso não é verificado nas Figuras 4.16 (a) e (b), referentes aos resultados obtidos no presente trabalho. Assim como é visível uma discrepância entre valores de módulo cisalhante, obtidos através de ensaios de compressão triaxial e módulo cisalhante inicial, provenientes de ensaios executados com *bender elements*, acentuando a hipótese de que provavelmente os transdutores de deformação interna utilizados (inclinômetros) não possam ser considerados adequados na presente pesquisa no caso específico da obtenção de valores muito precisos de rigidez a pequenos níveis de deformação.

Na literatura, tanto o aumento como a diminuição da rigidez 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 & Ho, 1994; 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 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 este estudo que as fibras de polipropileno não exercem uma influência significativa na rigidez dos compósitos de areia e arenito.

4.3.6 Energia de Deformação Absorvida

A tenacidade é a propriedade do material que expressa a energia absorvida pelo mesmo ao deformar-se. A variável de resposta adotada para avaliar a tenacidade dos materiais compósitos fibrosos foi a capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def}), que é uma grandeza numericamente igual à área abaixo da curva tensão x deformação distorcional, que neste caso foi avaliada até uma deformação distorcional de 28%.

A Figura 4.19 ilustra as curvas de energia de deformação absorvida obtidas para areia e areia-fibra, para 28% de deformação distorcional, nas diferentes trajetórias de tensões seguidas.

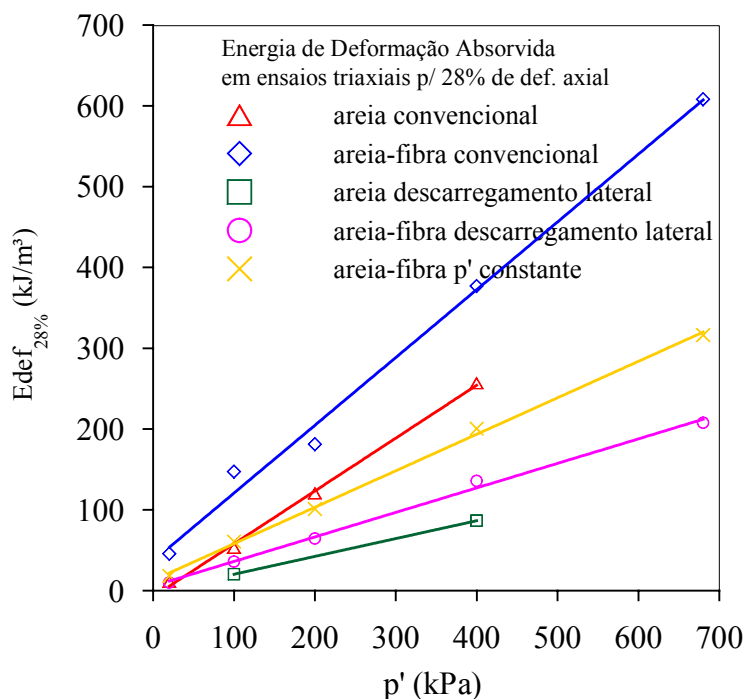


Figura 4.19: Energia de deformação absorvida para 28% de distorção, para areia e areia-fibra

Ao comparar-se a energia de deformação absorvida com a variação da tensão efetiva média inicial, observa-se o aumento da energia de deformação com a inclusão de fibras. Verifica-se um aumento progressivo da energia de deformação do compósito com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, como era esperado, as fibras têm um desempenho maior na tenacidade do compósito quando solicitadas a altas tensões efetivas médias iniciais.

4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Neste item são apresentados os ensaios de compressão isotrópica na areia e na areia reforçada com 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento, compactadas a 70% de densidade, realizados pelo pesquisador Vendruscolo (2003), no laboratório da *City University*, em Londres.

Estes resultados foram anexados ao resultado obtido em areia reforçada (moldada com os mesmos parâmetros citados anteriormente, com exceção da densidade utilizada, de 50%) realizado no *Imperial College*, com o propósito de complementar e comparar o estudo da areia submetido à compressão isotrópica, com índices de vazios inicial distintos.

4.4.1 Compressibilidade da Areia

As amostras foram ensaiadas no mesmo equipamento triaxial com tensões máximas de até 50 MPa e foram consolidadas isotropicamente com uma taxa constante de aumento de tensão confinante de aproximadamente 500 kPa por hora, devido à alta permeabilidade da areia.

Na Figura 4.20 são apresentados os resultados de compressão isotrópica, no espaço $v:p'$, juntamente com as linhas isotrópicas de compressão (LIC), para areia e areia reforçada com fibras.

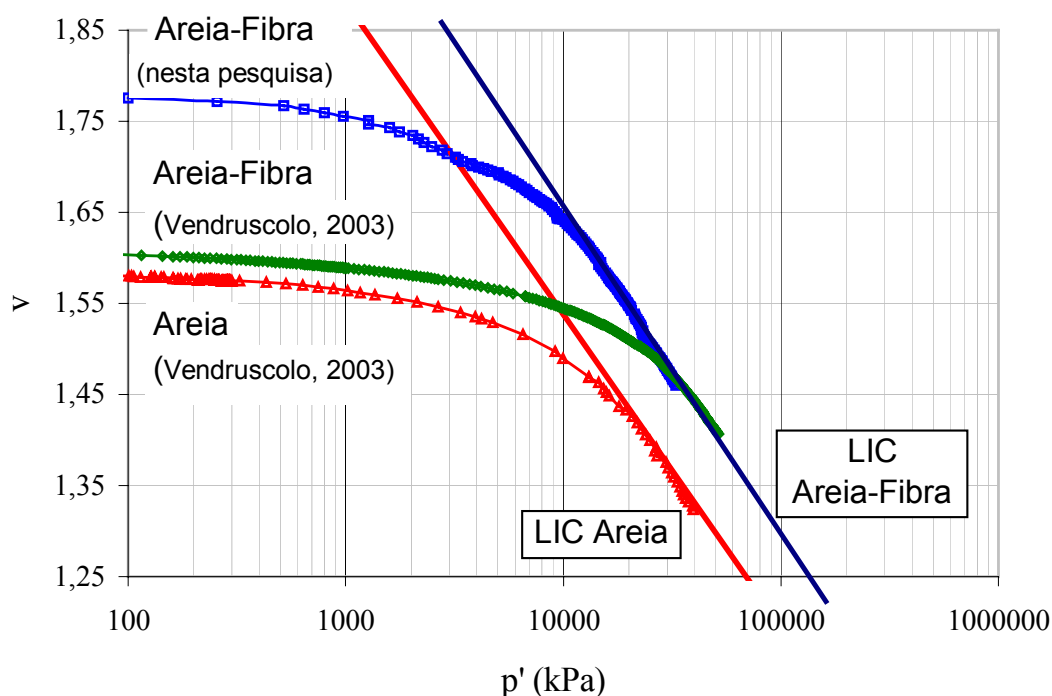


Figura 4.20: Curvas tensão x volume específico da areia e areia-fibra (comparação com dados obtidos por Vendruscolo, 2003)

O comportamento em compressão de uma areia difere principalmente no nível de tensões em que a LIC é verificada. Para o nível de tensões usualmente adotado em testes de laboratório e para projetos comuns de engenharia ($< 700 \text{ kN/m}^2$), as linhas de consolidação mostram-se quase planas e independem do estado inicial da amostra. Amostras densas ou fofas comportam-se como se fossem pré-adensadas, diferindo somente no fato de que amostras fofas alcançam mais rapidamente a LIC, como observado no resultado obtido em areia-fibra com densidade maior.

Observa-se que as amostras de areia-fibra, com maior volume específico inicial, não alcançaram mais rapidamente a mesma curva de compressão da amostra mais densa, de areia sem reforço. Aparentemente, as curvas de compressão para a areia e para a areia com fibras não irão convergir para uma única LIC, sugerindo que, para a areia, a introdução de fibras não só influencia o comportamento resistente do material, como visto anteriormente, mas também influencia o comportamento compressivo do material.

Segundo Coop & Lee (1993), existe uma variedade de fatores que podem influenciar a localização da LIC, como por exemplo, diversidades geológicas, diferentes diâmetros e formatos de grãos e distintas tensões aplicadas por estes. Neste caso, a introdução de fibras ao solo pode também ser um fator de mudança da localização da LIC da areia. Pode-se observar também que ambas amostras de areia-fibra, tanto a fofa como a densa, tendem a uma mesma LIC, exatamente como obtido por estes autores, para areias sem reforço.

A LIC da areia, segundo a equação 4.9, é definida por $\nu = 2,98 - 0,156 \cdot \ln p'$, onde $N=2,98$ e $\lambda=0,156$. Para a areia com fibras, a LIC é definida por $\nu = 3,09 - 0,156 \cdot \ln p'$, onde $N=3,09$ 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 & Bransby (1978) o valor da inclinação da LIC 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 & Clough (1968)
Ham River Sand	3,17	0,16	Jovicic & Coop (1998)
Areia de Osório	2,98	0,156	Presente trabalho
Areia de Osório Reforçada com Fibras	3,09	0,156	Presente trabalho

4.4.2 Rigidez da Areia a Pequeníssimas Deformações

Como parte da avaliação da rigidez dos compósitos, leituras com *bender elements* foram coletadas durante a fase de carregamento do ensaio de compressão isotrópica, para a avaliação do módulo cisalhante a deformações muito pequenas (G_0). Não foi avaliado o módulo de deformação tangente ($G_{máx}$) em função da dispersão dos resultados observados a deformações muito pequenas.

Na Figura 4.21 está ilustrada a variação do módulo cisalhante (G_0) a deformações muito pequenas, em função da tensão efetiva isotrópica para areia e areia-fibra, também em comparação com os resultados obtidos por Vendruscolo (2003), sendo ambos os eixos representados em escala logarítmica no plano $\log G/p_r$: $\log p'/p_r$.

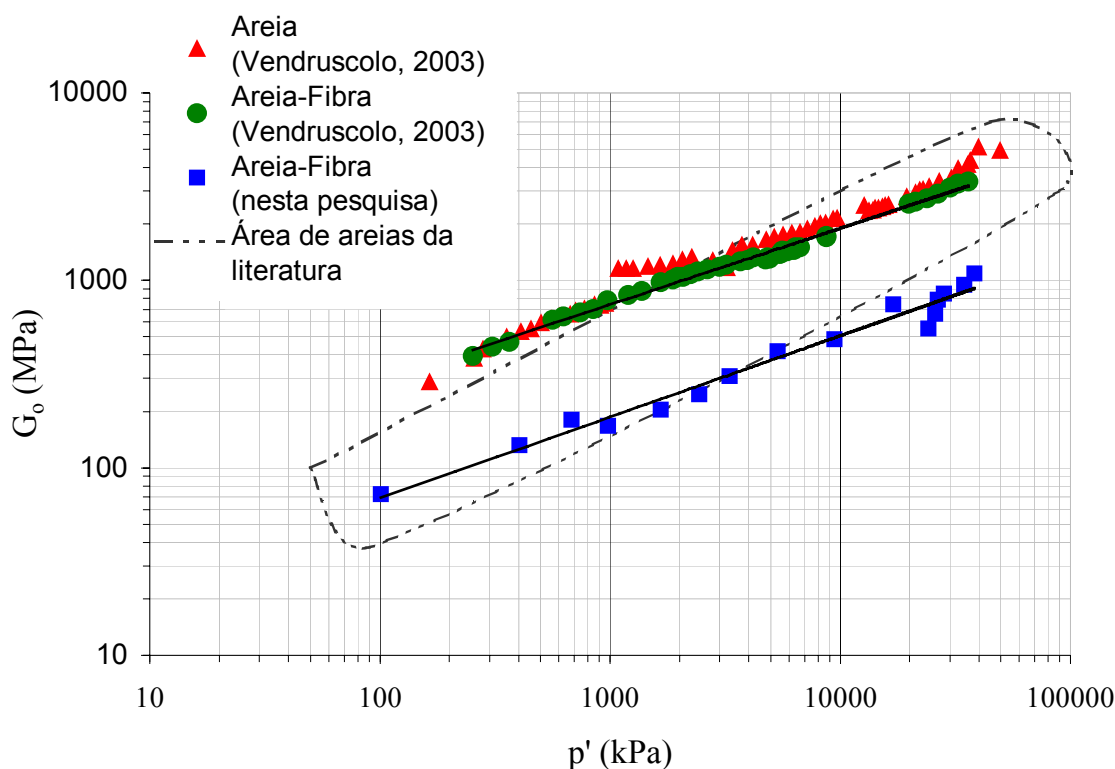


Figura 4.21: Ensaio de *bender elements* na areia e na areia-fibra (comparação com dados obtidos por Vendruscolo, 2003)

Através da equação 4.13 apresentada no item 4.2, os resultados, quando adimensionalizados, podem ser representados no plano $\log G/p_r$: $\log p'/p_r$ pela equação 4.14 a seguir, onde os parâmetros da reta no plano normalizado $\log G/p_r$: $\log p'/p_r$ encontrados por Vendruscolo (2003) para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras foram: $A=39470$ e $n=0,432$. No caso do presente trabalho, os parâmetros encontrados para a areia reforçada foram: $A=10322$ e $n=0,419$ (equação 4.15).

$$\frac{G_0}{p_r} = 39470 \left(\frac{p'}{p_r} \right)^{0,432} \quad (4.14)$$

$$\frac{G_0}{p_r} = 10322 \left(\frac{p'}{p_r} \right)^{0,419} \quad (4.15)$$

Comparando-se os parâmetros A e n apresentados na literatura para solos arenosos, observa-se na Tabela 4.3 que o parâmetro n , que representa a declividade da reta de ajuste encontrada para a areia de Osório é ligeiramente mais baixo que o observado para outros tipos de areia, e que o parâmetro A é muito superior, mostrando que a areia estudada caracteriza-se por possuir uma alta rigidez inicial.

A área pontilhada em destaque na Figura 4.21 é relativa à faixa de variação de parâmetros descritos na literatura para alguns solos arenosos (Coop, 1990; Jovicic & Coop, 1996), o que indica similaridade com os resultados obtidos para a areia reforçada e não reforçada, com índices de vazios inicial distintos.

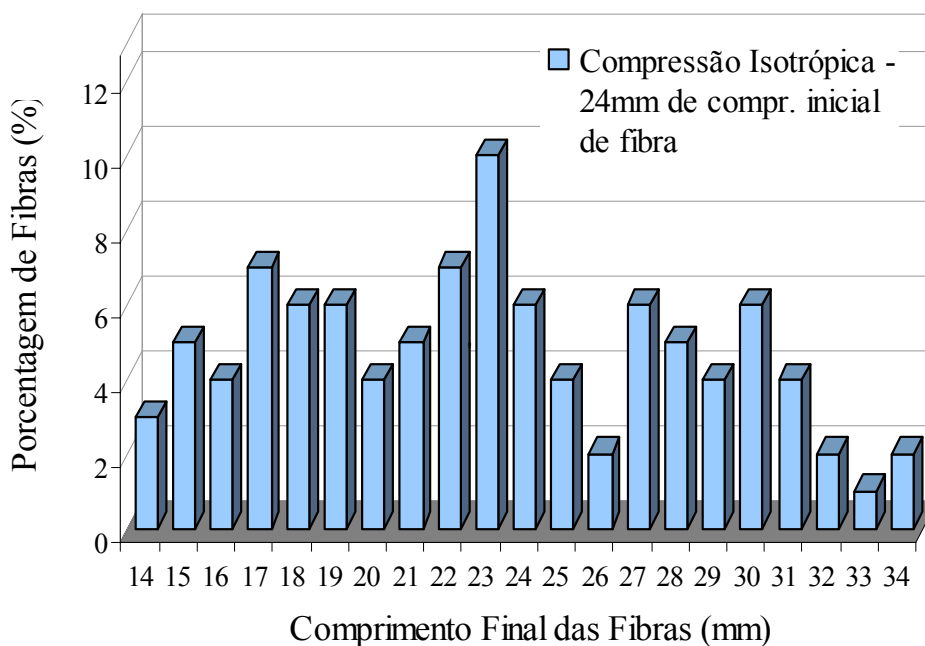
Corroborando os resultados encontrados na literatura, observou-se uma ótima concordância entre os resultados de rigidez da areia e da areia-fibra, mostrando que a introdução de fibras não exerce efeito algum no G_0 da areia.

Tabela 4.3: Comparação entre os parâmetros A e n de solos arenosos

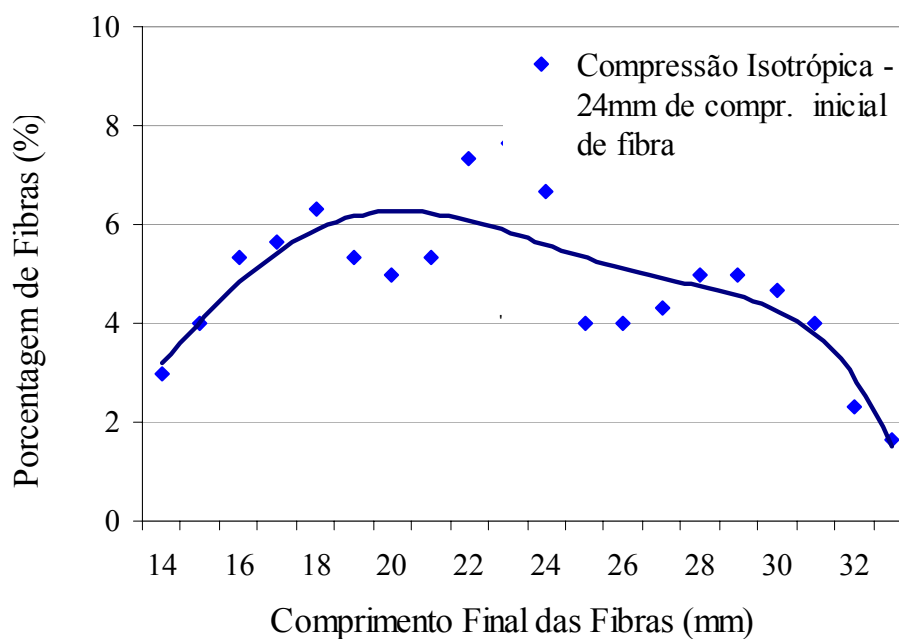
Solo	A	n	Referência
Ham River Sand	3899	0,593	Jovicic e Coop (1998)
Areia de Osório	39470	0,432	Vendruscolo (2003)
Areia reforçada com fibras	10322	0,419	Presente Trabalho

4.4.3 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras

Para que fossem analisadas as características de alongamento e ruptura das fibras após serem solicitadas e submetidas à compressão isotrópica (amostra com volume específico inicial de 1,77), foi realizado um estudo (descrito no item 3.4.4) que tentou avaliar o percentual dos comprimentos finais das fibras, representados pelo gráfico de barras da Figura 4.22 (a). A Figura 4.22 (b) apresenta os mesmos resultados, porém obtidos através da média de três pontos sucessivos, para uma suavização e melhor visualização destes.



(a)



(b)

Figura 4.22: (a) Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras após ensaio isotrópico em areia-fibra e (b) pontos suavizados através da média de 3 pontos sucessivos

Verifica-se que as fibras, de comprimento inicial de 24 mm, apresentam-se tanto alongadas quanto rompidas, após serem submetidas a altas tensões, ou seja, as fibras tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração. Observa-se também que algumas fibras mantiveram o comprimento inicial de 24 mm, porém, não se sabe se estas fibras também sofreram extensão e foram levadas à ruptura voltando a se encontrar neste comprimento inicial.

O mecanismo ilustrado na Figura 4.23 pode exemplificar estas observações, com a demonstração de que as altas tensões aplicadas em compressão isotrópica causam o movimento relativo dos grãos entre si, e conseqüentemente, este impõe tensões nas fibras localizadas entre os grãos de areia, que se alongam através de tensões de tração até atingirem a ruptura.

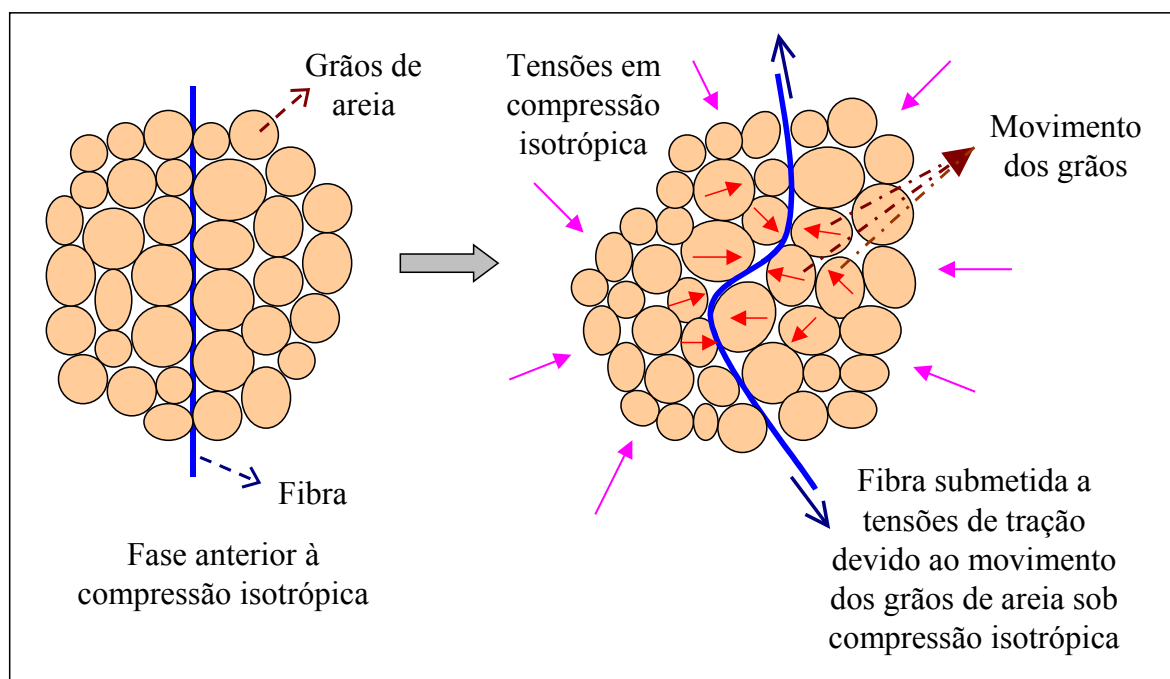


Figura 4.23: Representação do mecanismo de alongamento e ruptura das fibras submetidas à compressão isotrópica

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 cerca de 170% antes da ruptura, segundo dados do fabricante.

A Figura 4.24 apresenta a curva de distribuição granulométrica da areia, após o ensaio de compressão isotrópica, comparada à curva granulométrica inicial da areia. Verifica-se a ocorrência da quebra de grãos durante o ensaio, deixando a amostra final com maior número de finos do que a curva correspondente à areia, o que corrobora a associação da quebra de partículas com a deformação volumétrica plástica do solo reforçado compresso abaixo da LIC.

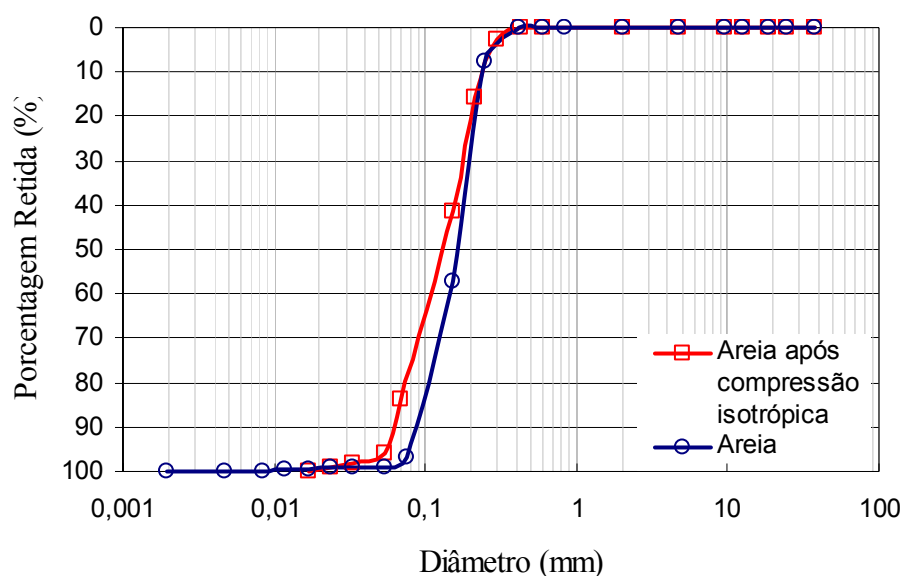


Figura 4.24: Comparação entre as granulometrias da areia, inicial e após ensaio isotrópico

CAPÍTULO 5

ENSAIOS *RING SHEAR* -- RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados e análises dos ensaios realizados no equipamento de cisalhamento *ring shear* do *Imperial College*, até altos níveis de deslocamento horizontal. Em primeira instância serão apresentados e analisados os resultados realizados em areia e logo após, os ensaios executados em bentonita, ambos para a avaliação do comportamento mecânico dos materiais citados reforçados e não reforçados com fibras.

Estes ensaios foram realizados com o intuito de verificar se a fibra continuaria atuando como elemento de reforço após deformações superiores àquelas medidas nos ensaios triaxiais. Até o presente momento, esta característica havia sido avaliada apenas por Heineck (2002), porém, somente para uma única tensão normal e para deslocamentos da ordem de 260 mm. Neste trabalho foi possível realizar um estudo mais amplo onde as amostras de solo reforçado foram cisalhadas sob várias tensões normais até deslocamentos da ordem de 700 mm, o que corresponde a uma deformação distorcional de engenharia ($\delta\gamma$) de aproximadamente 3600%, equivalente a uma deformação distorcional pura ($\delta\varepsilon_s$) de 1800%.

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 envoltórias de resistência estão apresentadas no espaço tensão cisalhante (τ) versus tensão vertical (σ_v').

5.2 *RING SHEAR* EM AREIA

5.2.1 Superfície de Cisalhamento

A Figura 5.1 ilustra a superfície de cisalhamento obtida no centro de uma amostra de areia reforçada com 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento, submetida a deslocamentos da ordem de 700 mm.

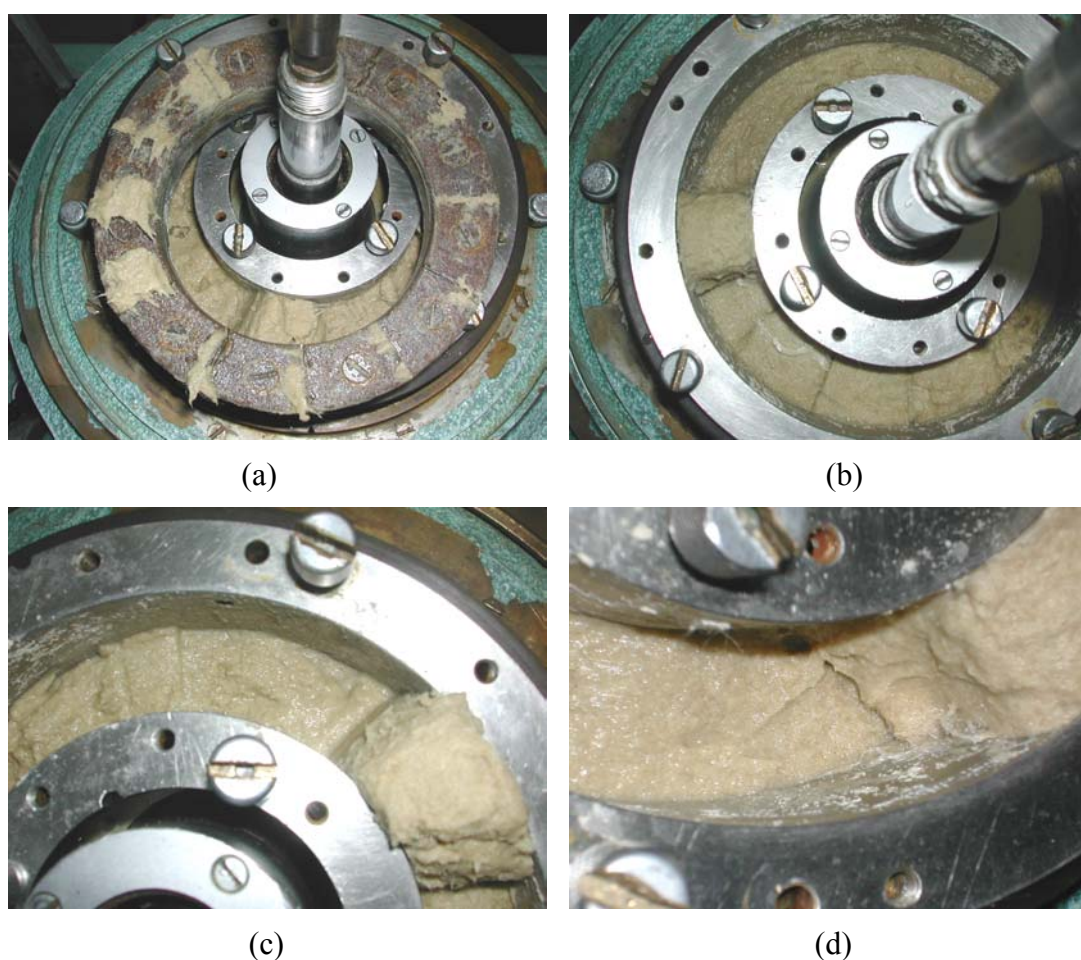


Figura 5.1: (a) Detalhe da pedra porosa superior após ensaio em areia-fibra; (b) e (c) superfície de cisalhamento obtida em ensaio *ring shear* para uma amostra de areia reforçada com 0,5% de fibras de 24 mm de comprimento; (d) detalhe da superfície de cisalhamento

Na Figura 5.1 (a) pode ser observada a aparência final da pedra porosa superior do ensaio de *ring shear*, que apresenta nítidas porções de areia-fibra presas nos sulcos da pedra porosa, fato este observado para todas as misturas de areia-fibra ensaiadas, independente das

variáveis estudadas. Já as amostras de areia sem reforço não apresentaram nenhuma sobra de material na pedra porosa superior durante a desmontagem do ensaio, o que indica uma maior mobilização das fibras na fase de cisalhamento e aumento de atrito na amostra.

A superfície de cisalhamento típica obtida para os ensaios realizados em areia reforçada com fibras pode ser observada nas Figuras 5.1 (b), (c) e (d), esta última em maior amplitude. Pelo fato da superfície de cisalhamento se formar no centro da amostra para este tipo de equipamento *ring shear* (Bishop, 1971), a parte superior da amostra, acima da zona de cisalhamento, é de fácil remoção, sendo visível um perfeito e nítido alinhamento das fibras ao longo da superfície de cisalhamento gerada, após grandes deformações. Este alinhamento das fibras foi perceptível em todas as amostras de areia-fibra ensaiadas ao longo do programa experimental realizado, sendo de grande importância para uma melhor compreensão da fase de solitação permanente das fibras, melhor descrita no decorrer do capítulo.

5.2.2 Influência da Inclusão de Fibras, da Tensão de Confinamento e Efeito da Variação do Comprimento e Diâmetro de Fibra

As Figuras 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5 (a) mostram as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal resultantes dos ensaios realizados respectivamente na areia e na areia reforçada com 0,5% de fibras de 3,3 dtex com 6, 12 e 24 mm de comprimento, nas tensões normais de 20, 100, 200 e 400 kPa.

As Figuras à direita destas (b) ilustram os mesmos resultados, porém representados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica, para uma melhor visualização do comportamento areia-fibra a deslocamentos menores. Nas Figuras 5.6 e 5.7 (a) e (b) estão apresentados os resultados obtidos na areia reforçada com 0,5% de fibras de 12 mm de comprimento, porém com diâmetros diferentes, correspondentes aos títulos de 200 e 440 dtex.

Salientando-se que, para efeito de cálculo, as tensões normais de 20, 100, 200 e 400 kPa correspondem, respectivamente, às tensões normais verticais iniciais médias de 12, 75, 165 e 330 kPa, devido à mobilização da parcela de atrito referente ao início da fase de cisalhamento no equipamento *ring shear*.

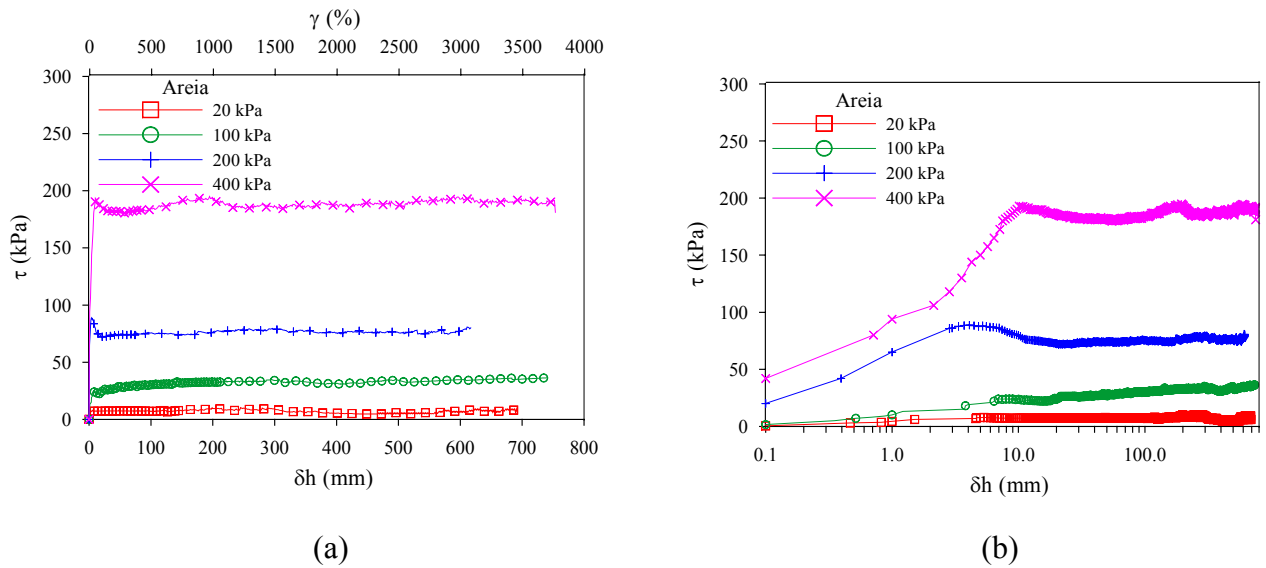


Figura 5.2: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e (b) representação no espaço tensão cisalhante x *log* deslocamento horizontal

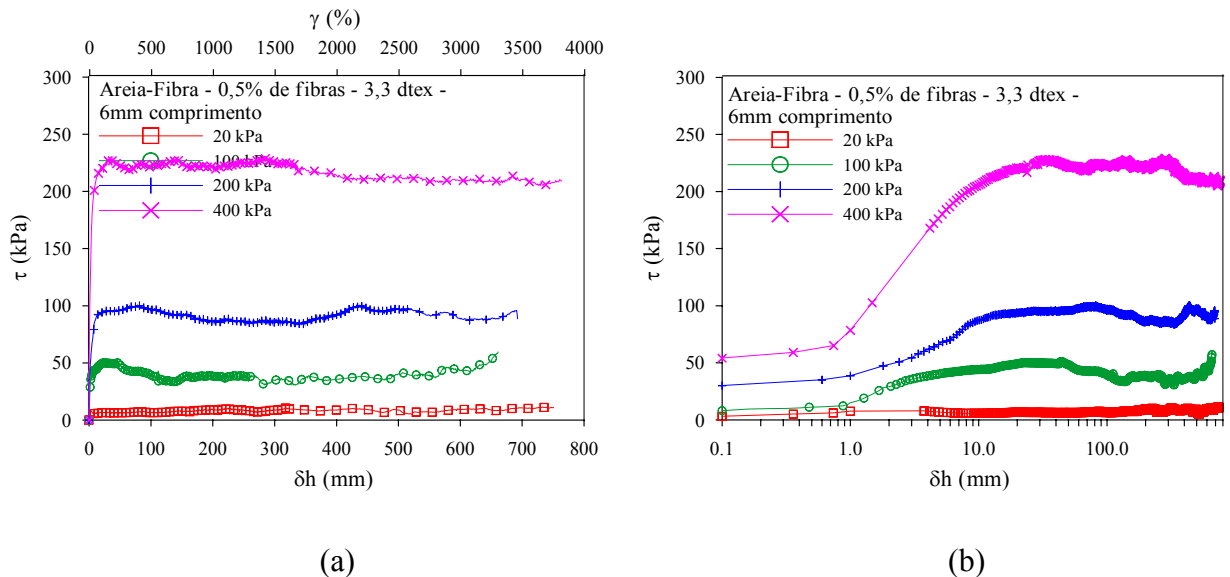


Figura 5.3: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 6 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x *log* deslocamento horizontal

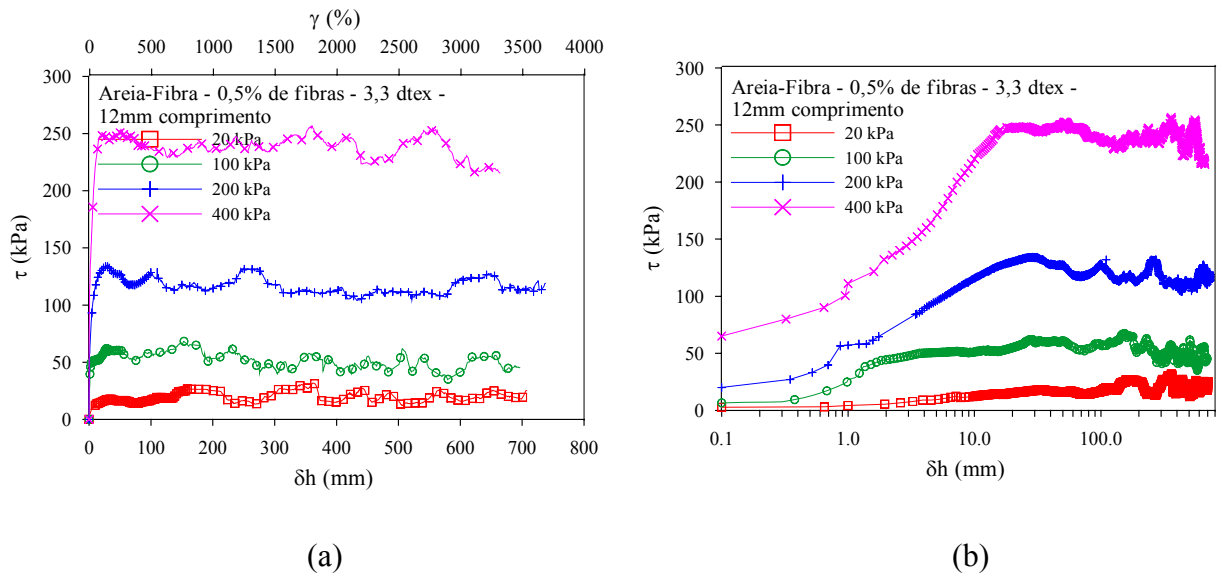


Figura 5.4: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 12 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

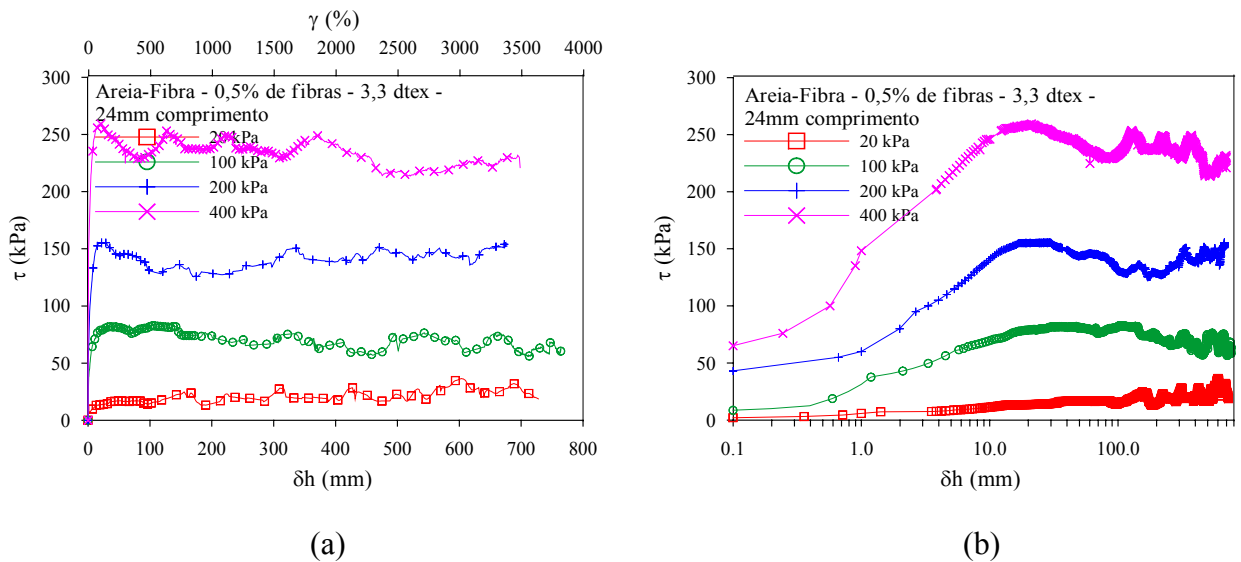


Figura 5.5: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 24 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

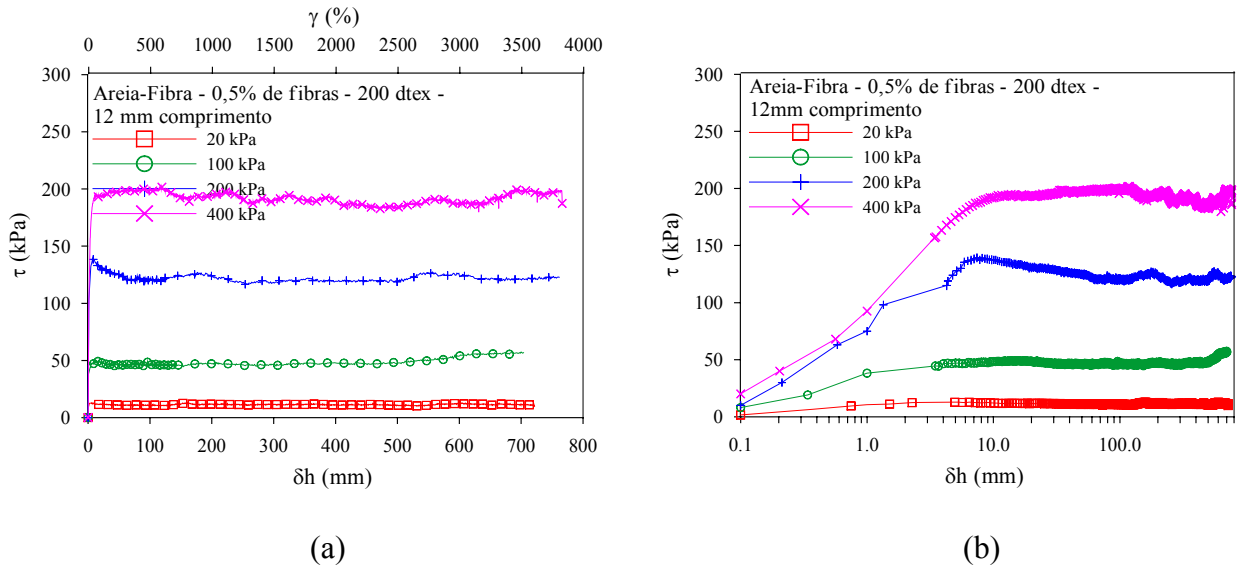


Figura 5.6: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 200 dtex e 12 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

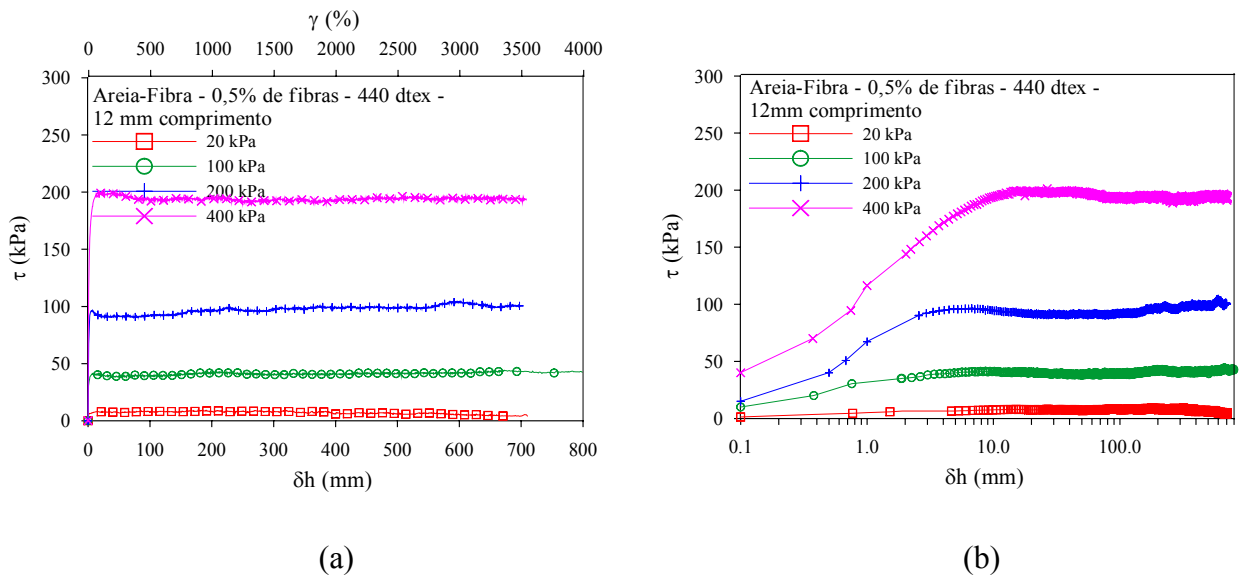


Figura 5.7: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia reforçada com fibras de 440 dtex e 12 mm de comprimento e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

De forma semelhante ao observado nos ensaios triaxiais apresentados anteriormente, porém, após grandes deslocamentos horizontais, da ordem de 700 mm (3600% de deformação cisalhante), verifica-se que a introdução de fibras definitivamente ocasiona um ganho de resistência, funcionando de maneira efetiva quando inseridas na matriz, para todos os comprimentos de fibra estudados e tensões normais iniciais aplicadas. É importante frisar que no compósito solo-fibra a resistência última, ou residual, é praticamente igual à de pico, sem quedas significantes, mesmo a grandes deformações cisalhantes.

Nota-se que o aumento de resistência com a inclusão de fibras se torna mais acentuado quanto maior for o comprimento das fibras, para tensões normais menores, não sendo observado um acréscimo significativo de resistência ao cisalhamento para a maior tensão normal estudada (de 400 kPa) para os comprimentos de 12 e 24 mm, por exemplo.

O que corrobora os ensaios triaxiais em areia apresentados nesta pesquisa (item 4.3) e para outros materiais estudados por Heineck (2002), onde se verifica que a taxa de aumento de resistência ao cisalhamento dada pelas fibras praticamente independe do comprimento destas para altas tensões efetivas médias iniciais, onde elas atuam como um reforço único, ou seja, essa taxa de aumento de resistência vai depender do comprimento das fibras com maior ênfase para tensões efetivas médias iniciais baixas.

Verifica-se também que, para estas tensões menores, o reforço da areia com fibras proporciona um acréscimo de resistência à areia em torno de 40 kPa (variando de 30 a 50 kPa). Esta análise confirma mais uma vez o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais mais baixas.

A forma “ondulada” das curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal observada nas Figuras 5.3 a 5.5, com a ondulação mais acentuada para comprimentos de fibra maiores, deve-se provavelmente ao mecanismo de mobilização de resistência da fibra e, sabendo-se que estas são submetidas a tensões de tração que levam ao alongamento e à ruptura, é possível que estes picos ocorram no momento da ruptura de uma fibra já alongada, seguido da sollicitação de outras fibras e assim sucessivamente.

Não excluindo a hipótese da formação de uma zona de cisalhamento que talvez ocupe toda a espessura da amostra inserida no equipamento *ring shear* e seja responsável pela sollicitação permanente das fibras dentro da matriz arenosa.

Analisando-se a influência do diâmetro da fibra, pode-se observar que o aumento de resistência com a inclusão de fibras se torna bem mais acentuado para a fibra mais fina estudada, de menor título (3,3 dtex) e conseqüentemente, menor diâmetro, havendo uma melhora na resistência também para os outros títulos de fibra avaliados, porém em menor intensidade e para tensões normais menores, não sendo observado um acréscimo significativo de resistência ao cisalhamento para a maior tensão normal estudada.

Nota-se também que a forma “ondulada” das curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal, citada anteriormente, não se observa com o aumento do diâmetro da fibra, o que reforça mais uma vez a hipótese do mecanismo de sollicitação das fibras quanto menor for o diâmetro destas.

Para uma melhor confiabilidade dos resultados apresentados, é importante salientar que os ensaios *ring shear* foram repetidos em sua maioria, porém surgiu a preferência de não se apresentar no presente trabalho todos estes resultados de repetições obtidos no decorrer do programa experimental.

Optou-se pela apresentação de apenas duas repetições executadas com o objetivo de mostrar a influência do reforço fibroso em solo arenoso submetido a grandes deformações cisalhantes, bem como o comportamento das curvas tensão-deformação no momento de sollicitação das fibras, enfatizando as “ondulações” citadas anteriormente, verificadas para um mesmo nível de deslocamento horizontal em ambos resultados. A Figura 5.8 apresenta as repetições executadas em areia e areia-fibra com 0,5% de fibra de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento, todas para 100 kPa de tensão normal vertical inicial.

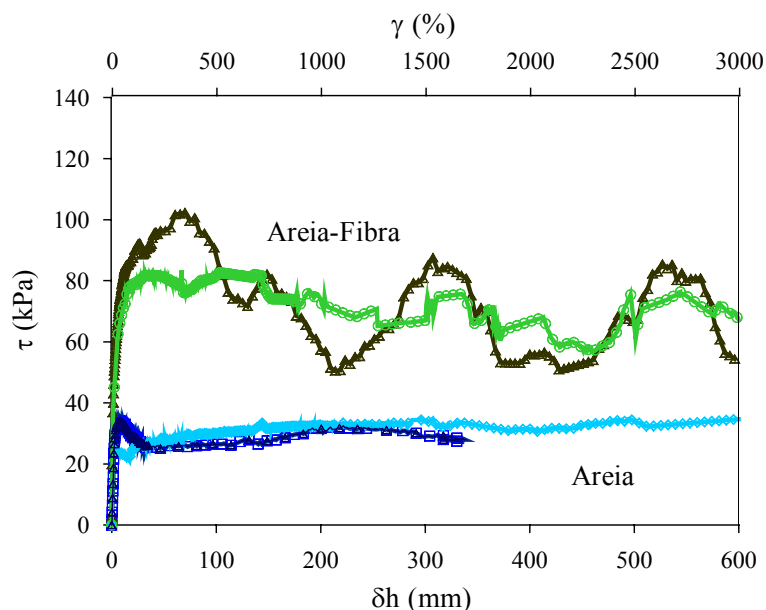


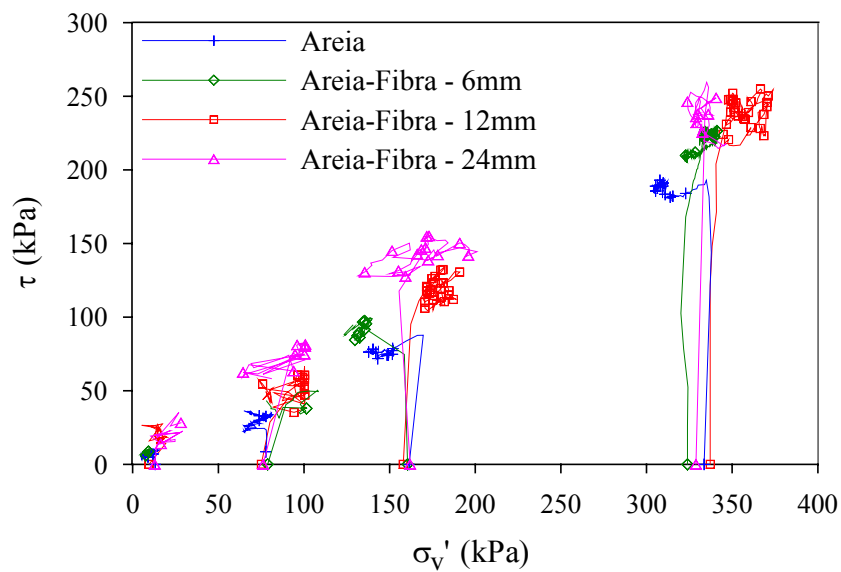
Figura 5.8: Comparação entre repetições de ensaios *ring shear*: curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra

5.2.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

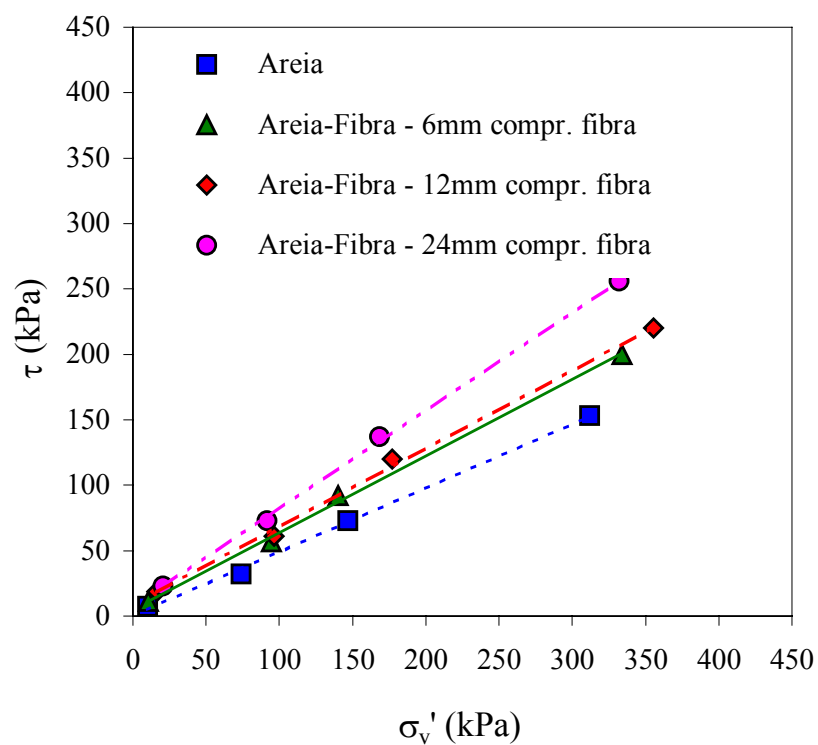
As curvas tensão cisalhante x tensão vertical são apresentadas na Figura 5.9 (a), para a areia e areia-fibra, em todos os comprimentos de fibra estudados. As envoltórias de resistência obtidas para areia e areia-fibra (através do cálculo dos pontos médios correspondentes à tensão cisalhante e à tensão vertical, conectados por uma linha de tendência), nos comprimentos de fibra de 6, 12 e 24 mm, são apresentados na Figura 5.9 (b).

As Figuras 5.10 (a) e (b) apresentam os resultados relativos à areia e areia-fibra, em todos os diâmetros (título) de fibras estudados.

A Tabela 5.1 mostra os resultados dos parâmetros de resistência relativos aos materiais estudados.



(a)



(b)

Figura 5.9: Efeito da variação do comprimento das fibras (a) Curvas tensão cisalhante x tensão vertical para areia e areia-fibra e (b) envoltórias de resistência para areia e areia reforçada

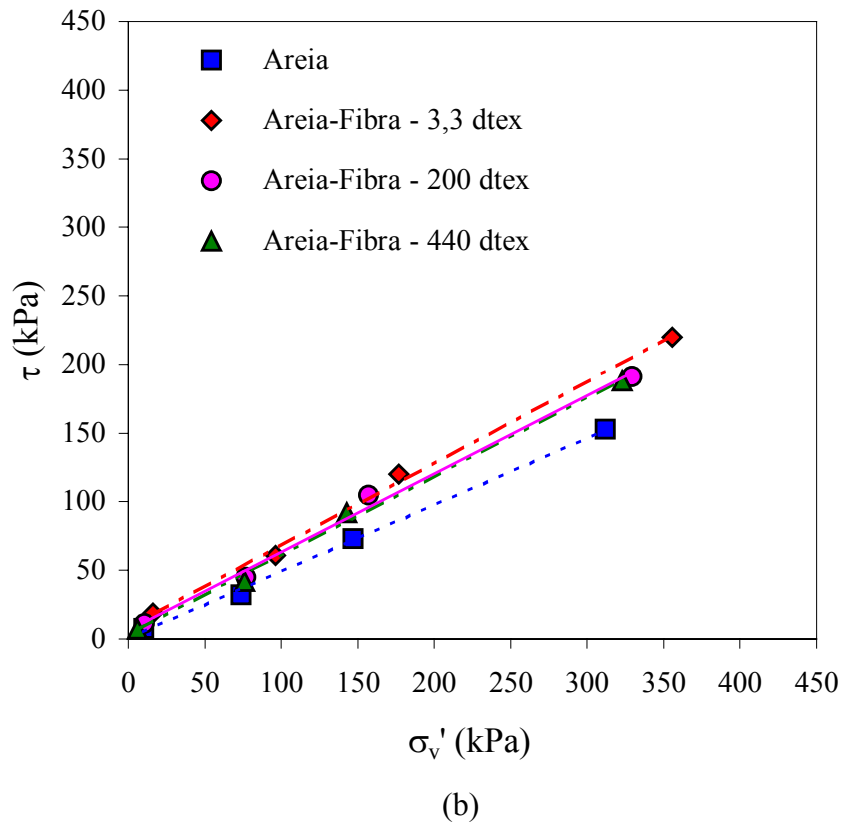
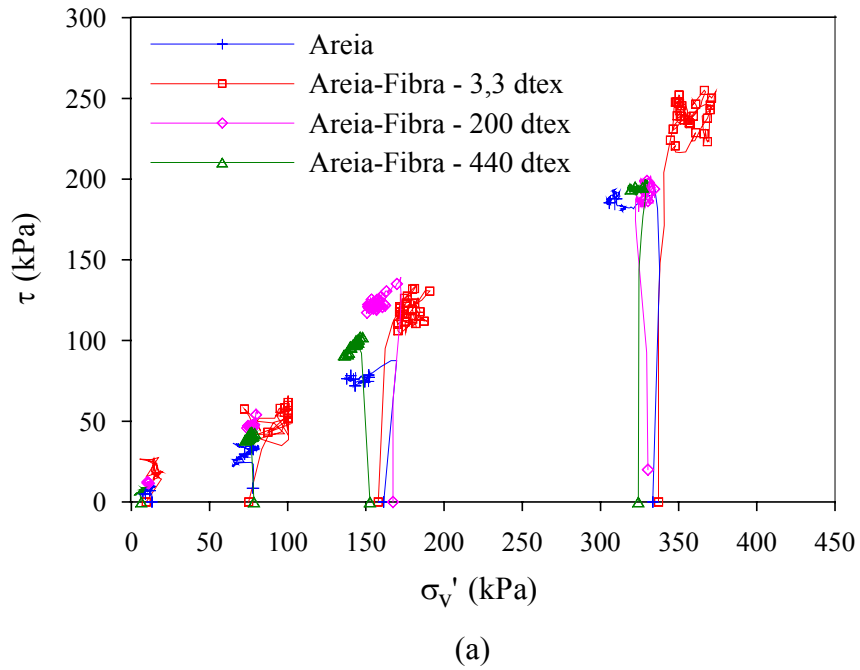


Figura 5.10: Efeito da variação do diâmetro das fibras (a) Curvas tensão cisalhante x tensão vertical para areia e areia-fibra e (b) envoltórias de resistência para areia e areia reforçada

Tabela 5.1: Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais estudados

Material	c (kPa)	ϕ' (graus)
Areia	0	26
Areia-Fibra – 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 6 mm de comprimento	5	30,5
Areia-Fibra – 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 12 mm de comprimento	8	31
Areia-Fibra – 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 24 mm de comprimento	7	37
Areia-Fibra – 0,5% de fibras de 200 dtex e 12 mm de comprimento	6	29,8
Areia-Fibra – 0,5% de fibras de 440 dtex e 12 mm de comprimento	3	30

A partir da análise das Figuras 5.9 (a) e 5.10 (a) e melhor ilustrado na Figura 5.11 a seguir, verifica-se que o aumento de atrito imposto pelas fibras na fase de cisalhamento se torna positivo quanto maior for o comprimento de fibra (12 e 24 mm), dentro da faixa de tensão vertical normal aplicada. Isto é mais visível para maiores tensões médias iniciais aplicadas, porém, somente para o menor diâmetro de fibra estudado (título = 3,3 dtex), tendo os outros resultados apresentado o mesmo comportamento da areia sem reforço, no que diz respeito à mobilização das fibras no instante do surgimento de atrito na superfície de cisalhamento da amostra, talvez pelo fato das fibras mais finas e de comprimento maior apresentarem maior flexibilidade e melhor resposta quando solicitadas.

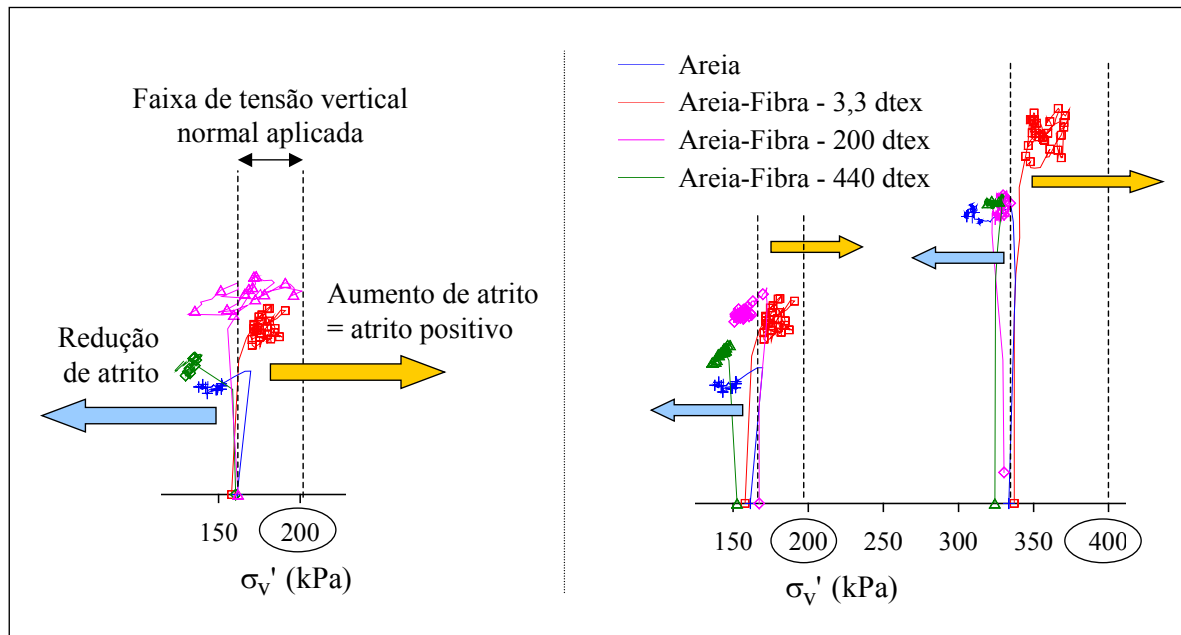


Figura 5.11: Visualização da mobilização das fibras de menor diâmetro durante o surgimento de atrito na superfície de cisalhamento da amostra

Comparando os resultados dos parâmetros de resistência obtidos para o solo reforçado, observa-se o acréscimo de resistência destes com a inclusão de fibras, quanto maior for o comprimento destas e maior for a tensão média inicial aplicada, ou seja, o ângulo de atrito interno da areia passa de 26° para $30,5^\circ$ para a mistura com 0,5% de fibras de 6 mm de comprimento, e para 31° e 37° para os comprimentos de 12 e 24 mm, respectivamente. No entanto, o ângulo de atrito interno da areia passa de 26° para 31° com fibras de 3,3 dtex, e por outro lado, os valores de ângulo de atrito diminuem para $29,8^\circ$ e 30° para fibras com 200 e 440 dtex, respectivamente. Isso demonstra que a inclusão de fibras de maior diâmetro também aumenta a resistência da areia sem reforço, com o aumento das tensões médias normais aplicadas, porém, não se mostra tão efetiva quanto para o menor diâmetro de fibra estudado.

Pode-se observar um pequeno aumento do intercepto coesivo das misturas reforçadas quando comparadas com a areia não reforçada, porém para estes resultados, submetidos a grandes deformações, a imposição desta pequena coesão através das envoltórias obtidas pode estar relacionada tanto ao tipo de ensaio realizado, onde a localização da superfície de cisalhamento da amostra é conhecida, como também devido às características gráficas de obtenção destes resultados, através de regressão linear.

Levando-se em conta a dispersão dos valores de coesão obtidos, pode-se afirmar que a envoltória de resistência obtida através de ensaios *ring shear* para a areia reforçada pode seguir uma tendência curvilínea ou bi-linear, assim como apresentado anteriormente para os resultados dos ensaios triaxiais, cruzando a origem para baixas tensões verticais médias iniciais aplicadas, podendo provavelmente atingir um patamar de resistência onde as envoltórias podem ser consideradas paralelas (através da extrapolação das regressões), melhores ilustradas na Figura 5.12 a seguir.

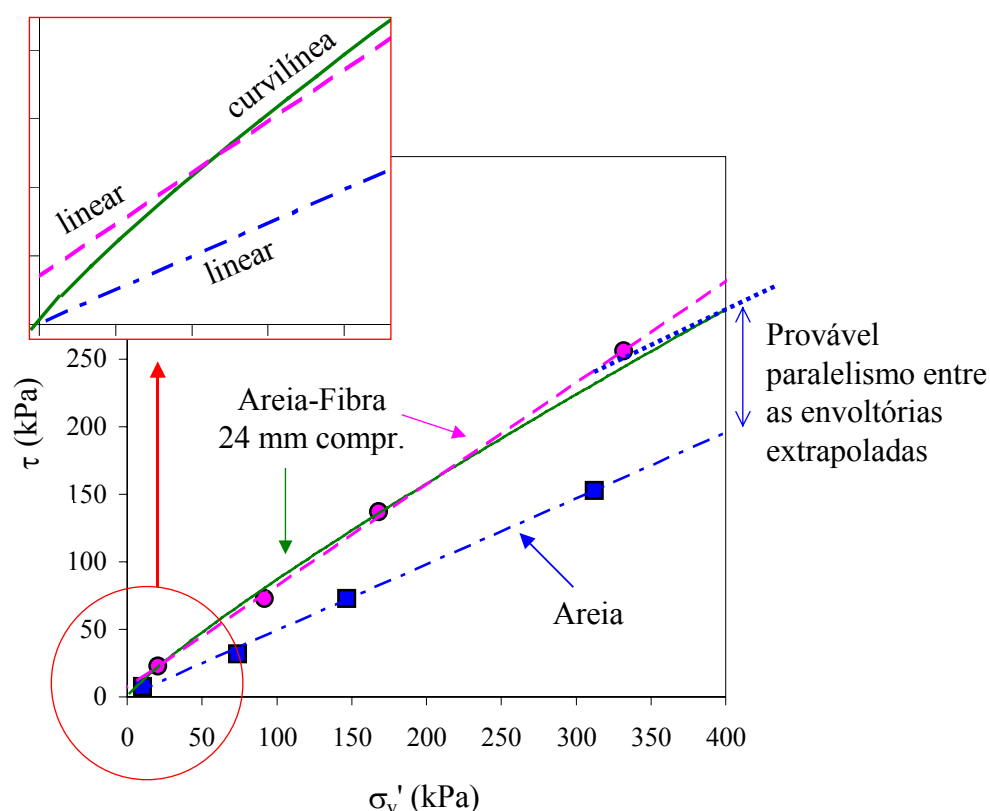


Figura 5.12: Detalhe de comparação das envoltórias de resistência para areia e areia-fibra em ensaios *ring shear*

Comparando-se qualitativamente os ensaios triaxiais e os ensaios de *ring shear* a uma mesma deformação, ou distorção, buscando avaliar somente as características de mobilização de resistência, fica visível que a tendência de crescimento progressivo de resistência apresenta-se semelhante nos dois ensaios, e permanece inalterado mesmo após deformações maiores, apesar das amostras não sofrerem a mesma forma de aplicação de tensões e definição da superfície de cisalhamento. No entanto, os parâmetros de resistência encontrados para areia e areia reforçada, ambas moldadas com as mesmas características para a execução dos ensaios

triaxiais e *ring shear*, não apresentam os mesmos valores quando comparados, talvez pelo fato de que os parâmetros de resistência possam ser influenciados pela forma de aplicação de tensões, distintas para os dois equipamentos.

O objetivo da realização dos ensaios *ring shear* foi alcançado, na medida em que foi possível verificar que a influência da fibra ainda é visível após grandes deslocamentos e que muitas características verificadas aqui corroboram resultados apresentados anteriormente na literatura, não somente com relação aos parâmetros de resistência, mas também com relação à melhor atuação de certas características das fibras.

5.2.4 Efeito da Variação do Teor de Fibra

A Figura 5.13 (a) mostra as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal resultantes dos ensaios realizados na areia com zero, 0,25, 0,5 e 1% de fibras de 3,3 dtex, com 12 mm de comprimento, na tensão normal de 100 kPa. A Figura 5.13 (b) ilustra os resultados representados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica, para uma melhor visualização do comportamento areia-fibra a deslocamentos menores.

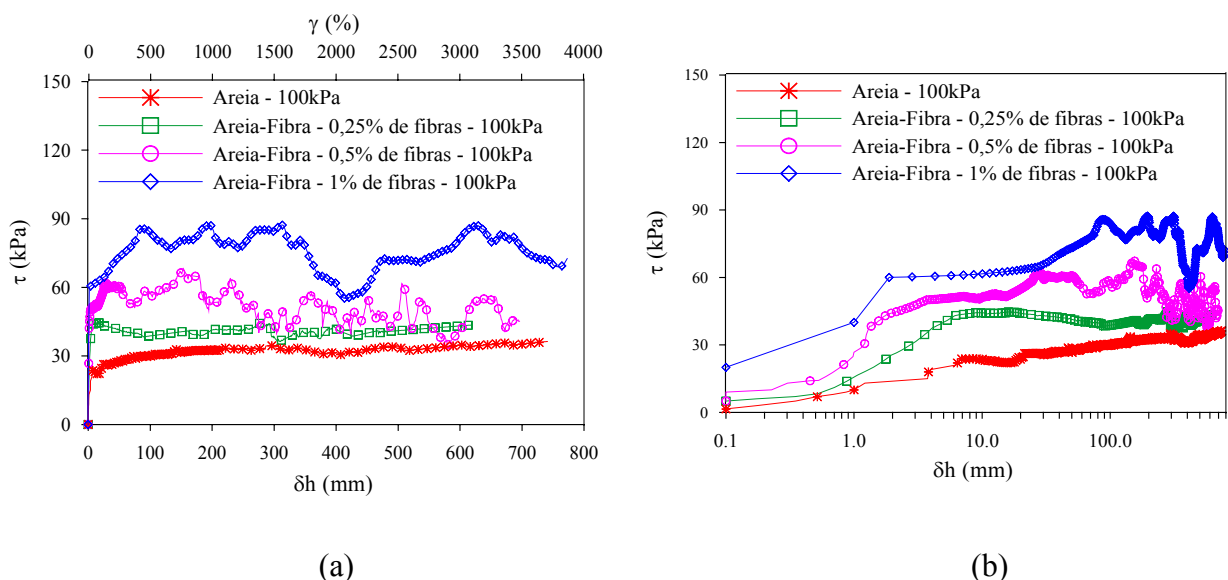


Figura 5.13: Efeito da variação do teor de fibra (a) curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia reforçada e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

Pode-se observar o aumento de resistência com a inclusão de fibras, sendo que este se torna mais acentuado quanto maior for o teor de fibra acrescentado à matriz arenosa, havendo uma melhora mais pronunciada da resistência para o teor de 1% de fibras em relação ao peso de solo seco. Assim como descrito na literatura, sabe-se que um alto teor de fibras confere maior resistência ao compósito, bem como diminui a dimensão das fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura.

Segundo Vendruscolo (2003), que estudou o comportamento de areias reforçadas submetidos a ensaios triaxiais, o aumento do teor de fibras contribui para a redução da fragilidade e para o acréscimo da capacidade de absorção de energia. Entretanto, outros autores estudaram o efeito da porcentagem de fibra em outros materiais através de ensaios triaxiais e chegaram à conclusão de que quanto maior for o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, porém até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado.

No caso dos resultados apresentados, talvez por terem sido submetidos a ensaios de cisalhamento do tipo *ring shear*, onde a mobilização das fibras seja mais intensa, o efeito do aumento do teor de fibra é verificado, bem como são visíveis picos de resistência que, ao caírem, passam a se comportar como se apresentassem um teor menor de fibras, no entanto, com a solicitação de outras fibras, voltam a apresentar as características de resistência prévias. Para efeito de moldagem das amostras e obtenção de uma melhor homogeneidade entre areia e fibra, o teor correspondente a 0,5% de fibras, em relação ao peso seco de material, foi considerado ideal e por isso foi uma variável considerada fixa nos outros resultados apresentados neste trabalho.

5.2.5 Efeito da Variação da Densidade

As Figuras 5.14 e 5.15 mostram as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal obtidas dos ensaios realizados respectivamente na areia (com 30, 50 e 80% de densidade) e na areia-fibra (com 0,5% de fibras de 3,3 dtex e 12 mm de comprimento, nas densidades de 30, 50 e 80%), todos estes realizados na tensão normal de 100 kPa, com 10% de umidade. As Figuras 5.16 a 5.18 mostram as comparações, em maior escala, entre areia e areia-fibra para as densidades de 30, 50 e 80%, respectivamente. Os

resultados representados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica são apresentados nas Figuras 5.14 (b) a 5.18 (b).

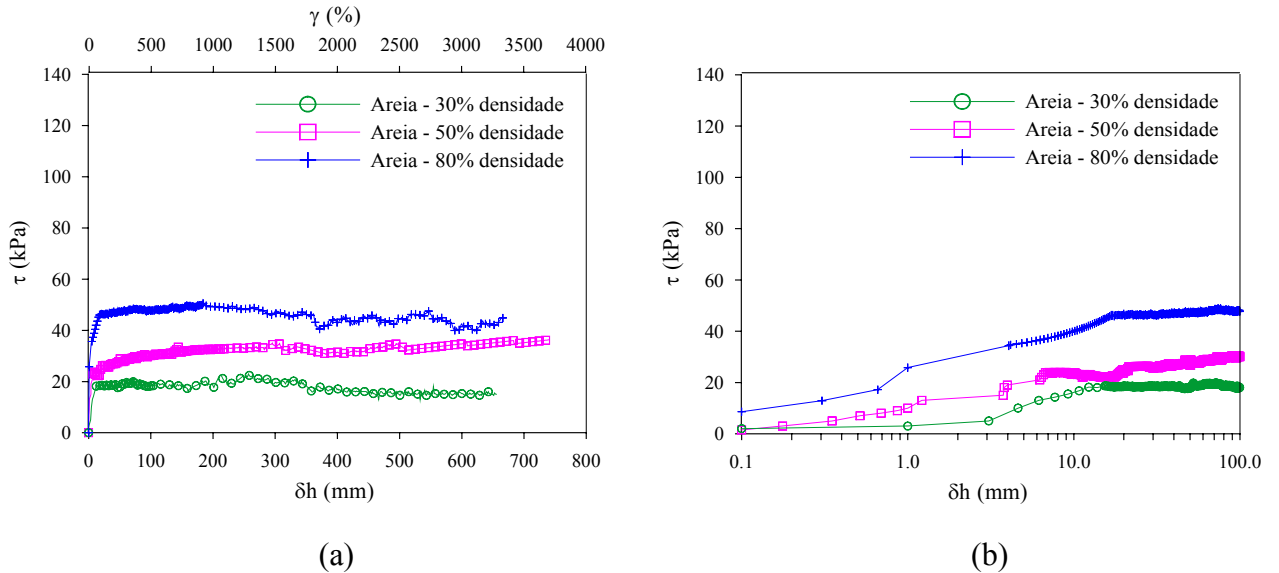


Figura 5.14: Efeito da variação da densidade (a) curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

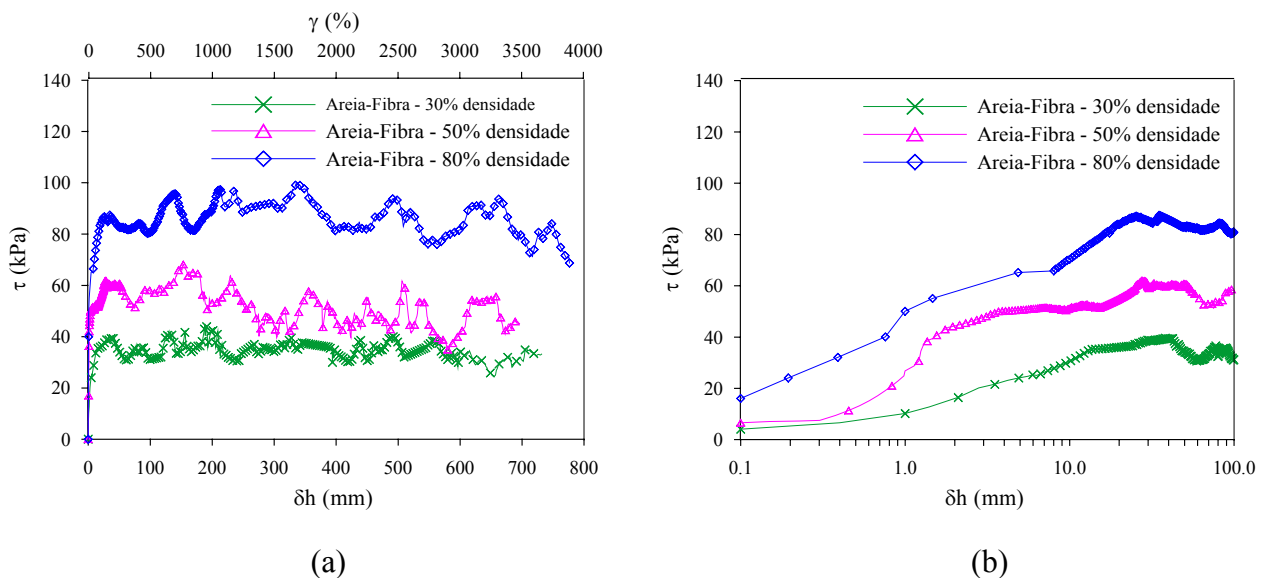


Figura 5.15: Efeito da variação da densidade (a) curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia-fibra e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

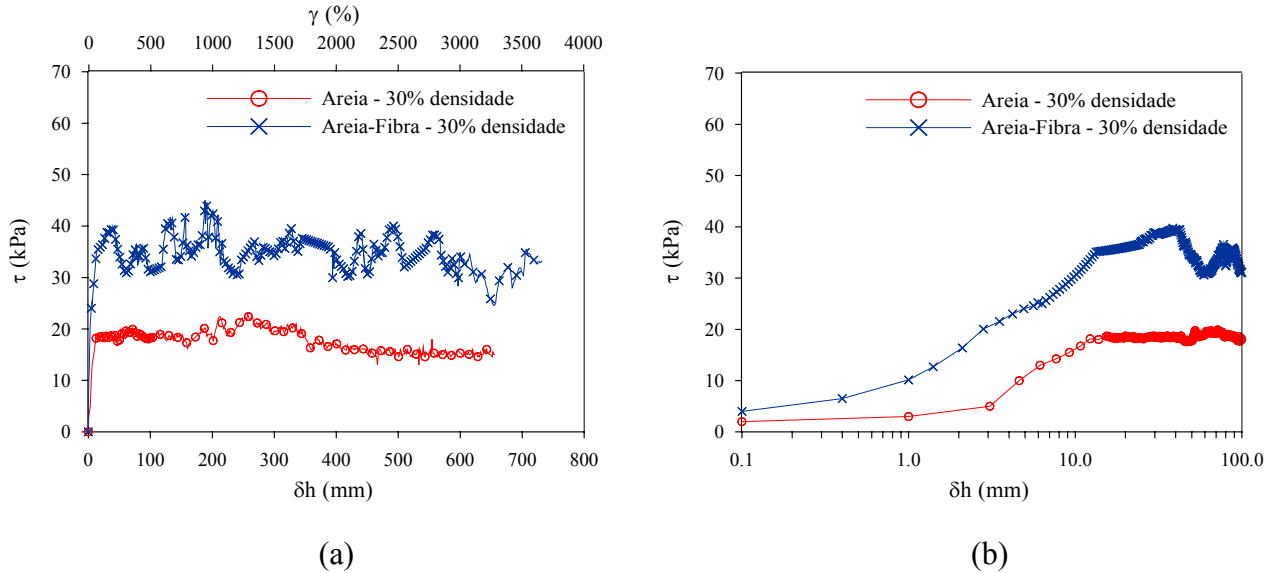


Figura 5.16: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra com 30% de densidade e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

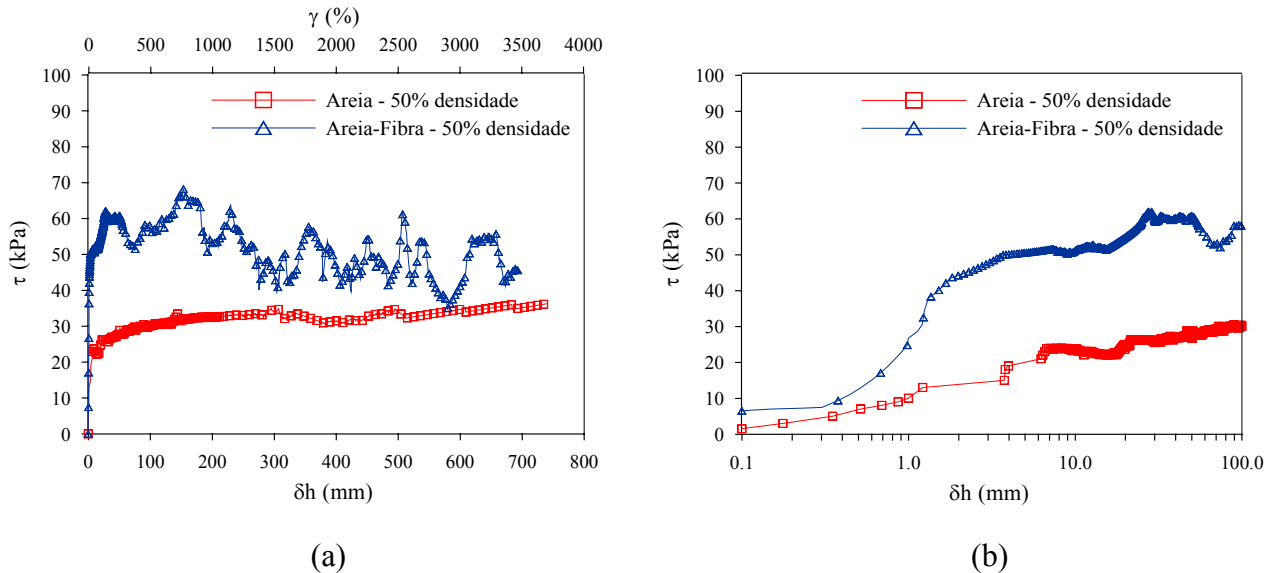


Figura 5.17: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra com 50% de densidade e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

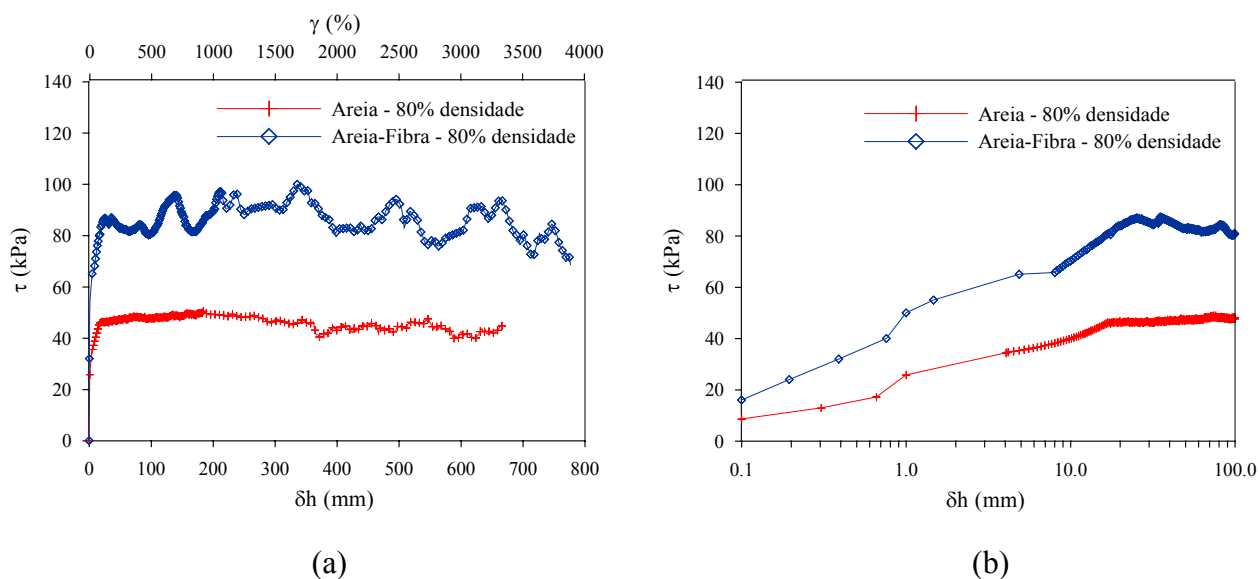


Figura 5.18: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia e areia-fibra para 80% de densidade e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

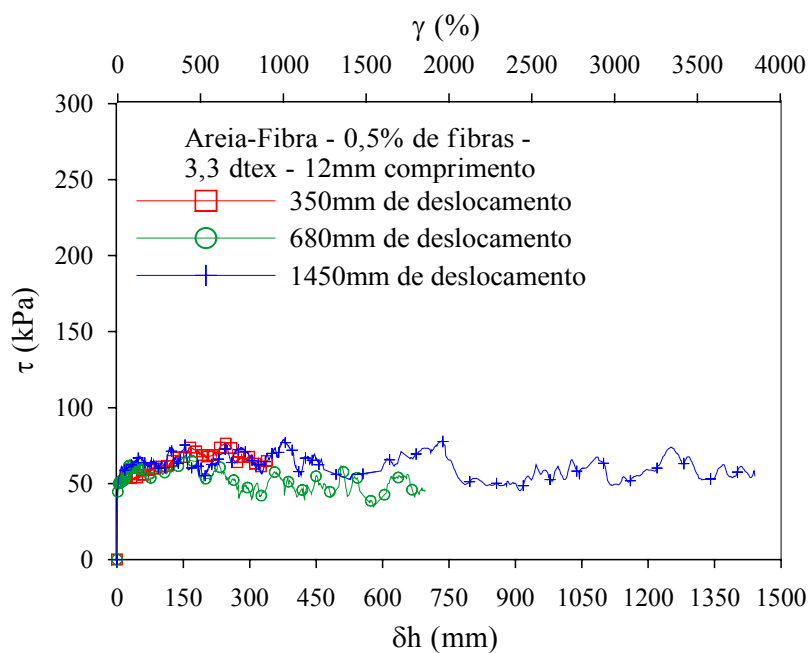
Pode-se observar que o resultado obtido para areia com 30% de densidade relativa (Figura 5.14) apresenta provavelmente alguma medida não real e equivocada no que se refere à resistência residual da areia, pois se sabe que a resistência última atingida pelas areias em geral deve ser a mesma, independente da densidade de compactação inicial da amostra. Porém, este resultado não interfere diretamente no estudo da influência do reforço fibroso para diferentes densidades relativas iniciais, pois se percebe que a inclusão de fibras proporciona um aumento de resistência à matriz de areia, em até cerca de duas vezes a resistência do material não reforçado, para todas as densidades estudadas.

Fato este que corrobora com o estudo feito Vendruscolo (2003), com ensaios triaxiais realizados em matriz arenosa, onde foi possível verificar que a densidade tem um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, ou seja, com o aumento da densidade relativa, há um acréscimo da resistência do material reforçado com fibras em relação ao material sem reforço.

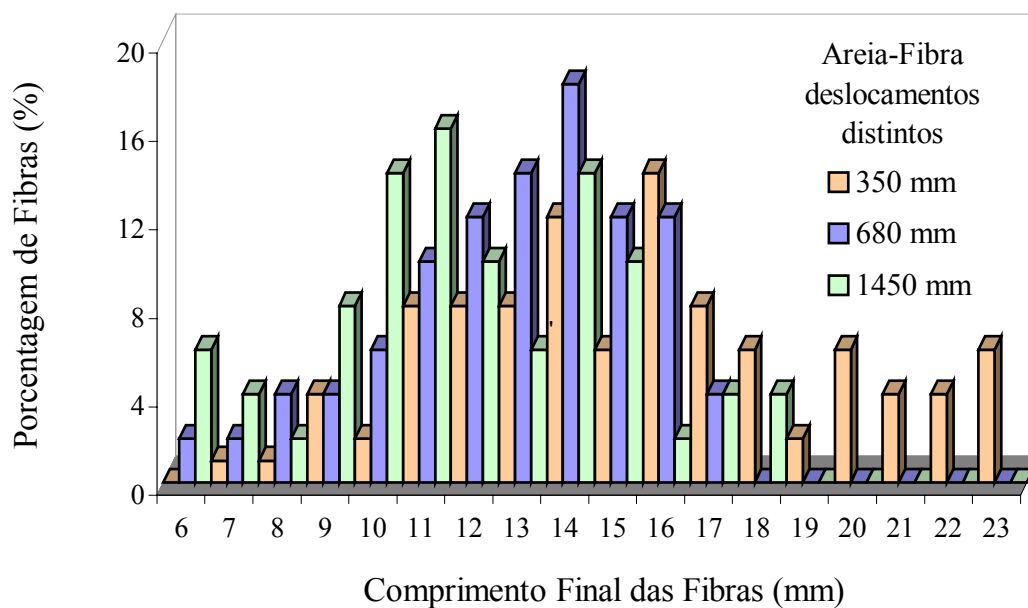
5.2.6 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras

Esta etapa de apresentação dos resultados se baseia em um estudo prático de análise do comprimento final das fibras após a sollicitação destas em ensaios de *ring shear*, como previamente descrito no programa experimental (Capítulo 3, item 3.4.4). Este procedimento visa uma melhor compreensão do comportamento das misturas reforçadas e de como as fibras se comportam dentro da matriz quando submetidas a grandes deslocamentos.

A Figura 5.19 (a) mostra as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para amostras de areia reforçadas com 0,5% de fibras de 12 mm de comprimento e 3,3 dtex, todas na densidade de 50% e 10% de umidade, ensaiadas a uma tensão normal de 100 kPa. As amostras foram submetidas a diferentes estágios de deslocamento, da ordem de 350, 680 e 1450 mm. O gráfico de barras que representa o comprimento final das fibras x porcentagem, para cada nível de deslocamento, é apresentado na Figura 5.19 (b).



(a)



(b)

Figura 5.19: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para areia-fibra com diferentes estágios de deslocamento e (b) comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras

O comprimento inicial das fibras antes do ensaio era de 12 mm e ao final do mesmo foram encontradas fibras com comprimentos entre 6 e 23 mm, ou seja, algumas fibras se alongaram e outras se romperam após grandes deslocamentos, porém, é visível que, para deslocamentos menores, as fibras se alongam em primeira instância, passando do estágio de alongamento ao estágio de ruptura ao sofrerem deslocamentos maiores, confirmado a hipótese de que as fibras tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração e que são solicitadas sucessivamente após estágios de alongamento e conseqüente ruptura. Observa-se também que algumas fibras mantiveram o comprimento inicial de 12 mm, entretanto, sabe-se que estas fibras provavelmente sofreram extensão e foram levadas à ruptura, voltando a se encontrar neste comprimento inicial.

Este é um comportamento de fundamental importância para que se entenda melhor o mecanismo de mobilização das fibras como elemento de reforço e as melhorias nos parâmetros de resistência que estas são capazes de proporcionar à matriz arenosa estudada.

As Figuras 5.20 a 5.22 a seguir apresentam os gráficos de barras correspondentes aos ensaios de *ring shear* realizados em amostras de areia-fibra, com 0,5% de fibra de 3,3 dtex,

densidade relativa de 50% e umidade de 10% para os comprimentos de 6, 12 e 24 mm, todas para um mesmo deslocamento horizontal, da ordem de 700 mm, nas tensões normais de 20, 100, 200 e 400 kPa.

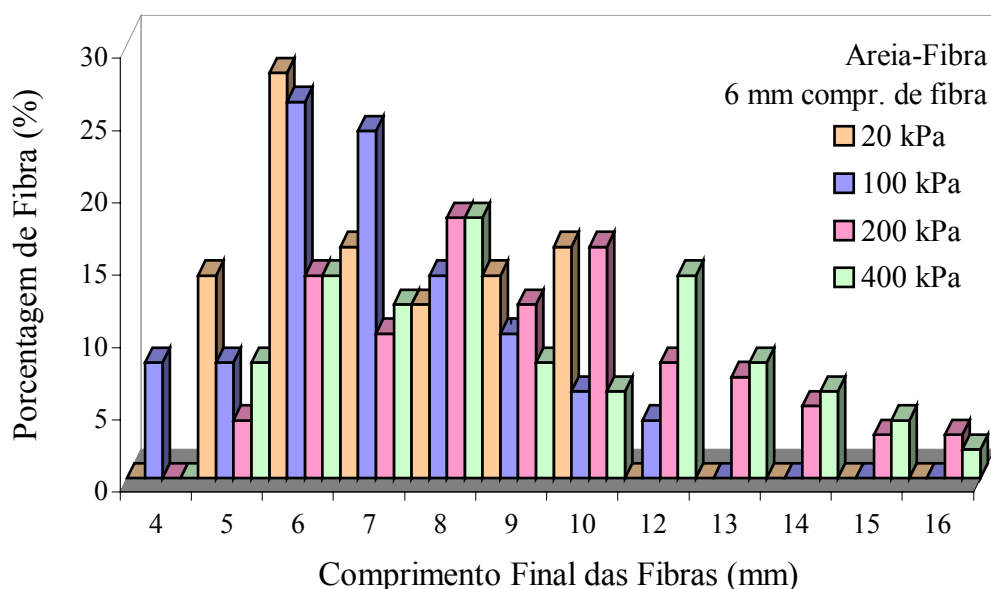


Figura 5.20: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com 6 mm de comprimento de fibra

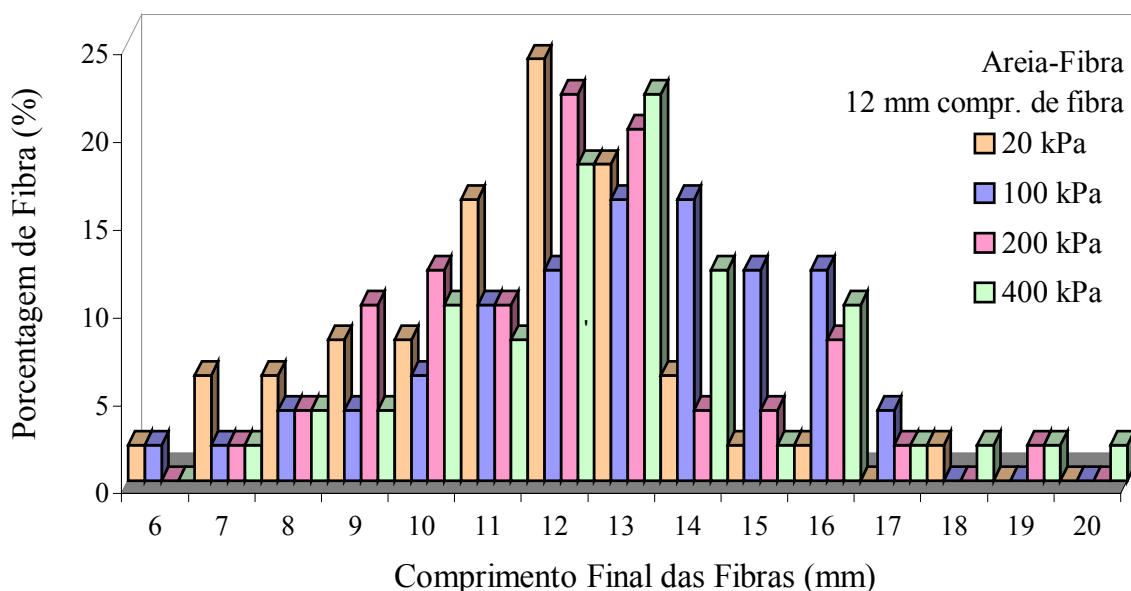


Figura 5.21: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com 12 mm de comprimento de fibra

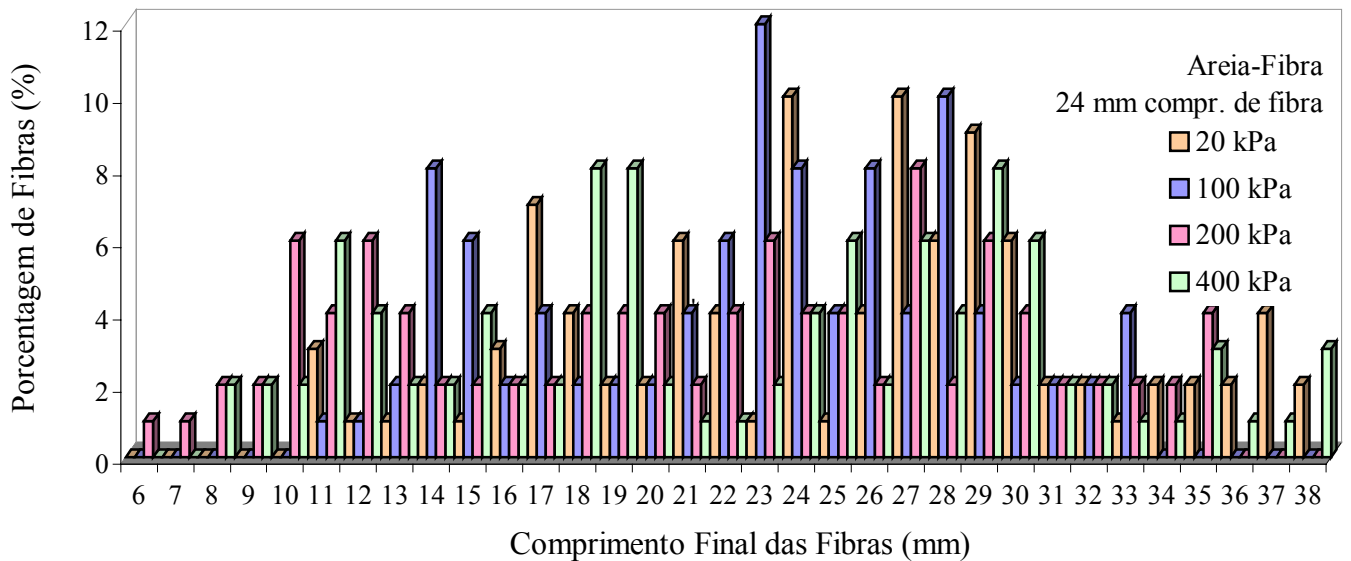


Figura 5.22: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com 24 mm de comprimento de fibra

Observa-se que, para os três casos apresentados, as fibras se encontram tanto alongadas quanto rompidas, quando comparadas com os comprimentos iniciais. As fibras que inicialmente eram de 6 mm, variam de 4 a 16 mm, as de 12 mm variam entre 6 e 20 mm e as de 24 mm apresentam o maior intervalo, cujos comprimentos finais variam de 6 a 38 mm de comprimento. Para as fibras de comprimento inicial 6 e 12 mm nota-se que as fibras se alongam mais para as maiores tensões normais aplicadas, apresentando um maior número de fibras rompidas para tensões normais menores.

Já para o comprimento inicial de 24 mm as fibras não seguem uma tendência muito nítida de comportamento, mas pode-se observar que estas tendem bem mais ao alongamento, para tensões normais menores, devido talvez ao fato do comprimento inicial da fibra ser maior do que a espessura da amostra (20 mm), o que faz com que as fibras sejam solicitadas como um reforço único e mobilizadas como um todo, suportando melhor as tensões de tração aplicadas a estas e, conseqüentemente, alongando-se mais antes da ruptura.

A Figura 5.23 apresenta o gráfico de barras que representa a relação entre o comprimento final e o comprimento inicial das fibras, para uma melhor percepção do comportamento das fibras em alongamento e ruptura, correspondente aos ensaios de *ring shear* realizados em amostras de areia-fibra, com 0,5% de fibra de 3,3 dtex, densidade relativa

de 50% e umidade de 10% para os comprimentos de 6, 12 e 24 mm, todas para um mesmo deslocamento horizontal, da ordem de 700 mm, na tensão normal de 100 kPa.

Verifica-se que para o menor comprimento de fibra estudado as fibras encontram-se em sua maioria alongadas, atingindo comprimentos de até duas vezes o comprimento inicial, por outro lado, as fibras com 12 e 24 mm de comprimento inicial apresentam-se tanto rompidas quanto alongadas até deformações axiais da fibra da ordem de 40%.

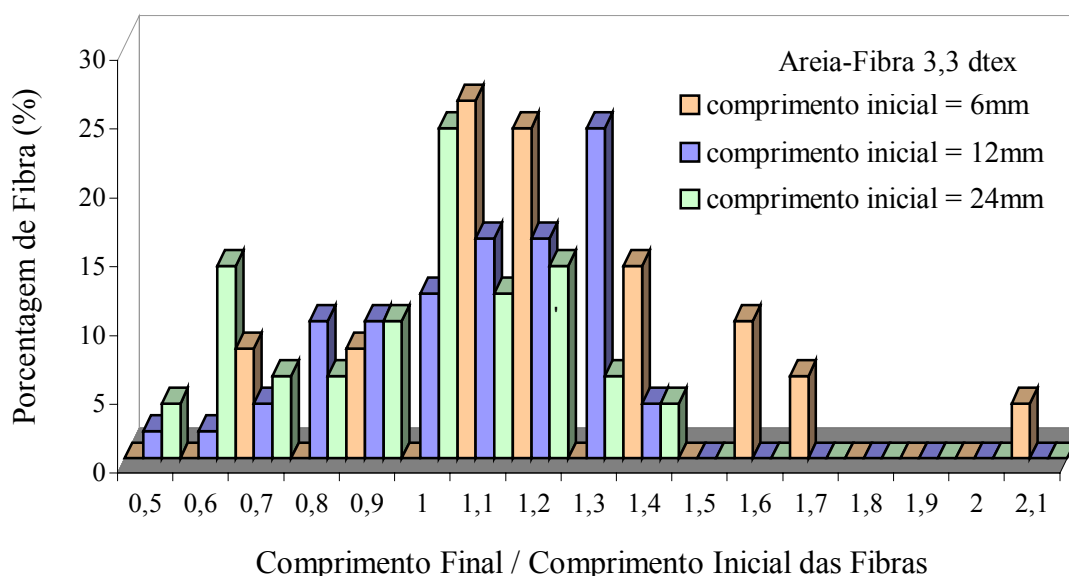


Figura 5.23: Comprimento final das fibras / comprimento inicial x porcentagem representado em gráfico de barras para areia-fibra com variação do comprimento de fibra

As Figuras 5.24 a 5.26 apresentam os gráficos de barras correspondentes aos ensaios realizados em amostras de areia-fibra, com 0,5% de fibra 12 mm de comprimento, densidade relativa de 50% e umidade de 10% para diferentes diâmetros de fibra, correspondentes aos títulos de 3,3, 200 e 440 dtex, todas para um mesmo deslocamento horizontal, da ordem de 700 mm, nas tensões normais de 20, 100, 200 e 400 kPa.

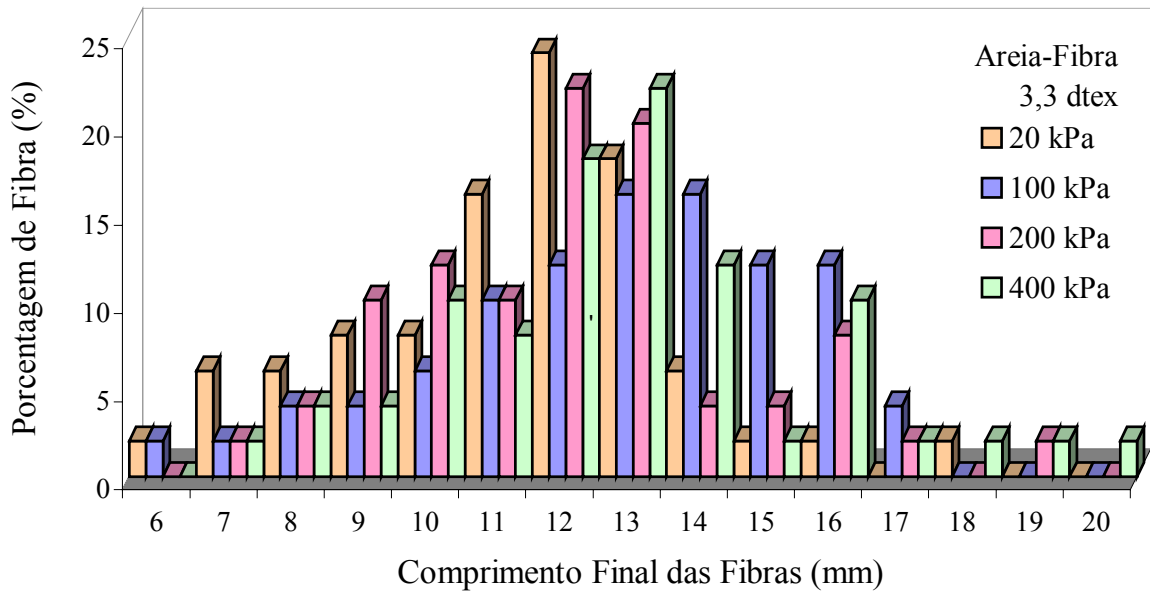


Figura 5.24: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com título de 3,3 dtex

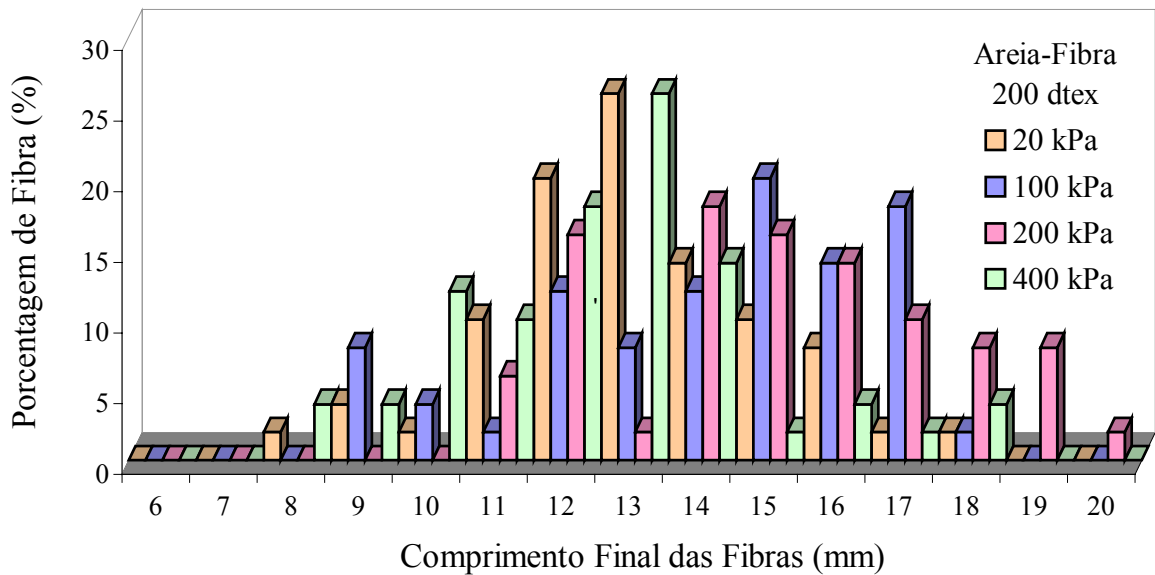


Figura 5.25: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com título de 200 dtex

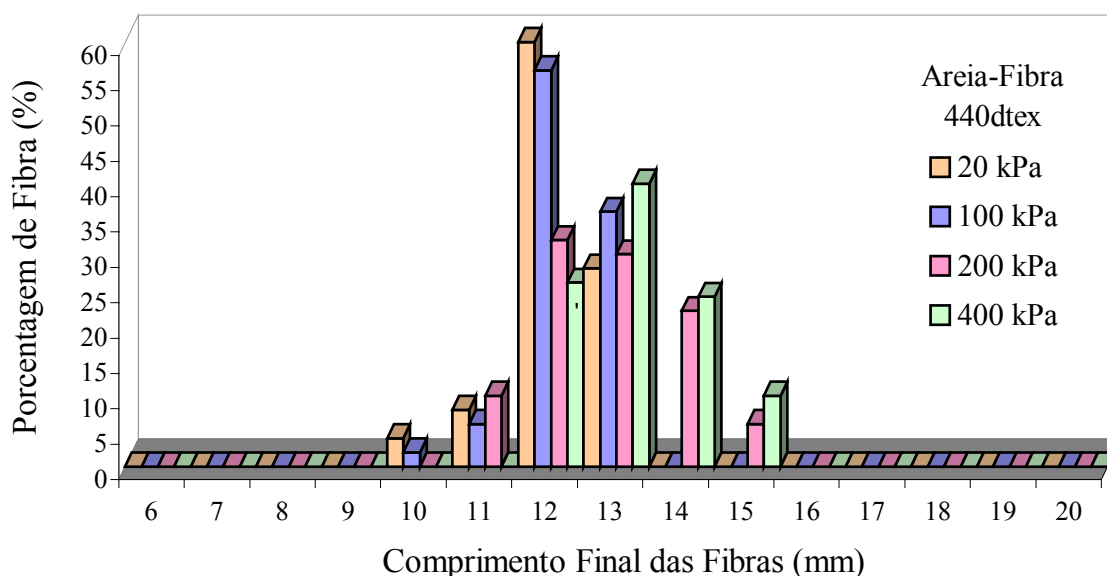


Figura 5.26: Comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para areia-fibra com título de 440 dtex

Analisando-se as fibras com diâmetros distintos, pode-se observar que as fibras também se encontram tanto alongadas quanto rompidas, quando comparadas com o comprimento inicial de 12 mm, porém, as fibras de 3,3 dtex apresentam um intervalo maior, entre rompimento e alongamento das fibras, do que os outros títulos de fibra estudados (as fibras de 3,3 dtex variam de 6 a 20 mm, as fibras de 200 dtex de 8 a 20 mm e as fibras de 440 dtex variam de 10 a 15 mm).

Verifica-se que as fibras de 200 e 440 dtex se encontram bem mais alongadas do que rompidas, o que pode ser explicado pela maior resistência às tensões de tração devido ao maior diâmetro e menor flexibilidade destas. Fato este que explica melhor o comportamento resistente do solo reforçado para as fibras de menor diâmetro, pois estas, por serem mais flexíveis, proporcionam uma melhor interação solo-fibra e mobilização sucessiva, atuando positivamente na melhora do comportamento resistente do material.

Com relação ao efeito da tensão de confinamento, nota-se que as fibras de menor diâmetro tendem mais ao rompimento para tensões menores, assim como foi abordado anteriormente, porém para o maior diâmetro de fibra estudado, o alongamento foi mais perceptível, principalmente para as maiores tensões normais aplicadas.

5.3 *RING SHEAR* EM BENTONITA

5.3.1 Influência da Inclusão de Fibras e da Tensão de Confinamento

As Figuras 5.27 e 5.28 mostram as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal obtidas dos ensaios realizados respectivamente na bentonita e na bentonita-fibra (com 1,5% de fibras de 3,3 dtex e 12 mm de comprimento), todos estes realizados nas tensões normais de 20, 100 e 400 kPa, com 170% de umidade. As Figuras 5.29 a 5.31 mostram as comparações, em maior escala, entre bentonita e bentonita-fibra para as tensões normais de 20, 100 e 400 kPa, respectivamente. Os resultados representados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica são apresentados nas Figuras 5.27 (b) a 5.31 (b).

É importante lembrar que nos ensaios *ring shear* realizados em bentonita e bentonita-fibra não existe um método de controle rígido das condições de drenagem da amostra, sendo estes ensaios considerados drenados após 24 horas de adensamento, entretanto, isso não significa que as amostras estão totalmente drenadas internamente no início da fase de cisalhamento, onde deve ser considerada a hipótese de que a poro-pressão gerada possa se dissipar no decorrer do processo de cisalhamento da amostra.

Para efeito de cálculo, as tensões normais de 20, 100 e 400 kPa correspondem, respectivamente, às tensões normais verticais iniciais médias de 15, 85 e 380 kPa, devido à mobilização da parcela de atrito referente ao início da fase de cisalhamento no equipamento *ring shear*.

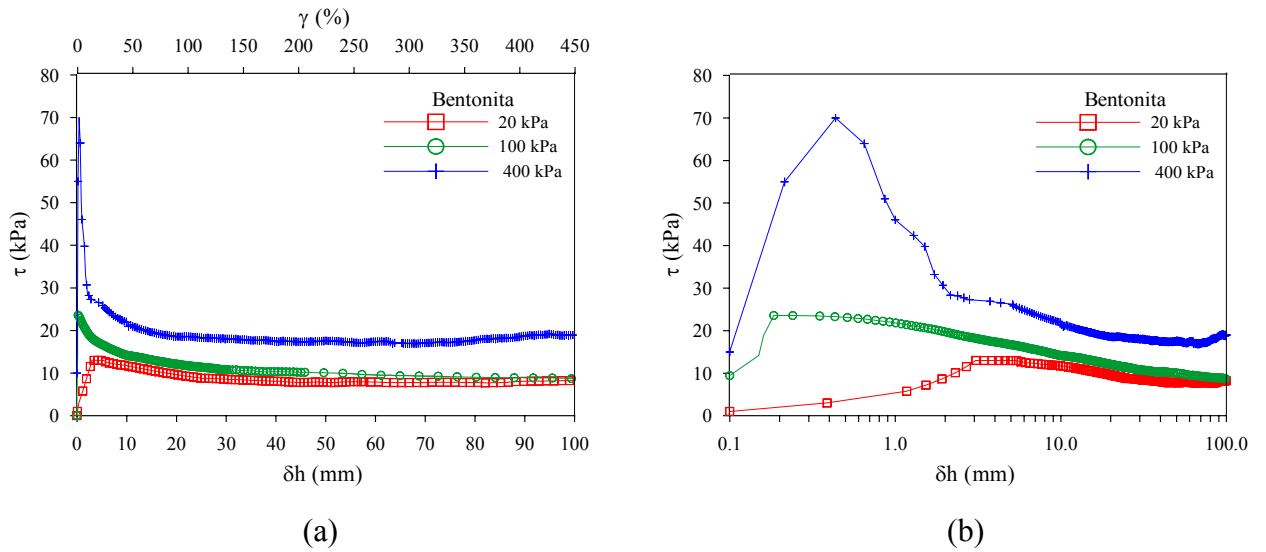


Figura 5.27: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e (b) representação no espaço tensão cisalhante x *log* deslocamento horizontal

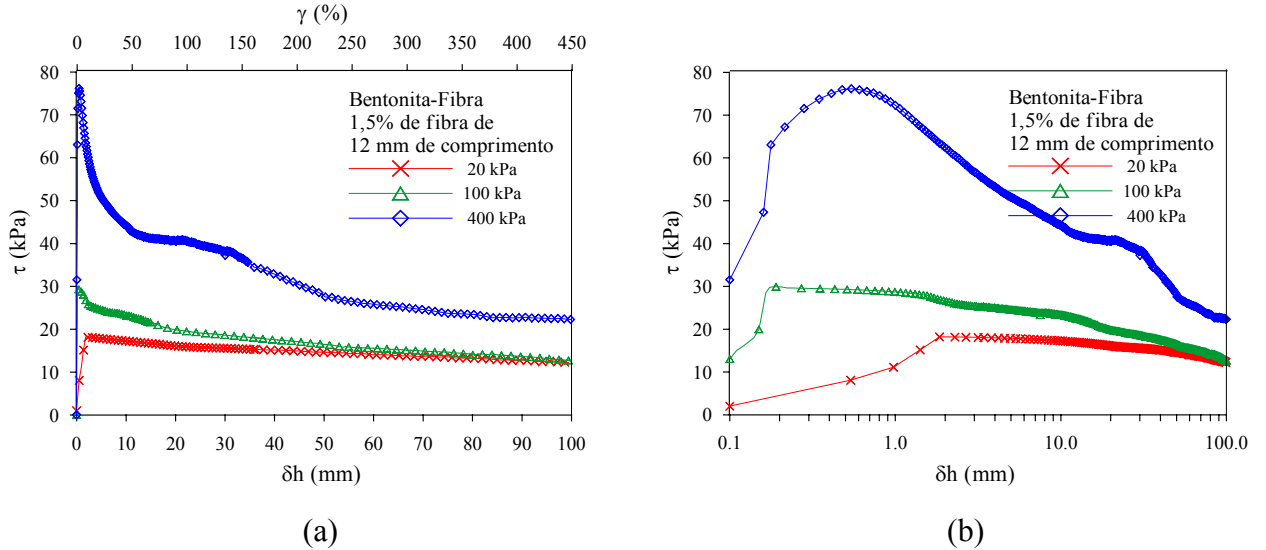


Figura 5.28: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita-fibra e (b) representação no espaço tensão cisalhante x *log* deslocamento horizontal

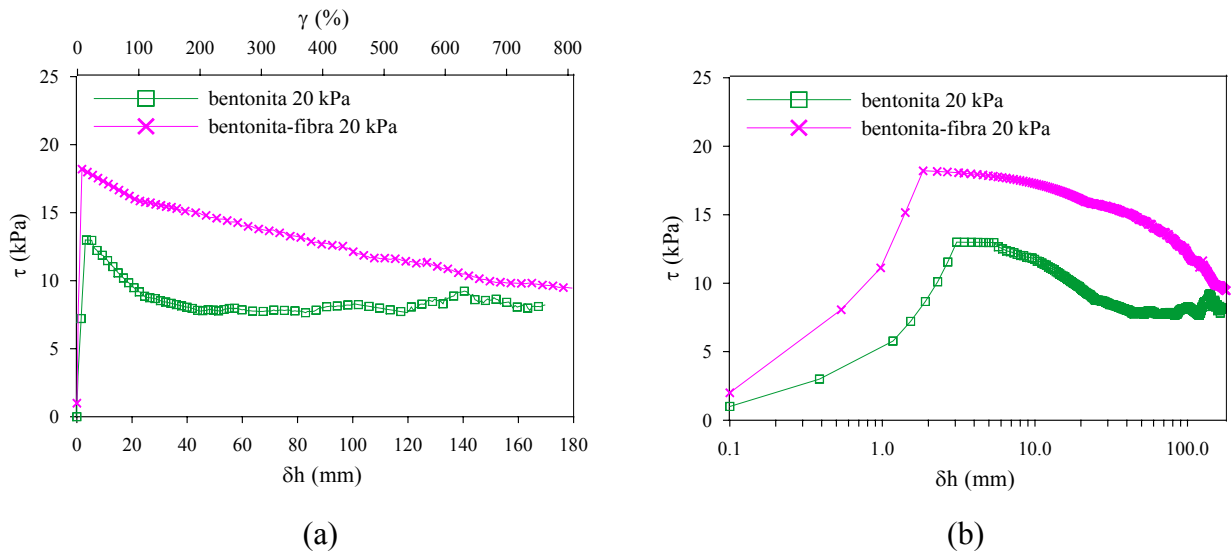


Figura 5.29: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 20 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

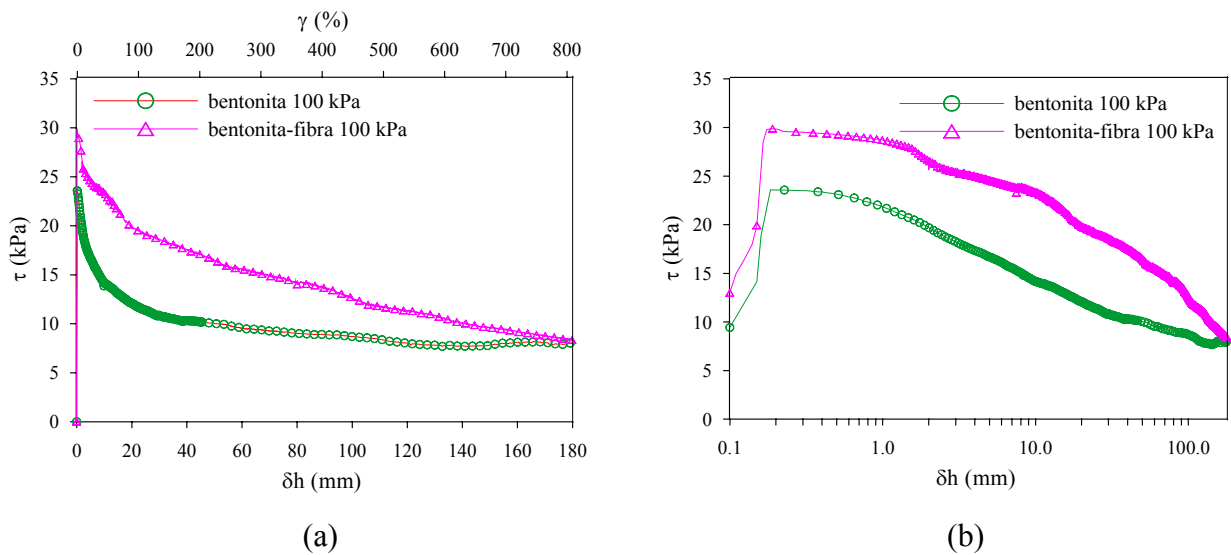


Figura 5.30: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

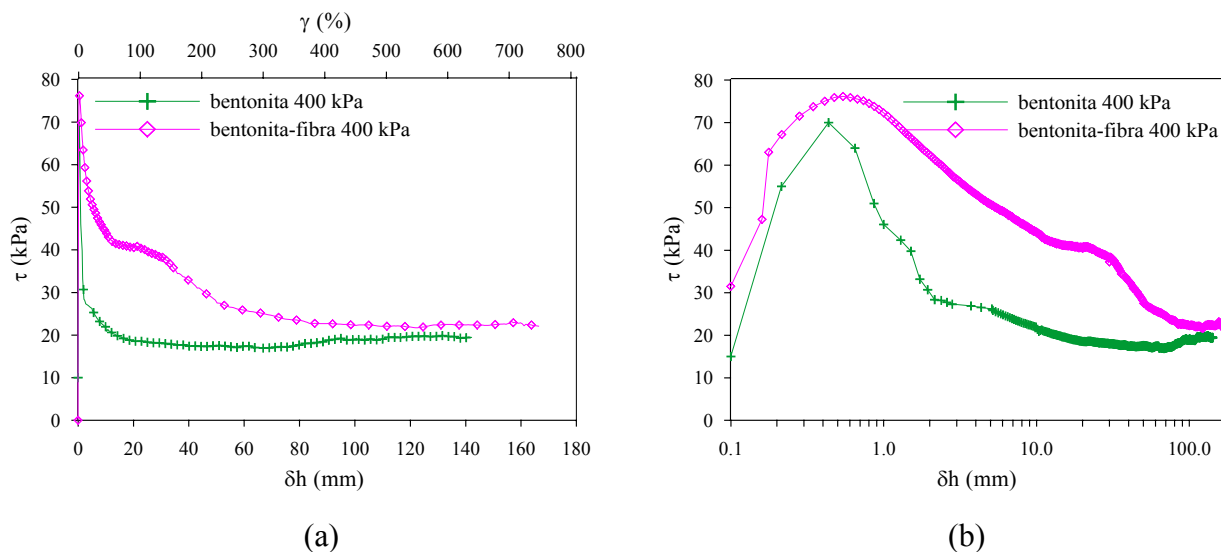


Figura 5.31: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 400 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

Observa-se que a introdução de fibras proporciona um ganho de resistência à bentonita, até deslocamentos horizontais da ordem de 100 a 180 mm, funcionando de maneira efetiva quando inseridas na matriz, para todas as tensões normais estudadas, aumentando a resistência de pico e o comportamento resistente pós-pico até atingirem praticamente o mesmo valor de resistência residual do solo não reforçado. Ou seja, após cerca de 50 mm de deslocamento horizontal, que corresponde a aproximadamente 200% de deformação (se estas estiverem uniformemente distribuídas), o acréscimo de resistência imposto pelas fibras tende a enfraquecer com o aumento das deformações cisalhantes, onde tanto o material reforçado quanto o não reforçado atingem resistências últimas similares.

Verifica-se que o aumento de resistência se torna mais acentuado quanto maior for o valor da tensão normal aplicada e que desde valores menores de deslocamento horizontal a melhora na mobilização da resistência devido à inclusão de fibras é aproximadamente constante.

É importante salientar que o acréscimo de fibras à bentonita aumenta a resistência de pico desta, porém, este efeito não é tão pronunciado quando comparado com outros materiais, ainda que utilizando as mesmas características de fibras, provavelmente devido ao alto índice de vazios inicial ($e \sim 4,9$) das amostras ensaiadas com o material em questão, pois ensaios de

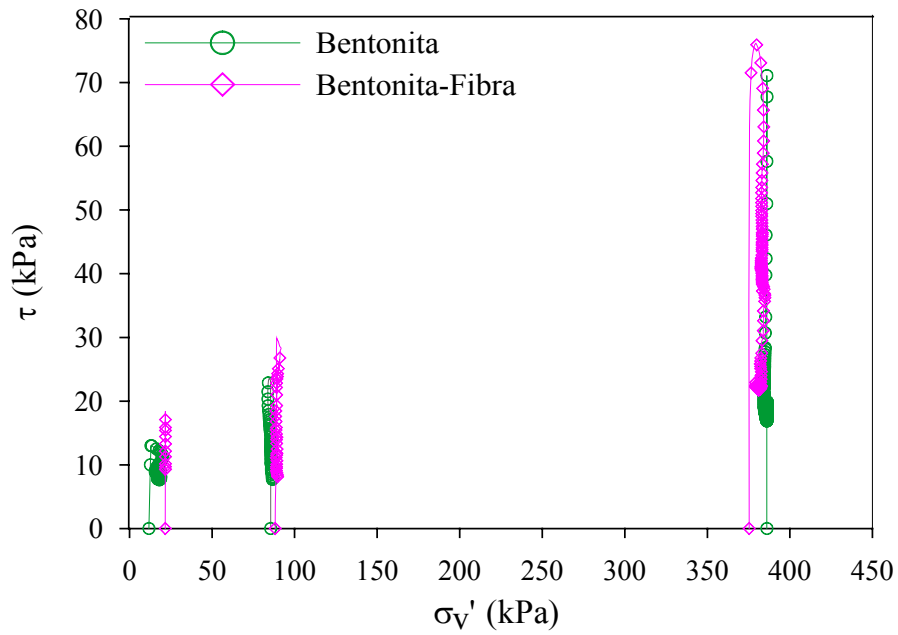
ring shear realizados em uma areia siltosa (arenito) reforçada e não reforçada com fibras (moldadas com $e \sim 0,55$) e em areia e areia-fibra (com $e \sim 0,65$), obtiveram um acréscimo de resistência de pico de cerca de, respectivamente, 115% e 165% para tensões normais de 100 kPa (Heineck, 2002), bem como o estudo realizado neste trabalho em areia (com $e \sim 0,75$) que obteve aproximadamente 140% de acréscimo de resistência para a mesma tensão normal analisada. No caso da bentonita, para a tensão normal de 100 kPa o acréscimo de resistência de pico foi cerca de 25% com a inclusão do reforço fibroso. Reforçando novamente que a melhora no comportamento mecânico do solo reforçado depende de características relacionadas tanto ao solo quanto às fibras utilizadas como reforço.

O efeito das fibras a deslocamentos maiores na bentonita é pequeno quando comparado com outros materiais, como se pode observar neste trabalho para areia, onde não se verifica a redução da resistência e a queda das curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal, mesmo para grandes deformações, pelo contrário, a resistência ao cisalhamento continua aumentando até o final, onde a resistência de pico é praticamente igual à resistência última. Isto se deve talvez pelo alto índice de vazios das amostras e também pela tendência ao alinhamento das partículas de bentonita na fase de cisalhamento.

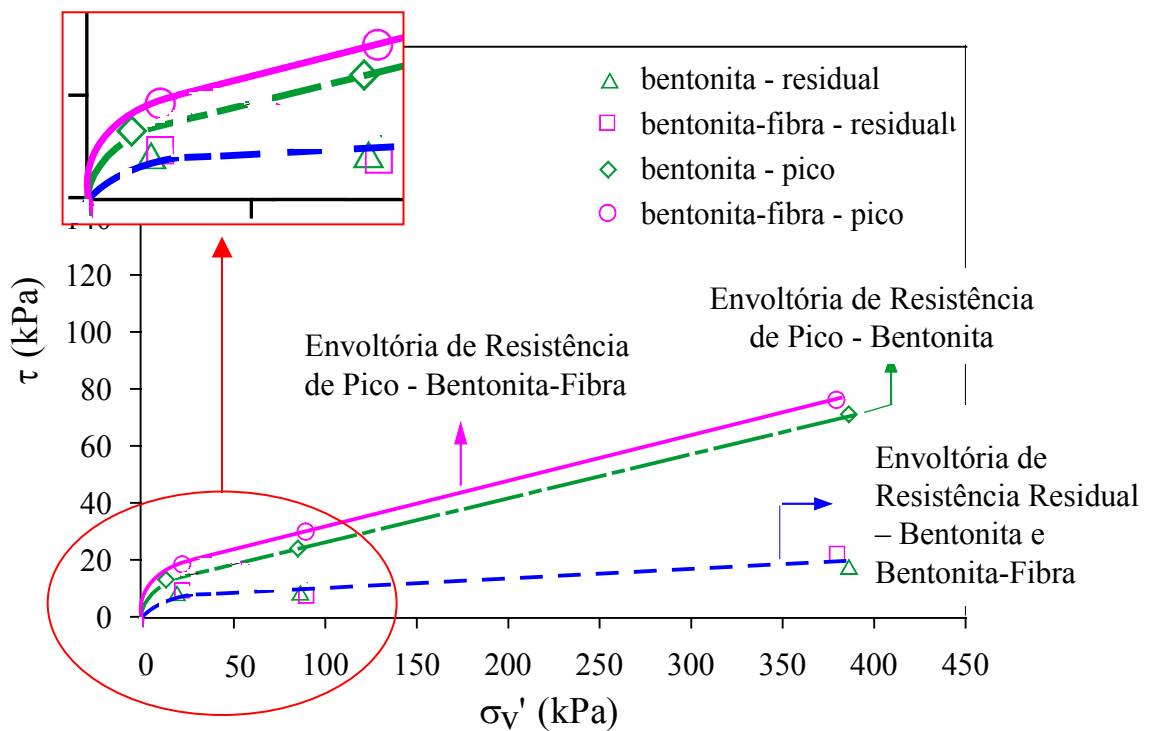
5.3.2 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

As curvas tensão cisalhante x tensão vertical são apresentadas na Figura 5.32 (a), para a bentonita e bentonita-fibra. As envoltórias de resistência obtidas, correspondentes aos comportamentos de pico e residual são apresentados na Figura 5.32 (b).

Pode-se observar em detalhe na Figura 5.32 (b) que ambas as envoltórias de resistência, tanto as de pico quanto a residual (única para bentonita e bentonita-fibra) apresentam-se curvas, resultando da combinação de parâmetros como índice de vazios e níveis de tensão, pois o equipamento *ring shear* tem como objetivo eliminar qualquer surgimento de atrito não real, proveniente das medições de tensão cisalhante neste tipo de material.



(a)



(b)

Figura 5.32: (a) Curvas tensão cisalhante x tensão vertical para bentonita e bentonita-fibra e (b) envoltórias de resistência para bentonita e bentonita reforçada

Pesquisadores como Lupini *et al.* (1981) e Kenney (1967) obtiveram envoltórias curvas para argilas e Mitchell (1993) afirma que as partículas de argila não se encontram completamente reorientadas para baixas tensões de confinamento. Portanto, a envoltória residual apresentada para os dois materiais, reforçado e não reforçado, possui valores mais confiáveis para altas tensões normais aplicadas. O ângulo de atrito residual encontrado para bentonita e bentonita-fibra é de aproximadamente $2,8^\circ$, o que corrobora com valores obtidos por Kenney (1967) para uma montmorilonita sódica.

As envoltórias de pico apresentam parâmetros de resistência similares, onde a inclusão de fibras aumenta o ângulo de atrito da bentonita de $8,85^\circ$ para $9,15^\circ$, o que enfatiza que as fibras mudam o comportamento mecânico do material, mesmo para o caso da bentonita, em termos da influência na resistência de pico (até deformações da ordem de 5%) e pós-pico (até cerca de 200% de deformação), porém em menor magnitude do que o acréscimo de resistência obtido para materiais granulares.

5.3.3 Efeito da Variação do Comprimento de Fibra

As curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal resultantes dos ensaios realizados na bentonita reforçada com 1,5% de fibras de 3,3 dtex com 6, 12 e 24 mm de comprimento, na tensão normal de 100 kPa e 170% de umidade, são apresentadas na Figura 5.33 (a), para um deslocamento horizontal da ordem de 200 mm. Os resultados representados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica são apresentados na Figura 5.33 (b).

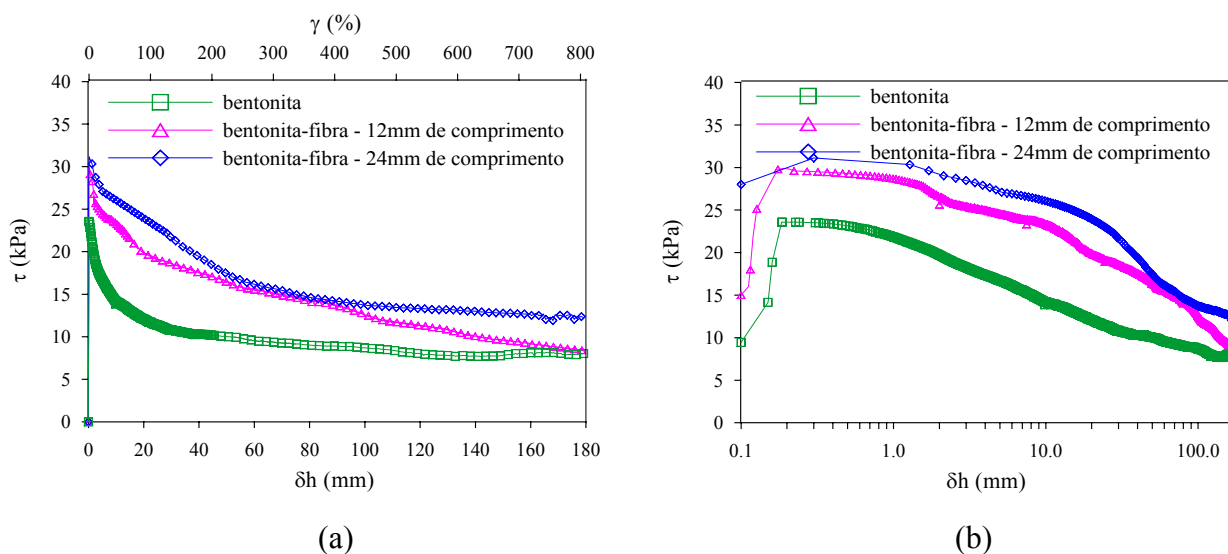


Figura 5.33: Efeito da variação do comprimento de fibra (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

Analisado-se o efeito do comprimento das fibras neste tipo de material, nota-se um ligeiro aumento da resistência de pico da bentonita com a inclusão de fibras de 12 mm de comprimento, porém este aumento diminui de intensidade e é quase insignificante com o aumento do comprimento destas.

5.3.4 Efeito da Variação do Teor de Fibra

A Figura 5.34 (a) mostra as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal resultantes dos ensaios realizados na bentonita reforçada com 0,75, 1,5 e 3% de fibras de 3,3 dtex, com 12 mm de comprimento, na tensão normal de 100 kPa e 170% de umidade. Os resultados representados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica são apresentados na Figura 5.34 (b).

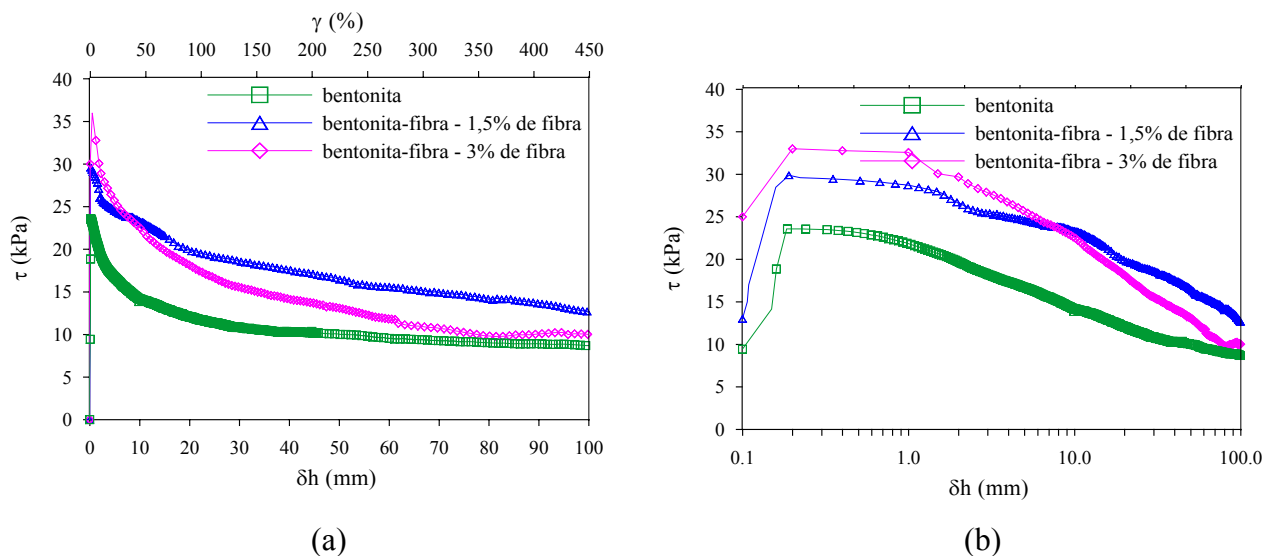


Figura 5.34: Efeito da variação do teor de fibra (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

Observa-se que o aumento de resistência de pico da bentonita com a inclusão de fibras se torna mais acentuado para o maior teor de fibra estudado (3%), que comparado com a bentonita sem reforço, é cerca de duas vezes o valor do acréscimo de resistência obtido para a inclusão de 1,5% de fibras. Entretanto, o aumento de resistência pós-pico é mais evidente e permanece constante para o menor teor de fibra estudado, devido talvez à excessiva quantidade de fibras que permite um maior número de contatos fibra-fibra e não solo-fibra, para maiores teores, o que diminui a sollicitação e mobilização das fibras entre as partículas.

5.3.5 Efeito da Variação da Umidade

As curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal resultantes dos ensaios realizados na bentonita e nesta reforçada com 1,5% de fibras de 3,3 dtex e 12 mm de comprimento, na tensão normal de 100 kPa, para teores de 100, 170 e 250% de umidade são apresentadas na Figura 5.35 (a). A Figura 5.35 (b) mostra os mesmos resultados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica.

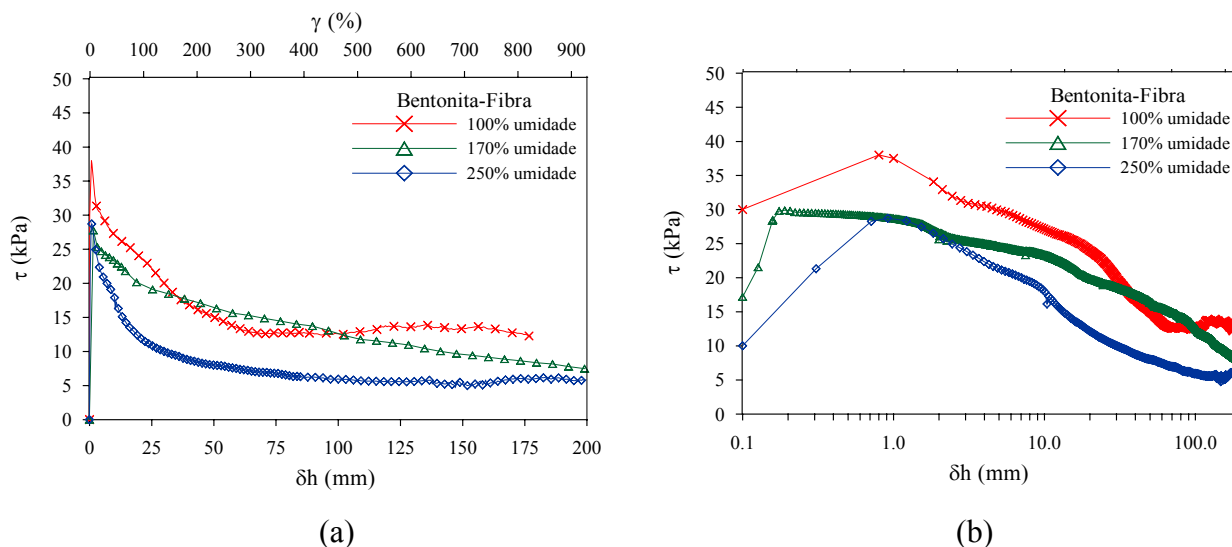


Figura 5.35: Efeito da variação da umidade (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita e bentonita-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x *log* deslocamento horizontal

Observa-se que o aumento do teor de umidade das amostras de bentonita reforçada com fibras proporciona uma redução de resistência, tanto em comportamento de pico, como também em pós-pico, havendo uma melhora no comportamento pós-pico para o menor teor de umidade estudado, pois o índice de vazios das amostras é menor e maiores contatos ocorrem entre o solo e as fibras.

5.3.6 Comportamento Bentonita-Areia-Fibra

A Figura 5.36 (a) mostra as curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal resultantes dos ensaios realizados em bentonita, com o acréscimo de 50% de areia e na bentonita-areia-fibra (1,5% de fibras de 3,3 dtex e 12 mm de comprimento), na tensão normal de 100 kPa e 170% de umidade. A Figura 5.36 (b) apresenta os resultados no eixo correspondente ao deslocamento horizontal em escala logarítmica.

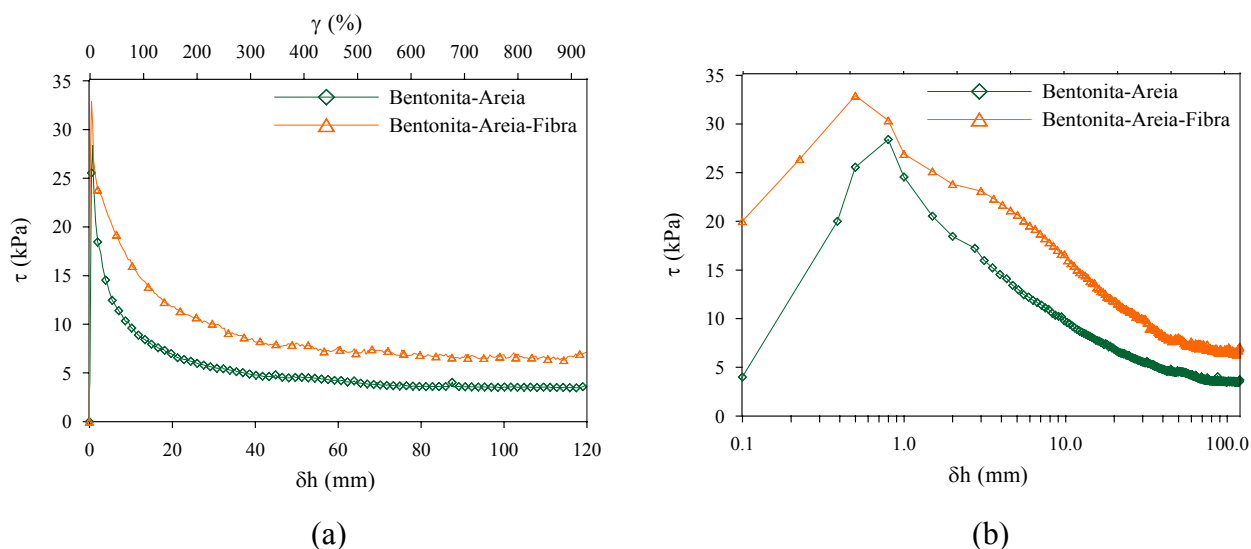


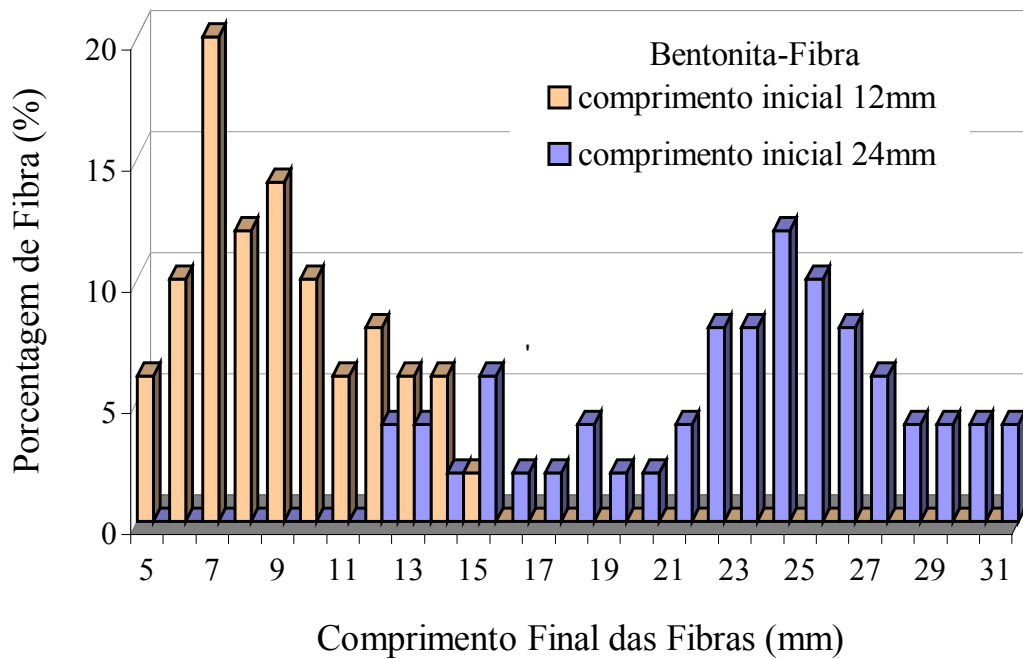
Figura 5.36: (a) Curvas tensão cisalhante x deformação cisalhante e deslocamento horizontal para bentonita-areia e bentonita-areia-fibra na tensão normal de 100 kPa e (b) representação no espaço tensão cisalhante x \log deslocamento horizontal

A introdução de fibras à mistura de bentonita com 50% de areia (em relação ao peso total seco da bentonita) proporciona um ganho de resistência a este material, aumentando a resistência de pico e o comportamento resistente pós-pico, que continua constante, até os patamares de resistência residual, o que confirma a influência positiva da adição de fibras às misturas estudadas, independente do tipo de matriz, da argilosa à arenosa, porém esta influência vai depender da granulometria e de outras características da matriz e também de características das fibras, como apresentado e analisado na presente pesquisa.

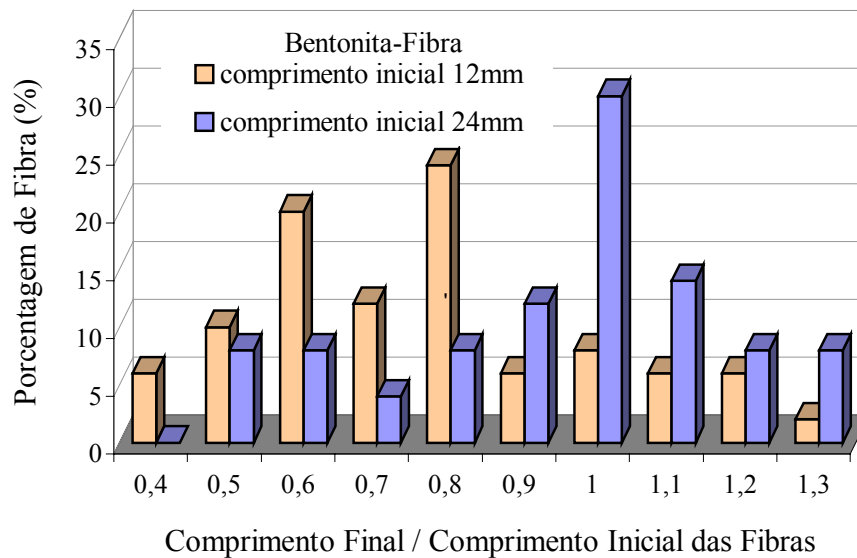
5.3.7 Estudo do Alongamento e Ruptura das Fibras

A Figura 5.37 (a) mostra o gráfico de barras que representa o comprimento final das fibras x porcentagem das amostras de bentonita reforçada com 0,5% de fibra de 3,3 dtex, nos comprimentos de 12 e 24 mm e teor de umidade de 170%, todas para um mesmo deslocamento horizontal, da ordem de 200 mm, na tensão normal de 100 kPa.

Na Figura 5.37 (b) são apresentados os mesmos resultados, porém obtidos através da razão entre o comprimento final e o comprimento inicial das fibras, para uma melhor compreensão da influência do comprimento das fibras em alongamento e ruptura.



(a)



(b)

Figura 5.37: (a) comprimento final das fibras x porcentagem de fibras representado em gráfico de barras para bentonita-fibra com fibras de 12 e 24 mm de comprimento e (b) razão entre comprimento final e comprimento inicial das fibras

Os resultados do estudo do comprimento final das fibras após o ensaio de cisalhamento *ring shear* mostram que as fibras se encontram tanto alongadas, quanto

rompidas, independente do comprimento inicial, confirmando o comportamento de alongamento destas quando submetidas a tensões de tração e sucessiva ruptura por sofrerem deformações plásticas, como descrito anteriormente para a matriz arenosa.

Verifica-se na Figura 5.37 (b) que a porcentagem de fibras rompidas é maior no caso do menor comprimento de fibra estudado, por outro lado, as fibras de comprimento maior (24 mm) apresentam-se também rompidas, porém com maior destaque para as fibras alongadas quando comparada com o comprimento de 12 mm, isso provavelmente tenha ocorrido devido ao fato das fibras de maior comprimento apresentarem uma ancoragem maior dentro da amostra, proporcionando uma maior tendência ao alongamento antes da ruptura. Levando-se em consideração que as fibras seguem este comportamento de alongamento e ruptura sucessivamente, não sendo possível afirmar se as fibras com comprimento menor sofreram este processo várias vezes até o final da etapa de cisalhamento.

Este estudo serve para que se possa entender melhor o mecanismo de mobilização das fibras quando inseridas na matriz e submetidas a ensaio de cisalhamento, e pode-se considerar que estas agem ou “trabalham” de maneira semelhante, independente do material estudado, porém, a taxa de acréscimo e melhora no comportamento mecânico que as fibras impõe aos materiais vai depender das características do material e das fibras.

CAPÍTULO 6

ENSAIOS DE PLACA -- RESULTADOS E ANÁLISES

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os resultados experimentais dos ensaios de prova de carga em placa, realizados na Universidade de Passo Fundo, com o objetivo de investigar a contribuição das fibras na mobilização de resistência, para os diferentes níveis de densidade de compactação, são apresentados neste Capítulo, bem como resultados do deslocamento da camada tratada obtidos através de medições realizadas na superfície desta, fora da placa (em maiores detalhes no programa experimental).

Os resultados permitem uma avaliação do comportamento do material reforçado através de medições experimentais de carga e recalques, bem como a influência da inclusão de fibras na variação do módulo de elasticidade e a partir de qual limiar de recalque as fibras inseridas permitem o desenvolvimento de um ganho de energia comparando-se à areia sem reforço, observando também qual a influência da densidade nestes parâmetros.

Muitas pesquisas enfocam o estudo do comportamento de materiais submetidos a ensaios de prova de carga em placa principalmente visando o estudo destes para aplicação em fundações superficiais, onde usualmente não é considerado o comportamento a grandes deformações.

No caso do presente trabalho, a execução de ensaios de prova de carga em placa tem o objetivo de simular a possível utilização de solos reforçados com fibras em *liners* de cobertura de aterros sanitários, pois estes, ao invés de sofrerem deformações através de cargas aplicadas verticalmente de cima para baixo, são submetidos a tensões aplicadas no sentido contrário.

O comportamento carga-recalque obtido pode servir de base para um melhor entendimento do desempenho de solos reforçados quando utilizados neste tipo de obra, no

sentido também de se acumular um conhecimento maior do acréscimo da taxa de resistência que a inclusão de fibras impõe ao solo, verificando se este aumento é aplicável também a este tipo de ensaio realizado em grande escala, e não somente através de ensaios de laboratório em amostras padrão reduzidas, como apresentado em capítulos anteriores.

6.2 MECANISMOS DE RUPTURA

Para uma melhor compreensão do comportamento da areia com relação aos mecanismos de ruptura, é importante salientar que o tipo de ruptura que vai ocorrer em determinada situação de geometria e carregamento depende da compressibilidade relativa do solo (Vesic, 1963).

Através da análise do campo de deslocamentos (Lopes, 1979) pode-se dizer que:

- A ruptura generalizada é caracterizada pela existência de uma resistência ao cisalhamento limite bem definida e constituída por uma superfície de deslizamento que vai de uma borda da fundação à superfície do terreno (Figura 6.1-a), em condições de deformação controlada constata-se uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos após a ruptura e durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação;
- A ruptura localizada é caracterizada por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação (Figura 6.1-b) e consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, com a visível tendência de empolamento do solo ao redor da fundação depois de considerável deslocamento vertical, entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, mobilizando a resistência de camadas mais profundas sem atingir a superfície do terreno, então somente depois de um deslocamento vertical apreciável as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno;
- A ruptura por puncionamento é caracterizada por um mecanismo de difícil observação (Figura 6.1-c), onde o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo e a penetração da fundação é possibilitada pelo

cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação, sendo que o solo fora da área praticamente não participa do processo.

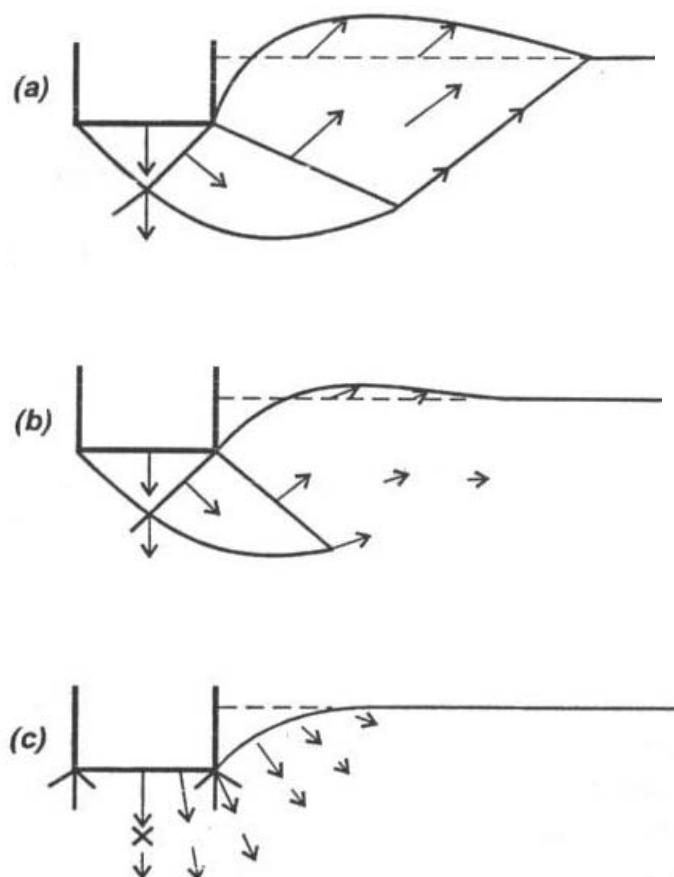
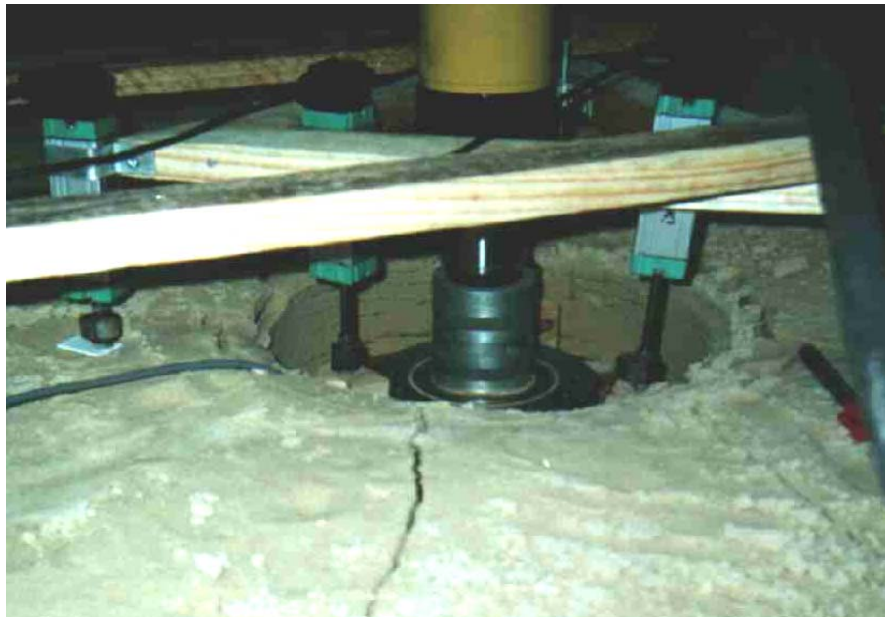


Figura 6.1: Campos de deslocamentos das rupturas (a) generalizada; (b) localizada e (c) por puncionamento. (Lopes, 1979)

As Figuras 6.2 e 6.3 apresentam em detalhe, através de vistas superior (a) e lateral (b), os mecanismos de ruptura obtidos, respectivamente, para as camadas compactadas de areia e areia-fibra (0,5% de fibras de 24 mm de comprimento) durante o carregamento dos ensaios de placa, quando submetidos a uma mesma carga, porém com distintos níveis de deformação atingidos, ambas compactadas com 50% de densidade e 10% de umidade.

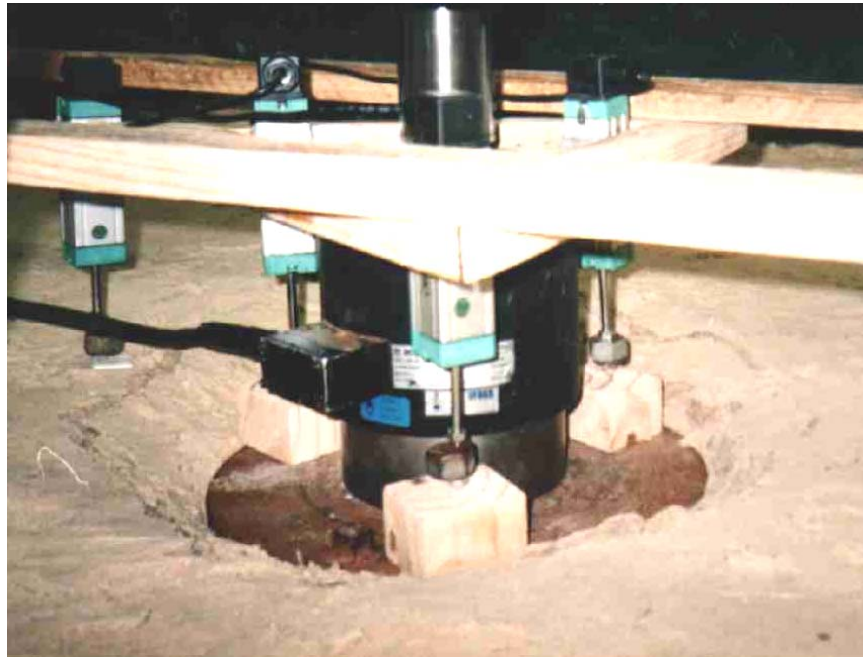


(a)

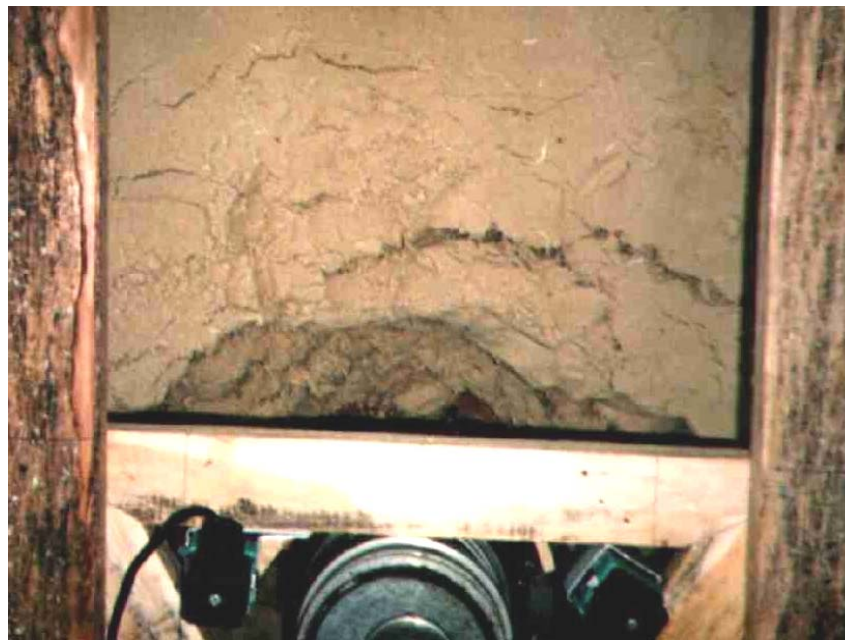


(b)

Figura 6.2: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia com 50% de densidade relativa: (a) vista lateral e (b) vista superior



(a)



(b)

Figura 6.3: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia-fibra com 50% de densidade relativa: (a) vista lateral e (b) vista superior

Através da análise visual dos mecanismos de ruptura obtidos no decorrer do carregamento da placa sobre as camadas de areia, pode-se observar que as camadas compactadas com maior densidade apresentaram características relacionadas ao mecanismo de ruptura generalizada.

A ruptura localizada é visível para as camadas compactadas com 50% de densidade (Figura 6.2), constituídas por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciam junto às bordas da placa, sendo possível registrar um levantamento expressivo do solo ao redor desta após grandes deslocamentos.

A inclusão de fibras à matriz arenosa definitivamente atua no mecanismo de acréscimo de resistência do material, melhorando o comportamento carga-recalque deste para todas as densidades estudadas, bem como influencia na mudança dos mecanismos de ruptura, entretanto, com características distintas daquelas descritas pela literatura.

As tensões geradas durante o carregamento das camadas de areia resultam na formação de trincas perpendiculares ao redor da placa, abertas e divergentes, visivelmente observadas na Figura 6.2 (b).

Por outro lado, as trincas visíveis nas camadas de areia reforçadas com fibras (Figura 6.3-b) se concentram de forma circular ao redor da placa, gerando a formação de uma zona de cisalhamento pelo acréscimo das cargas aplicadas, onde as fibras parecem inibir a propagação de fissuras, distribuindo as tensões numa área maior, proporcionando um certo abaulamento da camada reforçada ao redor da placa pelo recalque desta.

6.3 COMPORTAMENTO CARGA-RECALQUE

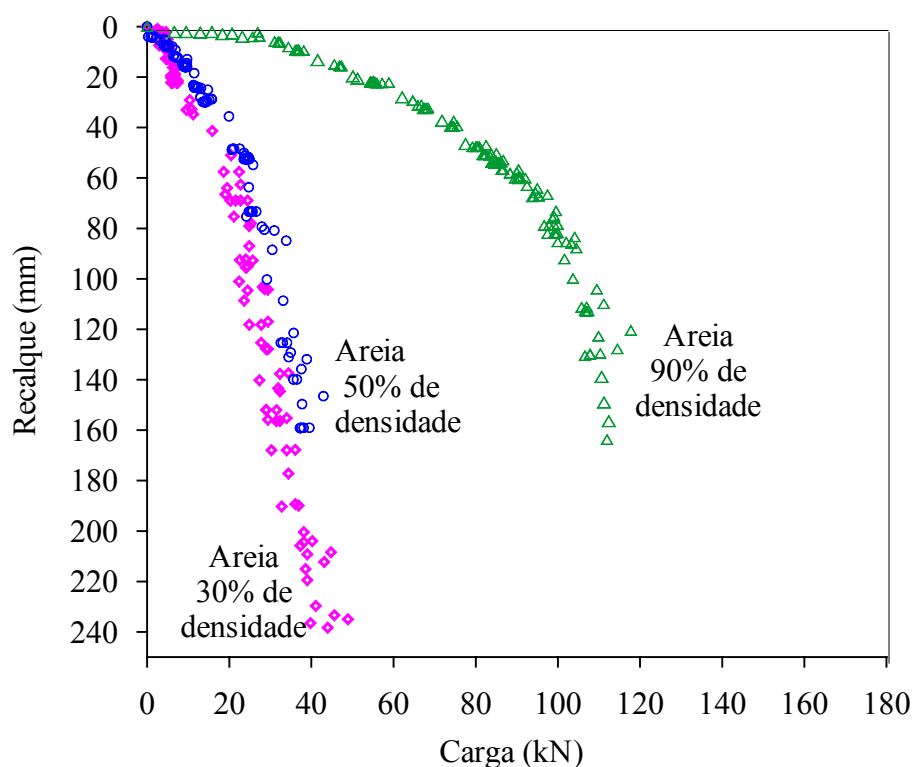
Neste item são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de placa obtidos para areia e areia-fibra, através do comportamento carga-recalque, com enfoque no efeito da influência da densidade das camadas compactadas.

A Figura 6.4 mostra os resultados dos pontos carga-recalque obtidos para os ensaios de placa realizados com variação da densidade de compactação (em 30, 50 e 90%), em areia

(Figura 6.4-a) e areia reforçada com 0,5% de fibras 3,3 dtex de 24 mm de comprimento (Figura 6.4-b).

Optou-se pela apresentação direta de todos os pontos obtidos pelo fato de que estes, quando salvos a cada pequeno intervalo de segundos, registraram todo o processo de estabilização dos recalques e das cargas aplicadas, onde uma parte destes não era completamente absorvido pelas camadas compactadas. Verificou-se que a estabilização dos deslocamentos ocorreu rapidamente, nos primeiros incrementos de carga, mesmo para maiores deslocamentos e para ambas as misturas estudadas.

As comparações destes pontos monitorados sobre a placa e fora desta (a uma distância de 5 cm da borda da placa), podem ser observadas nas Figuras 6.5, 6.6 e 6.7, respectivamente para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 30, 50 e 90% de densidade.



(a)

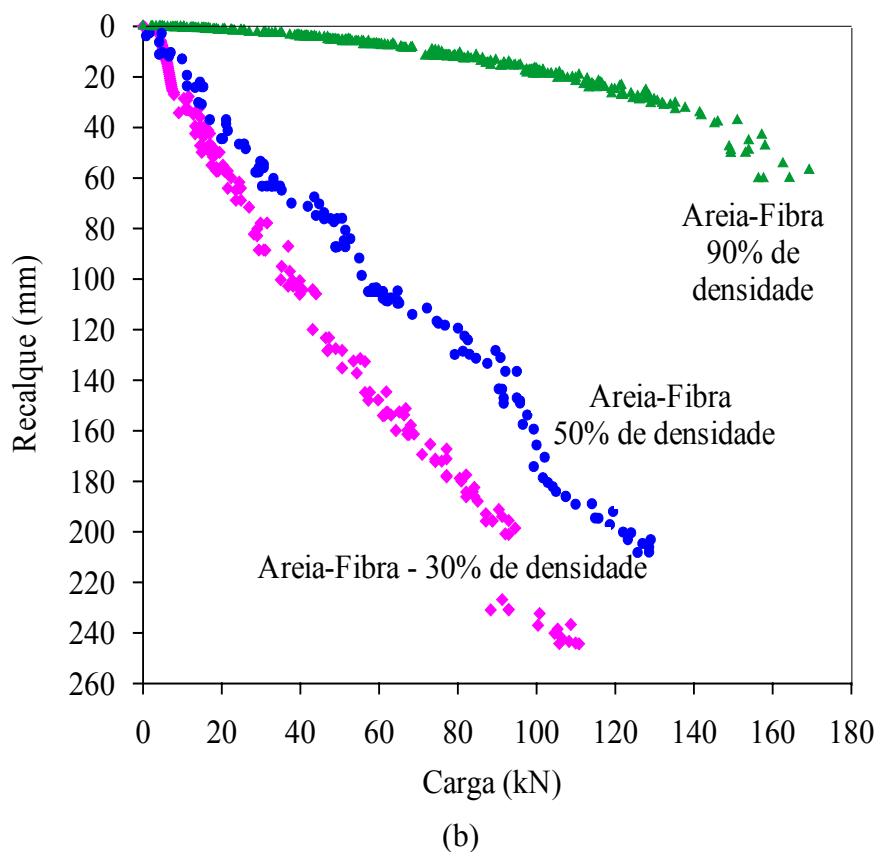


Figura 6.4: Pontos carga x recalque para camadas compactadas com 30, 50 e 90% de densidade relativa (a) em areia e (b) em areia-fibra

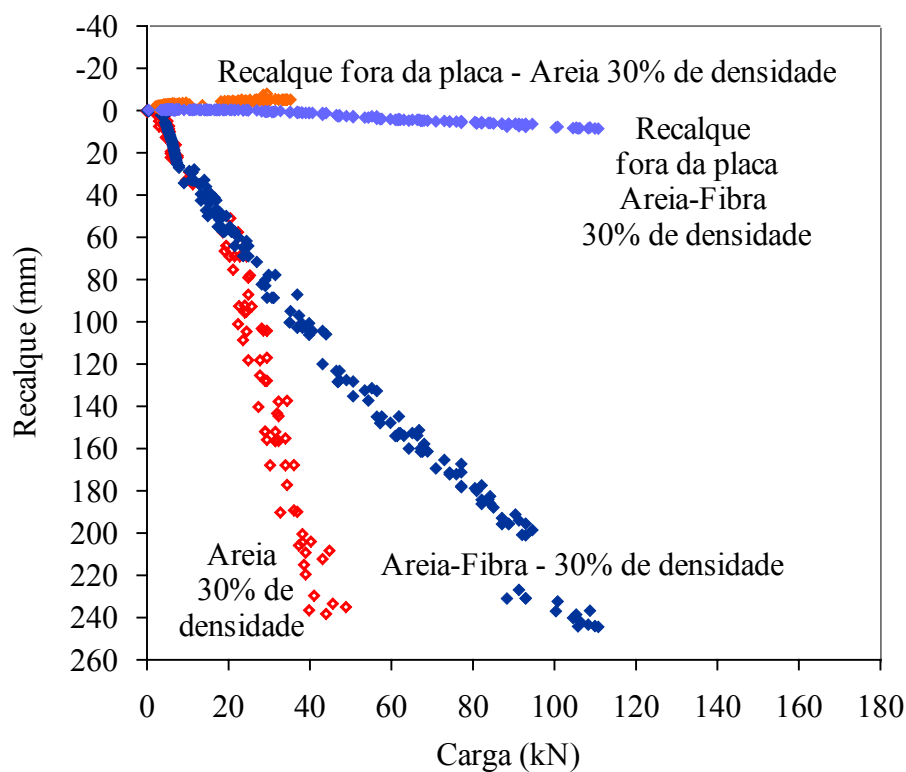


Figura 6.5: Comparação dos pontos carga x recalque, monitorados sobre a placa e fora desta, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 30% de densidade relativa

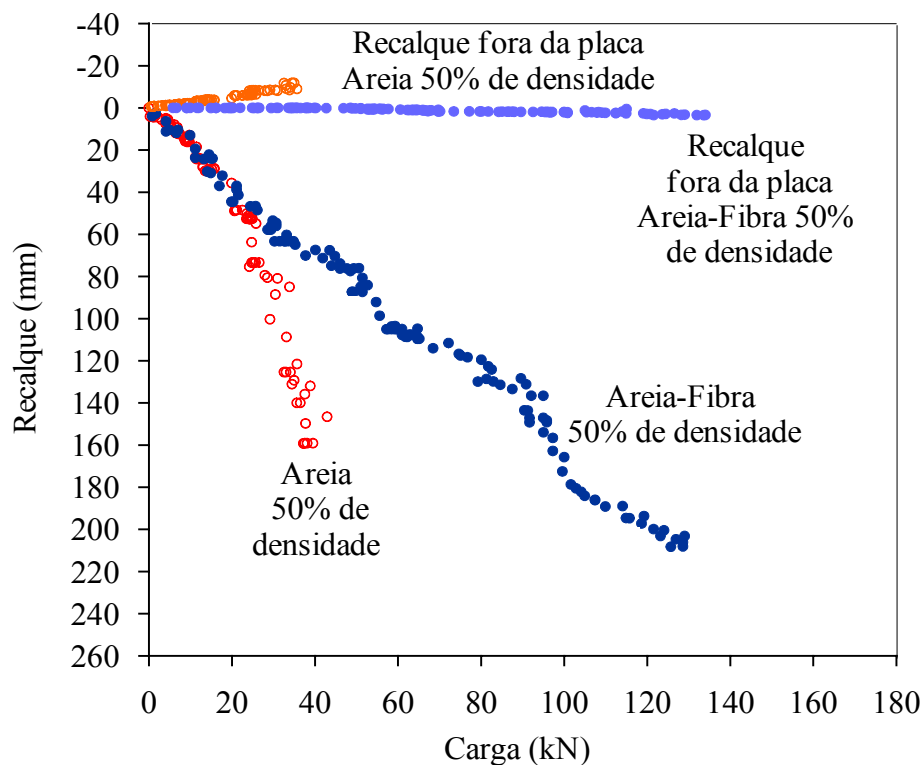


Figura 6.6: Comparação dos pontos carga x recalque, monitorados sobre a placa e fora desta, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 50% de densidade relativa

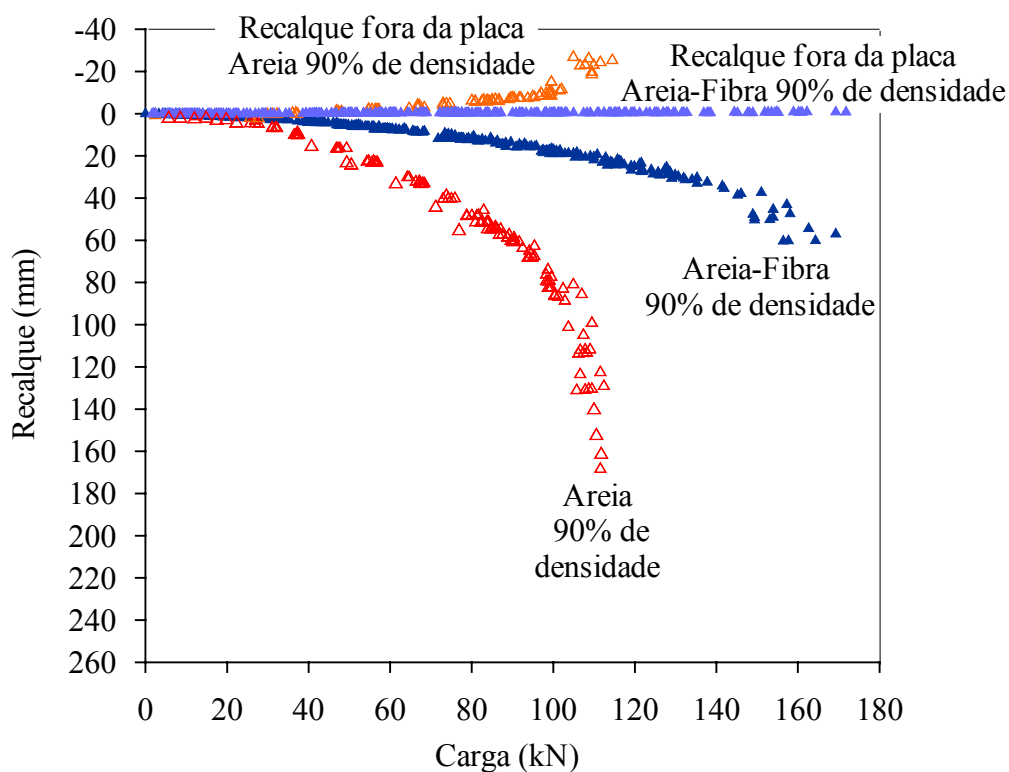


Figura 6.7: Comparação dos pontos carga x recalque, monitorados sobre a placa e fora desta, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 90% de densidade relativa

Observa-se uma redução significativa dos recalques do solo arenoso compactado reforçado com fibras quando comparado com a areia sem reforço, verificando-se também um ganho de rigidez das camadas reforçadas com o aumento dos recalques.

Verifica-se que a inclusão do reforço fibroso melhorou significativamente a resposta do solo e a variação da densidade relativa das camadas tem um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, onde o ganho de resistência é mais pronunciado quanto mais densa for a mistura.

Para densidades menores é visível que o comportamento carga-recalque da areia e da areia reforçada é similar, até o momento em que a mobilização das fibras inseridas na matriz se mostra mais efetiva, a partir de um certo nível de recalque e carga aplicada, isto é, quanto maior for a densidade relativa da mistura mais cedo as fibras começam a ser mobilizadas dentro da massa de solo, apresentando um melhor intertravamento entre as fibras e a matriz.

Com relação aos resultados obtidos para o deslocamento ocorrido fora da placa nas camadas de areia-fibra, pode-se verificar que a mobilização do solo reforçado se apresenta de modo mais significativo para as densidades relativas maiores, mostrando que as tensões geradas abaixo da placa são distribuídas em uma área mais ampla.

Para uma carga de 80 kN por exemplo, os deslocamentos ao redor da placa, para o solo reforçado compactado nas densidades relativas de 30%, 50% e 90% foram respectivamente iguais a 5,5 mm, 1,7 mm e 0,4 mm. O mesmo comportamento foi observado para o solo sem reforço, porém apresentando um levantamento bem mais significativo do solo ao redor da placa, como melhor visualizado em maior escala na Figura 6.8.

O instante de maior mobilização das fibras também pode ser verificado com relação à redução do levantamento da área situada ao redor da placa no momento de início da atuação destas, para todas as densidades relativas estudadas.

Devido à limitação de carga dos equipamentos utilizados e para uma melhor visualização do comportamento carga-recalque das misturas estudadas optou-se pela inserção de linhas de tendência aos resultados obtidos, com extrapolação destas (ilustradas na Figura 6.9 para areia e areia-fibra em todas as densidades relativas).

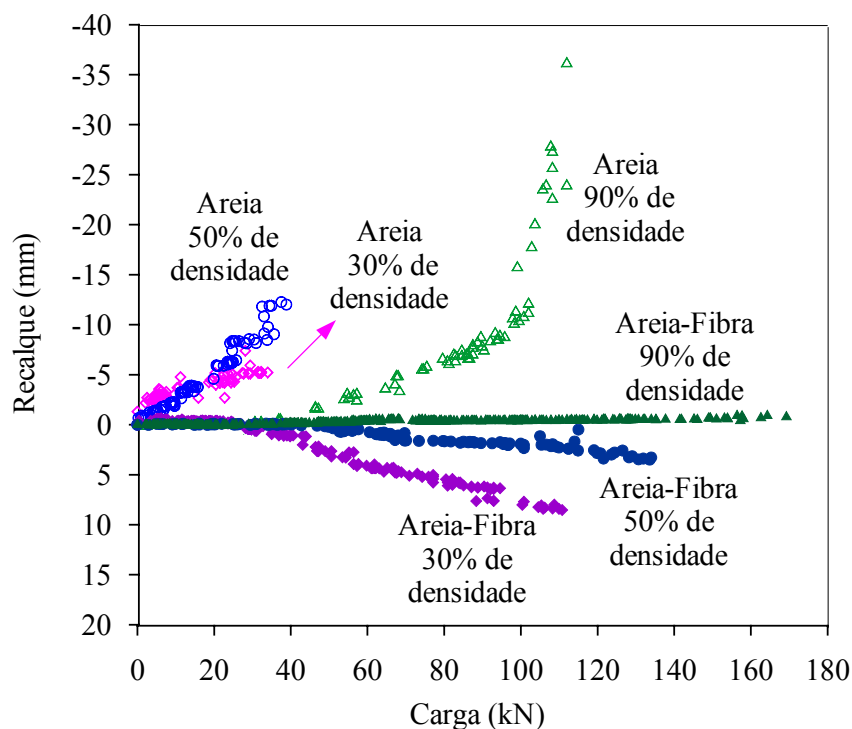


Figura 6.8: Pontos carga x recalque, monitorados fora da placa, para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 30, 50 e 90% de densidade relativa

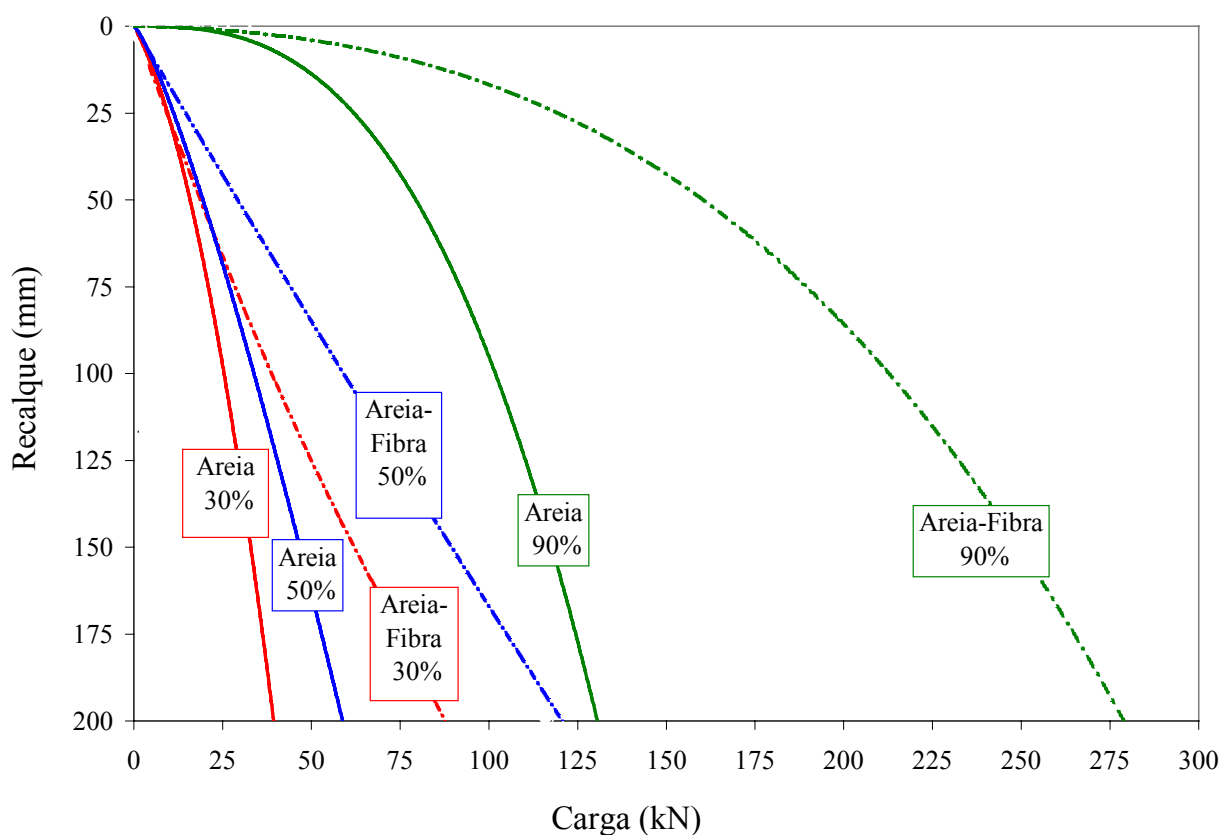


Figura 6.9: Comparação das curvas carga x recalque extrapoladas através linhas de tendência, para areia e areia-fibra compactadas em todas as densidades relativas estudadas

A estimativa da capacidade de suporte (Q_{ult}) dos materiais estudados por meio da proposta de Hansen (1961) – equação 6.1 apresentada a seguir - através do cálculo dos fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_γ) e de forma (s_c , s_q e s_γ) utilizando os parâmetros de resistência obtidos anteriormente em ensaios triaxiais (coesão e ângulo de atrito interno), não apresentou resultados coerentes de capacidade de suporte para o caso do novo material gerado pela mistura areia-fibra (Tabela 6.1), quando comparados com valores obtidos a partir dos ensaios de placa apresentados na Tabela 6.2, sendo possível esta aplicação somente no caso da matriz não reforçada.

A Tabela 6.2 apresenta uma comparação entre os critérios citados, correspondentes às normas brasileira (D/30) e inglesa (D/10), juntamente com as cargas correspondentes a 60 e 160 mm de recalque, para areia e areia-fibra em todas as densidades relativas estudadas, com o objetivo de observar a influência das fibras a níveis de deslocamentos maiores.

$$\frac{Q_{ult}}{A'} = c N_c s_c + q N_q s_q + \frac{D'}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma \quad (6.1)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (6.2)$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6.3)$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \quad (6.4)$$

$$s_c = 1 + (N_q / N_c) \quad (6.5)$$

$$s_q = 1 + \operatorname{tg} \phi \quad (6.6)$$

Onde A' é a área efetiva da placa e D é o diâmetro da placa.

Tabela 6.1: Comparação entre valores de capacidade de suporte para areia e areia-fibra, com 50% de densidade relativa, obtidos através da proposta de Hansen (1961) e valores de carga correspondentes a D/30

Material com 50% de densidade de compactação	Capacidade de Suporte (kN)	Carga (kN) correspondente a um recalque de D/30
Areia	4,37	5,25
Areia-fibra	449,73	5,75

Tabela 6.2: Comparação entre valores de carga para areia e areia-fibra obtidos para distintos níveis de recalque com enfoque na variação da densidade relativa das camadas

Densidade Relativa das camadas	Carga (kN) correspondente a 10 mm de recalque (D/30)		Carga (kN) correspondente a 30 mm de recalque (D/10)		Carga (kN) correspondente a 60 mm de recalque		Carga (kN) correspondente a 160 mm de recalque	
	Areia	Areia-Fibra	Areia	Areia-Fibra	Areia	Areia-Fibra	Areia	Areia-Fibra
30%	4,5	4,5	11	11	18	22	34	68
50%	5,25	5,75	13	17,5	23	35	49	95
90%	44	79	66	130	85	173	120	255

A partir dos resultados expressos na Tabela 6.2 pode ser verificado que para densidades menores o efeito da inclusão de fibras na capacidade de suporte se torna mais efetiva quanto maior for o deslocamento da camada pelo aumento da aplicação de carga, por outro lado, quanto mais densa for a mistura, maior será o efeito de acréscimo de resistência provocado pelo acréscimo de fibras, mesmo a recalques menores.

As camadas mais densas reforçadas com fibras, por exemplo, obtiveram um acréscimo de resistência de aproximadamente 80% para 10 mm de recalque alcançando cerca de 110% de ganho para 160 mm de deslocamento, quando comparado à matriz arenosa sem reforço. Por outro lado, esse aumento da capacidade de suporte é praticamente nulo para densidades

menores a pequenos recalques, atingindo valores entre 90 e 100% de acréscimo com o aumento dos recalques até o limiar de recalque analisado.

Através desta análise pode-se confirmar a hipótese de que o acréscimo de resistência pela adição das fibras ao solo ocorre devido ao fato das fibras inibirem a formação e propagação de bandas de cisalhamento e permitirem uma redistribuição de tensões em área e volume mais amplos, também verificado por Casagrande & Consoli (2002).

6.4 ENERGIA DE DEFORMAÇÃO ABSORVIDA

É possível determinar a energia de deformação absorvida (E_{def}) pela areia e pela areia com reforço nas densidades estudadas, a partir da integração das áreas correspondentes a cada uma das curvas carga-recalque, para pré-determinados níveis de recalque. Desta maneira, pode ser conhecido a que nível de deslocamento o reforço começa a apresentar a contribuição no aumento da resistência do compósito. Na Figura 6.10 são apresentados os resultados da energia de deformação absorvida calculada de acordo com o nível de recalque que o material sofreu em função das densidades estudadas nos ensaios de placa anteriormente apresentados.

A partir destes resultados, observa-se mais uma vez que, até certo limiar, o comportamento carga-recalque do solo e do solo reforçado se apresenta de forma similar e que a partir de determinado nível de carga e recalque, o solo com reforço começa a apresentar um ganho de resistência, para as diferentes densidades estudadas.

Nota-se que, com o aumento da densidade, houve um considerável aumento da energia absorvida pelo solo reforçado em comparação ao solo sem reforço. O aumento mais pronunciado foi detectado para a maior densidade analisada, de maneira que, o ganho de energia alcançado foi da ordem de 127% para uma densidade relativa correspondente a 90% e aproximadamente 70% para a densidade de 30%. Pode-se verificar então que a densidade se manifesta como um fator preponderante no comportamento de solos granulares reforçados com fibras.

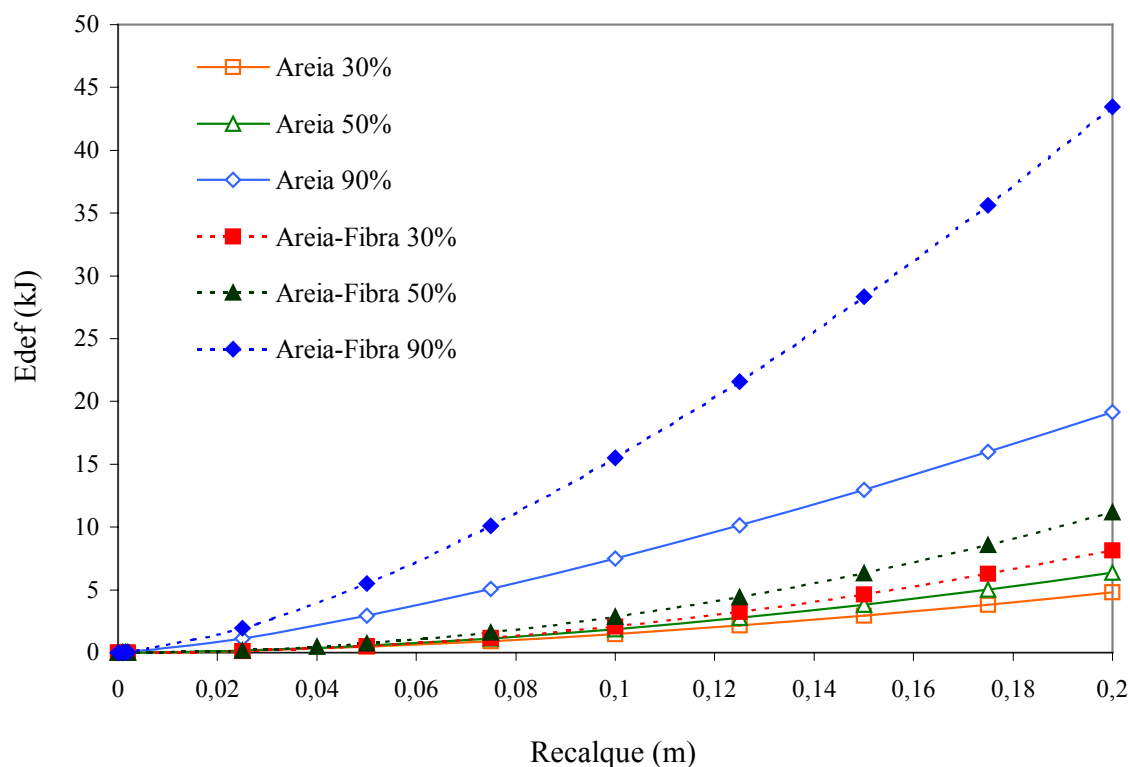
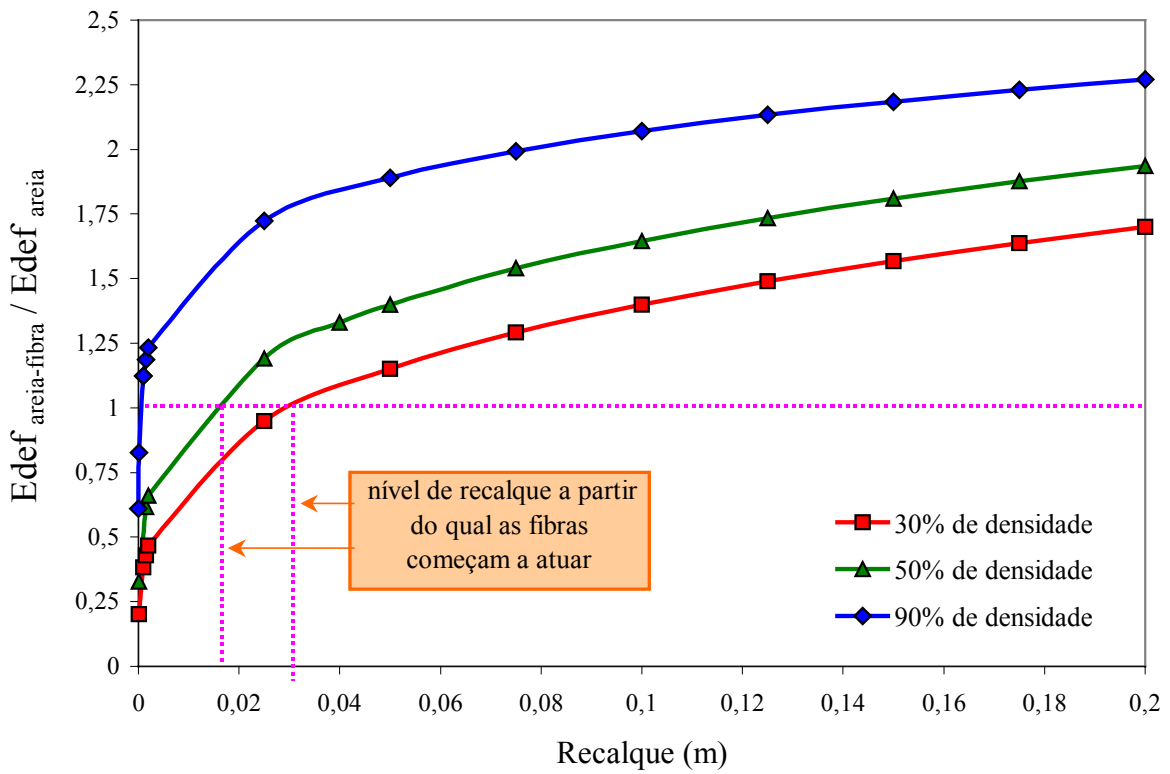
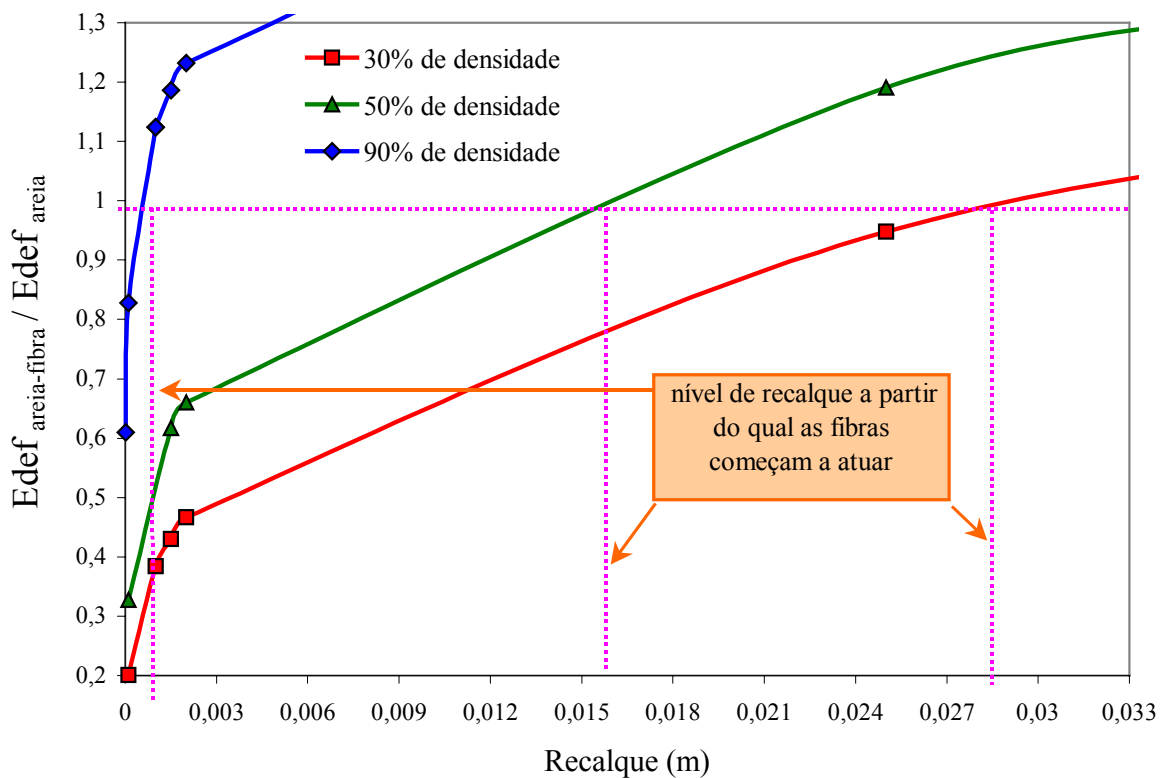


Figura 6.10: Energia absorvida pela areia e areia reforçada em função do recalque em ensaios de placa, para as densidades relativas de 30, 50 e 90%

As Figuras 6.11 (a) e (b) - esta última em maior escala para melhor visualização dos resultados - mostram os níveis de recalque a partir de onde o reforço começa a apresentar ganho de energia em função da densidade relativa em ensaios de placa, obtidos a partir da relação entre as energias de deformação absorvida da areia reforçada pela areia não reforçada.



(a)



(b)

Figura 6.11: (a) Níveis de recalque a partir de onde o reforço começa a apresentar ganho de energia em função da densidade relativa em ensaios de placa e (b) detalhe em maior escala

Pode-se observar que, quanto menor for a densidade relativa do solo reforçado, a contribuição das fibras no aumento da capacidade de suporte deste se pronuncia a recalques muito maiores. Para a mistura com uma densidade relativa de 30% por exemplo, a inclusão de fibras apresenta resultados positivos em relação à mobilização destas para recalques próximos a 28 mm, enquanto que para as misturas com densidades relativas de 50 e 90%, essa solicitação se verifica a deslocamentos da ordem de 15 mm e 1 mm, respectivamente.

A hipótese de que o solo reforçado com baixa densidade tenha apresentado um melhoramento de suas características de resistência e deformabilidade a um recalque maior pode estar relacionada a um processo de “densificação” ocorrido na área localizada sob a placa durante o carregamento desta, onde o ganho de resistência com a inclusão de fibras é atingindo somente a partir do momento de mobilização destas, com a diminuição do índice de vazios em detrimento do aumento da carga aplicada, devido provavelmente ao aumento do número de contatos entre a matriz arenosa e as fibras. Ao contrário, para uma densidade alta este processo de “densificação” não ocorre, ou seja, já existe um intertravamento melhor entre a matriz e o reforço, o que permite que as fibras sejam solicitadas a deslocamentos muito pequenos.

6.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Considerando-se o comportamento de uma placa circular rígida de acordo com um modelo elástico semi-infinito para um solo homogêneo (Poulos & Davis 1973), a variação do módulo de Young (E), com o acréscimo das pressões aplicadas pela placa na camada de solo e solo-fibra, pode ser estimada através da seguinte equação:

$$E \equiv \frac{\pi}{2} (1 - \nu^2) \frac{P_{av}^a}{\rho_z} \quad (6.7)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_v}{2\varepsilon_a} \quad (6.8)$$

Onde: E = módulo de elasticidade (módulo de Young) do solo subjacente;

ρ_z = recalque da área carregada;

ν = coeficiente de Poisson;

p_{av} = média de tensões aplicada pela placa;

a = raio da placa circular;

ε_a e ε_v = deformações axiais e volumétricas.

A Figura 6.12 mostra os resultados da variação do módulo de elasticidade com a carga aplicada, de acordo com a formulação proposta anteriormente, para a matriz arenosa reforçada e não reforçada com fibras, ambas compactadas a uma densidade relativa de 50%.

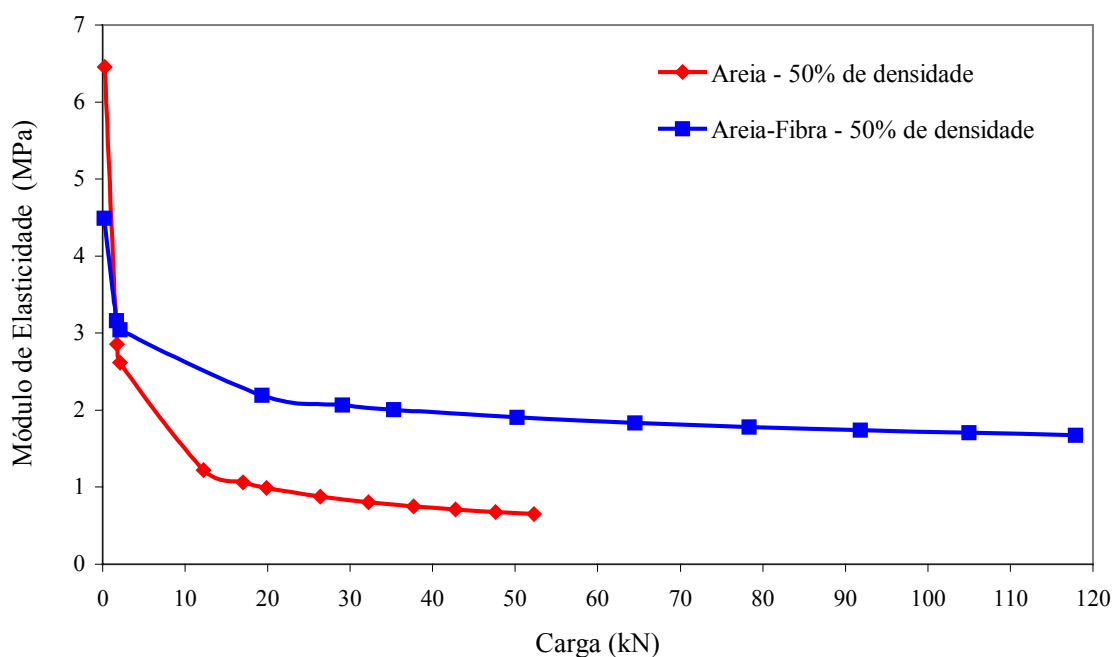


Figura 6.12: Variação do módulo de elasticidade com a carga aplicada em ensaios de placa para camadas de areia e areia-fibra compactadas com 50% de densidade relativa

Observa-se que ambos os módulos, tanto da areia como da areia-fibra, decrescem com o aumento da aplicação de carga e a partir de determinado nível de carregamento a taxa correspondente à diminuição do módulo parece ser a mesma para o solo com e sem reforço. Entretanto, a partir de um certo nível de carga aplicada (aproximadamente 2kN), a influência da inclusão de fibras à matriz é visivelmente verificada, através de uma redução significativa

da queda do módulo de elasticidade da areia reforçada (em cerca de 1 MPa), com o aumento de pressão aplicada pela placa, variando com o nível de deformação considerado.

O acréscimo do módulo de elasticidade do solo reforçado quando comparado ao solo sem reforço se deve, possivelmente, à atuação das fibras em uma área maior, ou seja, para o material reforçado, o acréscimo das tensões horizontais devido ao carregamento da placa resulta em um material mais resistente e com um comportamento mais rígido. Este efeito se faz às custas das tensões de tração absorvidas pelas fibras que são solicitadas no interior da massa de solo, promovendo uma atuação mais intensa destas a grandes deformações, levando-se em conta que a areia sem reforço não apresenta qualquer resistência à tração, o que resulta em valores inferiores de módulo para a matriz arenosa.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados apresentados e analisados nos capítulos anteriores foi possível chegar às conclusões abordadas neste Capítulo final. Salientando que algumas delas já foram, de alguma forma, citadas no decorrer do presente trabalho.

A influência da adição de fibras ao solo proporciona o desenvolvimento de um novo material geotécnico com características próprias, observado pela melhoria das propriedades mecânicas do novo material.

A seguir estão sumarizadas as principais contribuições relacionadas ao acréscimo de fibras e ao comportamento de solos reforçados submetidos a grandes deformações, conforme o enfoque dado no programa experimental, executado a partir de ensaios triaxiais em diversas trajetórias de tensões com distorções de até 28%, ensaios *ring shear* com deformações cisalhantes de até 3600% e ensaios de placa levados a recalques de até 240 mm.

a) Conclusões relacionadas ao comportamento mecânico da matriz arenosa reforçada através da realização de ensaios triaxiais:

- ✓ 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;

- ✓ 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;
- ✓ As fibras agem mais efetivamente sob tensões efetivas médias iniciais mais baixas;
- ✓ As envoltórias de resistência obtidas graficamente para o material reforçado apresentam uma bi-linearidade, sendo possível identificar uma tensão confinante crítica, onde provavelmente possa ocorrer uma mudança no comportamento do material;
- ✓ 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;
- ✓ 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;
- ✓ 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;
- ✓ A inclusão de fibras a um material submetido à compressão isotrópica influencia o comportamento compressivo deste, sendo um fator de mudança da localização da LIC da areia;
- ✓ 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.

b) Conclusões relacionadas ao comportamento mecânico da areia reforçada através da realização de ensaios ring shear:

- ✓ O aumento da resistência ao cisalhamento com a inclusão de fibras se torna mais acentuado quanto maior for o comprimento das fibras e o teor de fibras utilizado e menor for o diâmetro destas, sendo mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais baixas;
- ✓ É possível verificar que a influência da fibra ainda é visível após grandes deslocamentos, assim como a resistência residual é praticamente igual à de pico, sem quedas significantes, mesmo a grandes deformações cisalhantes;
- ✓ A taxa de aumento de resistência ao cisalhamento dada pelas fibras praticamente independe do comprimento destas para altas tensões efetivas médias iniciais;
- ✓ As fibras de menor diâmetro proporcionam uma melhor interação solo-fibra e mobilização sucessiva destas, atuando positivamente na melhora do comportamento resistente do material.
- ✓ As envoltórias de resistência obtidas para a areia reforçada podem seguir uma tendência curvilínea ou bi-linear cruzando a origem;
- ✓ A inclusão de fibras proporciona um aumento de resistência à matriz, em até cerca de duas vezes a resistência do material não reforçado, para todas as densidades estudadas;
- ✓ A análise do comprimento final das fibras mostra que estas tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração, independente do comprimento inicial, sendo solicitadas sucessivamente após estágios de alongamento, em primeira instância, e conseqüente ruptura ao sofrerem deslocamentos maiores;

c) Conclusões relacionadas ao comportamento mecânico da bentonita reforçada através da realização de ensaios ring shear:

- ✓ A introdução de fibras proporciona um ganho de resistência à bentonita, para todas as tensões normais estudadas, aumentando a resistência de pico e o comportamento resistente pós-pico da matriz;
- ✓ O acréscimo de resistência imposto pelas fibras tende a reduzir com o aumento das deformações cisalhantes, onde os materiais reforçado e não reforçado atingem resistências últimas similares;
- ✓ O efeito das fibras a deslocamentos maiores é pequeno quando comparado com outros materiais, isto se deve talvez pelo alto índice de vazios das amostras e também pela tendência ao alinhamento das partículas de bentonita na fase de cisalhamento;
- ✓ É observado um ligeiro aumento nos parâmetros de resistência da bentonita com a inclusão de fibras, onde ambas as envoltórias de resistência, tanto as de pico quanto a residual (única para bentonita e bentonita-fibra) apresentam-se curvas;
- ✓ O aumento do comprimento das fibras mostra que o aumento da resistência de pico do material diminui de intensidade, enquanto a taxa de acréscimo de resistência pós-pico se apresenta constante;
- ✓ O acréscimo de resistência de pico se torna mais acentuado para o maior teor de fibra, entretanto, o aumento de resistência pós-pico é mais evidente e permanece constante para o menor teor de fibra estudado;
- ✓ O aumento do teor de umidade das amostras proporciona uma redução de resistência, tanto em comportamento de pico, como em pós-pico, havendo uma melhora no comportamento pós-pico para o menor teor de umidade

estudado, devido à diminuição do índice de vazios e conseqüente aumento do número de contatos solo-fibra;

- ✓ Com relação ao comprimento final das fibras, verifica-se que estas se encontram tanto alongadas como rompidas, independente do comprimento inicial destas, confirmando o comportamento de alongamento e ruptura destas quando submetidas a tensões de tração.

d) Conclusões relacionadas ao comportamento da areia reforçada através da realização de ensaios de prova de carga em placa:

- ✓ A inclusão de fibras melhora o comportamento carga-recalque do material, com influência na rigidez e na mudança dos mecanismos de ruptura da matriz arenosa;
- ✓ As fibras parecem inibir a propagação de fissuras, distribuindo as tensões em uma área maior, conseqüentemente, o acréscimo de resistência pela adição das fibras ao solo se deve à inibição da formação e propagação de possíveis bandas de cisalhamento;
- ✓ A variação da densidade de compactação das camadas tem um forte efeito sobre o comportamento do material reforçado, onde o ganho de resistência é mais pronunciado quanto mais densa for a mistura;
- ✓ Quanto maior for a densidade da mistura, mais cedo as fibras começam a ser mobilizadas dentro da massa de solo, apresentando um melhor intertravamento entre as fibras e a matriz;
- ✓ Percebe-se uma redução no levantamento da área situada ao redor da placa no momento de início de atuação das fibras, para todas as densidades estudadas;

- ✓ Quanto menor for a densidade do solo reforçado, maior deverá ser o nível de recalque atingido pelo ensaio de placa para que a contribuição das fibras se torne efetiva no aumento da capacidade de suporte;
- ✓ Para densidades de compactação maiores existe um intertravamento inicial melhor entre a matriz e o reforço, o que permite que as fibras sejam solicitadas a deslocamentos muito pequenos. Para misturas solo-fibra com densidades menores as fibras passam a atuar após recalques iniciais de maior monta, devido à redução do índice de vazios e maximização dos contatos grãos-fibra;
- ✓ Observa-se um considerável aumento de energia absorvida pelo solo reforçado com o aumento da densidade de compactação deste;
- ✓ Os módulos de elasticidade, tanto da areia quanto da areia-fibra, decrescem com o aumento da aplicação de carga, porém, a partir de certo nível de pressão aplicada, observa-se uma redução significativa da queda do módulo de elasticidade da areia reforçada, possivelmente devido a uma melhor absorção das tensões de tração pelas fibras.

⇒ *A partir das conclusões citadas, podem ser relacionados os seguintes aspectos gerais considerados mais relevantes e originais, decorrentes da realização desta pesquisa:*

- 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;
- As envoltórias de resistência obtidas para materiais reforçados apresentam-se não lineares e podem ser definidas por características que compreendem

desde a bi-linearidade da envoltória até a obtenção de uma envoltória curvilínea;

- A inclusão de fibras afeta significativamente o comportamento compressivo da areia, modificando a localização da Linha Isotrópica de Compressão do material;
- 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 atingir a ruptura;
- A adição de fibras ao solo aumenta tanto os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, como também a resistência pós-pico do mesmo, após grandes deslocamentos horizontais, porém, no caso da matriz arenosa reforçada não ocorrem quedas significativas de resistência e por outro lado, para a matriz de alta plasticidade e altos índices de vazios, o acréscimo de resistência tende a reduzir com o aumento das deformações cisalhantes, onde a bentonita reforçada e não reforçada atingem resistências residuais similares;
- As fibras não apresentam um comportamento único quanto ao deslizamento e ruptura destas a partir de determinada tensão, pelo contrário, é visível a existência da conjugação de mecanismos de alongamento e ruptura concomitantemente em todos os momentos de mobilização destas, até grandes deformações, independente do nível de tensões imposto ao material reforçado;
- Os ensaios de placa demonstraram que os mecanismos de ruptura do solo são alterados pela inclusão de fibras;
- 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;

- A análise geral dos resultados indica que solos reforçados com fibras de polipropileno possuem características adequadas para possíveis utilizações destes tanto em *liners* de cobertura de aterros sanitários como também em aterros sobre solos moles, objetivando atenuar as deformações diferenciais excessivas causadas pela decomposição da matéria orgânica e pelo adensamento de solos moles.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Durante o desenvolvimento de uma tese de doutorado ou qualquer outro trabalho de pesquisa sempre se procura aprofundar um determinado assunto, buscando respostas para todas as dúvidas geradas e lacunas abertas. Porém, durante esse processo, a percepção que se tem do problema se modifica e se revelam novas alternativas que até então não haviam surgido. Muitas possibilidades acabam sendo deixadas para trás por não terem sido contempladas no cronograma inicial, por motivos de falha ou pela falta de tempo.

Em virtude disso, algumas sugestões para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre o reforço de solos com fibras em trabalhos futuros são citados a seguir:

- ➔ Desenvolver modelos constitutivos para análise numérica (através de programas embasados no método dos elementos finitos) que reproduza o comportamento de solos reforçados com fibras, o que é de fundamental importância para a simulação de obras geotécnicas, em especial aterros sobre solos moles e cobertura de aterros sanitários;
- ➔ Verificar o efeito da fluência das fibras de polipropileno a altas tensões permanentes quando submetidas a ensaios lentos;

- ➔ Realização de provas de carga sobre fundações superficiais, construídas em verdadeira grandeza, assentadas sobre camadas de solo-fibra;
- ➔ Avaliar a influência de outros tipos de fibras, buscando outras alternativas de reforço em forma de fibras que sejam resíduos de processos industriais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL WAHAB, R.M.; AL-QURNA, H.H. Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures. In: GEOSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. Proceedings ... v.2, p.433-466, 1995.

AL WAHAB, R. M.; EL-KEDRAH, M. A. Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. Proceedings... ASTM STP n. 46, ASTM, v.1, 2v, p.791-805, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487. Philadelphia, p.11, 1993.

ANDERSLAND, O.B.; KATTAK, A.S. Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings ... p.11-16, 1979.

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

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Análise granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984-e, 13p.

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.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rochas e solos – Terminologia: NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995.

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

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

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

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

- BISHOP, A.W.; GREEN, G.E.; GARGA, V.K.; ANDERSEN, A.; BROWN, J.D. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Géotechnique*, London, v.21, n.4, p. 273-328, 1971.
- BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. The measurements of soil properties in triaxial test. London: Edward Arnold, 2ed., 277p., 1962.
- 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.
- BUDINSKI, K.G. Engineering materials, properties and selection. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 653p., 1996.
- BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. Anais... v.1, p. 878-884, 1996.
- 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.
- CASAGRANDE, A. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERINGS, 1., 1936, Cambridge. Proceedings... London: v.3, p.60, 1936.
- CASAGRANDE, M.D.T. Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais. Porto Alegre, 2001, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N. Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno. *Solos e Rochas*, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230, 2002.

- CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.247-255, 2002.
- CASAGRANDE, M. D. T., CONSOLI, N. C. Comportamento a Grandes Deformações Cisalhantes de uma Areia Reforçada com Fibras In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba. Geosul' 2004. p.293 – 300, 2004.
- CASAGRANDE, M. D. T., KNOP, A., CONSOLI, N. C., THOME, A. Provas de Carga em Placa e Ring Shear em uma Areia Reforçada com Fibras de Polipropileno. In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE V – 2004. São Paulo, v.2. p.402 – 410, 2004.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; VENDRUSCOLO, M.A. Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and finite element analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14, Hamburgo. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, , p. 783-784, 1997-a.
- CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behavior of randomly distributed fiber-reinforced cement soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, p.481-486, 1997-b.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.12, p. 1211-1214, 1998-a.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.9, p. 857-867, 1998-b.
- CONSOLI, N.C.; 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.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.128, n.6, p. 462-472, 2002.
- CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.129, n.1, p. 96-101, 2003-a.
- CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. Plate load test on fiber-reinforced soil. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, Reston - Virginia - USA, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003-b.
- CONSOLI, N. C.; CASAGRANDE, M. D. T.; HEINECK, K. S. Large Strain Behavior of Polypropylene Fiber-Reinforced Sandy Soil In:12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, USA. *Soil America Rock 2003*. v.2. p.2201 – 2206, 2003-c.
- CONSOLI, N. C.; MOTARDO, J. P.; DONATO, M.; PRIETTO, P. D. M. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. *Ground Improvement*, ISSMGE, v.8 n.2, p.77-90, 2004.
- CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R. Behavior of a Fiber-Reinforced Sand Under Large Strains. In: 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005-a. (Aceito para publicação).
- CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R. The Effect of Fiber-Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.131, 2005-b. (Aceito para publicação).
- 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 & Mitachi, A. A. Balkema, Rotterdam, p. 607-610, 1998.
- COOP, M.R.; LEE, I.K. The behaviour of granular soils at elevated stresses. In: C.P. WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM – PREDICTIVE SOIL MECHANICS, 1993. Proceedings... Thomas Telford, London, p. 186-198, 1993.
- CROCKFORD, W.W.; GROGAN, W.P.; CHILL, D.S. Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene. *Transportation Research Record*, Washington D.C., n.1418, p.60-66, 1993.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. *Géotechnique*, v.47, n.1, p. 167-171, 1997.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. An automated triaxial apparatus for elevated pressures. *Non-Destructive and Automated Testing for Soil and Rock Properties*, ASTM Symposium, STP 1350, W.A.Marr & C.E.Fairhurst, Eds., ASTM, West Conshohocken, p. 231-246, 1999.
- CUDMANI, R.O. Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa. Porto Alegre, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- DÉCOURT, L. Prediction of load settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. *Ciclo de conferências internacionais Leonardo Zeevaert*, p.87-104, México, 1995.

- DONATO, M. Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno. Porto Alegre, 2003. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- DONATO, M.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, v.1, p.251-260, 2002.
- DONATO, M.; FOPPA, D.; CERATTI, J. A. P.; CONSOLI, N. C. Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.27, n.2, p. 161-179, 2004.
- DYVIK, R.; MADSHUS, C. Laboratory measurements of G_{max} using bender elements In: ASCE ANNUAL CONVENTION: ADVANCES IN THE ART OF TESTING SOILS UNDER CYCLIC CONDITIONS, Detroit. Proceedings... New York: American Society of Civil Engineers, 1985.
- EVSTATIEV, D.; MILEV, G.; KARACHOROV, P. Settlement of TV tower built on stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1209-1212, 1985.
- 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.
- FEUERHARMEL, M.R. Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno. Porto Alegre, 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- FREITAG, D.R. Soil randomly reinforced with fibers. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.112, n.8, p. 823-826, 1986.

- GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.112, n.8, p. 804-820, 1986.
- GRAY, D.H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.109, n.3, p. 335-353, 1983.
- GRAY, D.H.; MAHER, M.H. Admixture stabilization of sands with random fibers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1363-1366, 1989.
- HANNANT, L. Polymers and polymers composites. In: J.M. ILLSTON. *Construction materials: their nature and behavior*. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon, p.359-403, 1994.
- HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n.11, Copenhagen, 1961.
- HEAD, K. H. *Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests*. London: Prentech Press, 339 p., 1980-a.
- HEAD, K. H. *Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. London: Prentech Press, 402 p., 1980-b.
- HEAD, K. H. *Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests*. London: Prentech Press, 495 p., 1980-c.
- HEINECK, K.S. Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais. Porto Alegre, 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C. Influência da adição de fibras na resistência última de solos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E

- ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.1, p.403-408, 2002.
- HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A., CASAGRANDE, M. D. T. Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes. Solos e Rochas. São Paulo - SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p.3-17, 2003-a.
- HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C.; BICA, A. 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.; 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.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. The effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York, v.131, 2005. (Aceito para publicação).
- HIGGINS, R.A. Properties of engineering materials. London: E. Arnold, 2ed., 495p., 1994.
- HILMER, K. Ground Improvement by soil replacement. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.37-43, 1983.
- HOARE, D.J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings ... v.1, p.47-52, 1979.
- HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. In: Construction Materials; their nature and behavior. London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 2ed., p.321-358, 1994.

- HOMEM, T.R. Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras. Porto Alegre, 2002. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- ILLSTON, J.M. Construction materials; their nature and behavior. 2ed. London: E & FN Spon, 518p., 1994.
- JEFFERIES, M.G.; BEEN, K. Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics. Canadian Geotechnical Journal. Ottawa, v.24, n.3, p. 441-446, 1987.
- JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. Direct shear tests on reinforced sand. Géotechnique, London, v.37, n.1, p.53-68, 1987.
- JOHNSTON, C.D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: Advances in concrete technology. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p.603-673., 1994.
- JOVICIC, V.; COOP, M.R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender elements in the triaxial apparatus. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.21, n.1, p. 3-10, 1998.
- JOVICIC, V.; COOP, M.R., SIMIC, M. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. Géotechnique, London, v.46, n.2, p. 357-362, 1996.
- KANIRAJ, S.R.; HAVANAGI, V.G. Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.7, p.574-584, 2001.
- KENNEY, T. C. The influence of mineralogical composition on the residual strength of natural soils. In: GEOTECHNICAL CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCKS, v.1, 1967, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, p. 123-129, 1967.

- LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L. TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. Soil Mechanics, SI version. New York, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, 553p., 1979.
- LEMOS, L.J.L.; VAUGHAN, P.R. Clay-interface shear resistance. *Géotechnique*, London, v.50, n.1, p. 55-64, 2000.
- LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v.25, n.2, p.389-395, 1988.
- LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; THOMASI, L. The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short synthetic fiber. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., 1996, San Diego. Proceedings... v.1, p.868-877, 1996.
- LOPES, F.R. The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method. Ph.D. Thesis – University of London, London, 1979.
- LUPINI, J.F.; SKINNER, A.E.; VAUGHAN, P.R. The drained residual strength of cohesive soils. *Géotechnique*, London, v.31, n.2, p. 181-213, 1981.
- MAHER, M.H.; GRAY, D.H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.16, n.3, p.330-338, 1993.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.120, n.8, p. 1381-1393, 1994.

- MARSLAND, A.; EASON, B.J. Measurements of displacement in the ground below loaded plates in deep boreholes. In: BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY SYMPOSIUM ON FIELD INSTRUMENTATION, 1973, Butterworths. Proceedings. p.304-317, 1973.
- MARTINS, F.B. Investigação do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. 2001. 300p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- 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... v.3, p.1735-1738, 1988.
- MELLIOS, G.A. Provas de carga em solos porosos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. Anais ... São Paulo: ABMS/ABEF, v.2, p.73-102, 1985.
- MICHALOWSKI, R.L.; CERMÁK, J. Triaxial compression of sand reinforced with fibers. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.129, n.2, p.125-136, 2003.
- MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P. Stress and deformations in stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 3v, v.2, p.193-197, 1981.

- MITCHELL, J. K. Fundamentals of soil behavior, 2^aed., Wiley, New York, 1993.
- MITCHELL, J.K.; KATTI, R.K. Soil improvement. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stokholm., Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, v.4, p.261-317, 1981.
- MONTARDO, J.P. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3, p.191-209, 2002.
- MOREL, J.C.; GOURC, J.P. Mechanical behaviour of sand reinforced with mesh elements. Geosynthetics International, Minnesota, v.4, n. 5, p.481-508, 1997.
- MURRAY, J.J.; FROST, J.D.; WANG, Y. Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions. In: PROC. OF THE 79TH ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, Washington. 29p., 2000.
- NATARAJ, M.S.; ADDULA, H.R.; MCMANIS, K.L. Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. Proceedings... Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, v.1, p.826-835, 1996.
- OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. Effect of plastic wastes in improving cemented-treated soils. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY. Proceedings... Rotterdam, Balkema, p.875-880, 1996.

- PALMEIRA, E.M. Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. Geossintéticos 92... Brasília, p.1-20, 1992.
- PALMEIRA, E.M. Evolução dos geossintéticos no Brasil. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS. Geossintéticos 95... Palestras especiais, p.5-15, 1995.
- PELLS, P.J.N. Plate loading tests on soil and rock. In: EXTENSION COURSE ON IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, 1983, Sydney. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, p.73-85, 1983.
- PINHEIRO, R.J.B. Estudo de alguns casos de instabilidade de encosta da Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul. 2000. 318p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGE/UFGRS, Porto Alegre.
- POULOS, S.J. The steady state of deformation. Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, v.17, GT5, p.553-562, 1981.
- POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. Elastic solutions for soil and rock mechanics. New York. John Wiley & Sons, Inc, 411p., 1973.
- 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.
- RIGO, M.L. Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul. 2000. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGE/UFGRS, Porto Alegre.
- ROBERTSON, P.K. In situ testing and its application to foundation engineering. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.23, p.537-588, 1986.

- SALES, L.F.P. Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados. . Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- SANTONI, R.L.; TINGLE, J.S.; WEBSTER, S.L. Engineering Properties of sand-fiber mixtures for road construction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.127, n.3, p.258-268, 2001.
- SANTOS, A.P.S. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral. Porto Alegre, 2004. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- SCHOFIELD, A.W.; WROTH, C.P. *Critical State Soil Mechanics*. London, McGraw-Hill, 1968.
- 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.
- SILVEIRA, A.; SILVEIRA, E.B.S. Low cost shallow foundation. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2., 1963, São Paulo. *Proceedings...* São Paulo:ABMS, v.1, p.327-335, 1963.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, London, v.4, p.143-147, 1954.

- SKEMPTON, A.W. Long-term stability of clay slopes. *Géotechnique*, London, v.14, n.2, p. 75-101, 1964.
- SKEMPTON, A.W. Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Géotechnique*, London, v.35, n.1, p. 3-18, 1985.
- SORENSEN, K. K. Investigation into the particle breakage of a carbonate sand. London, 2001. 74p. Dissertation (degree of Master of Science) – Department of Civil and Environmental Engineering of Imperial College of Science, Technology and Medicine.
- SPECHT, L.P. Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação. Porto Alegre, 2000. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- SPECHT, L.P.; HEINECK, K.S.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos. *Solos e Rochas*, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.1, p.15-34, 2002.
- SPINELLI, L.F. Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados. Porto Alegre, 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- STAUFFER, S.D.; HOLTZ, R.D. Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n.1474, p.82-95, 1996.
- STROUD, M. A. The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus. 1971. PhD thesis – University of Cambridge - UK.
- TAYLOR, G.D. *Materials in construction*. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994.

- 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.
- TEODORO, J.M. Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas. São Paulo, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/USP.
- TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley and Sons, 722p., 1943.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil mechanics in engineering practice. 2.ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.
- TESSARI, M.A. Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratados com cimento. Porto Alegre, 1998. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- THOMÉ, A. Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais. Porto Alegre, 1999. 238p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.3, p.1447-1456, 2002.
- ULBRICH, L.A. Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras. Porto Alegre, 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VAN IMPE, W.F.V. Soil improvement techniques and their evolution. Rotterdam, A.A. Balkema, 125p., 1989.

- VENDRUSCOLO M.A. Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado. Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VENDRUSCOLO, M.A. Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno. Porto Alegre, 2003. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VESIC, A.S. Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway Research Record, n.39, p.112-153, 1963.
- VESIC, A.S.; CLOUGH, E.W. Behaviour of granular materials under high stresses. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, New York, ASCE, 94(SM3), p.661-688, 1968.
- VIDAL, H. The principle of reinforced earth. Highway Research Record. Washington, D.C., NCR-HRB, n.282, p.1-16, 1969.
- VIGGIANI, G.; ATKINSON, J. H. Interpretation of bender element tests. Technical Discussion. Géotechnique, London, v.45, n.1, p.149-154, 1995.
- 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.
- ZORNBERG, J.G. Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil. Géotechnique, London, v.52, n.8, p.593-604, 2002.