

COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE POLIPROPILENO

Marcos Roberto Feuerharmel

Dissertação a ser apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Porto Alegre
Junho de 2000

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelo orientador, co-orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / UFRGS.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Orientador

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Co-orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC

Dedico este trabalho aos
meus pais Elmar e Gisela
e à minha irmã Adriana.

AGRADECIMENTOS

Qualquer trabalho de pesquisa, em especial uma dissertação de mestrado, consiste de um trabalho em grupo; e quanto maior este grupo mais amadurecido e rico em detalhes é este trabalho. Por isso eu gostaria de registrar aqui todas as pessoas que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização desta dissertação.

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos ao Programa PET, onde tive meu primeiro contato com a pesquisa e onde me foi proporcionado um incalculável aprendizado tanto do ponto de vista técnico como humano. Agradeço aos colegas bolsistas PET pela amizade e apoio incondicionais. Agradeço ainda, de forma não menos especial, ao Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes, tutor do Grupo PET, por toda a dedicação, interesse, apoio e amizade.

Como não poderia deixar de mencionar, é com muita tristeza que vejo hoje interesses políticos mesquinhos ameaçando a continuidade do Programa PET, mas é com grande alegria que vejo os bolsistas PET dando um exemplo incontestável de luta por uma causa coletiva, pelo bem de toda a comunidade discente do país.

Gostaria de agradecer, de forma muito especial, ao meu orientador e sobretudo amigo Nilo Cesar Consoli que vem me auxiliando já há 4 anos. Nilo, muito obrigado pela atenção e dedicação, pela força e apoio nas horas de crises, pelo entusiasmo e motivação e principalmente pela amizade!

Agradeço ao pessoal "barra pesada" da geotecnia pela amizade, pelo companheirismo incondicional e pela parceria nas

festas Tiago da Rosa Homem, Giovani (Cabeça) Vilnei Rotta, Celso (Pedras) Luís da Silva Pedreira, Marcelo (Alemão) Rigo, Luciano Pivoto Specht, Márcio Vendrusculo e Diego Nacci. Valeu, pessoal!

Deixo meus sinceros agradecimentos à "priminha" Carolina Feuerharmel, bolsista do PET, pela dedicação e seriedade na realização dos ensaios laboratoriais.

Agradeço aos professores do CPGEC/UFRGS Nilo Cesar Consoli, Fernando Schnaid, Adriano Virgílio Bica, Luiz Antônio Bressani, Carlos Maciel, Wai Ying Yuk Gehling e Jorge Augusto Ceratti pelos ensinamentos e lições de vida ministrados.

Deixo um agradecimento especial ao colega Júlio Portella Montardo, cujo trabalho tem um caráter exemplar, pelas sugestões, dedicação e ajuda prestados. Agradeço também ao colega Pedro Marques Prietto pelo interesse e pelas excelentes sugestões. Muito obrigado, meu amigos!

Agradeço aos companheiros laboratoristas Jair Floriano da Silva pelas dicas "matadoras", pelas risadas e por ter aturado aos meus muitos "dias de fúria" no laboratório lutando contra os vazamentos no equipamento; e Ivan pela amizade e companheirismo.

Agradeço ao CNPQ pelo apoio financeiro.

Agradeço à empresa Haabe Calcáreos S/A, de Pântano Grande, que apesar de ficarem se perguntando "mas porque esse pessoal da universidade gosta tanto do nosso caulim?", foram extremamente atenciosos e hospitaleiros, gentilmente cedendo o caulim para a realização dos ensaios. Muito obrigado pela colaboração!

Gostaria muitíssimo de agradecer também a todo o pessoal da baias pela amizade, companheirismo e apoio; enfim, que fizeram com que eu me sentisse em casa: Marcelo Tessari, Fabiana Ester de Camargo, Alessandra (Sandrinha) Uchôa Dantas,

Leandro Lorenzi, Fernando Pugliero, Rinaldo Pinheiro, Rodney Fakhye, Valdenir de Souza Jr., Fernando Mántaras, Carlos Bortoli, Pedro Ferreira, Antônio Thomé, Horácio Burbidge, Giuliana Franca, Luciana Azevedo, Mara Regina Bianchini, Joel Silveira, Juan Diaz, Karla Heineck, "madrinha" Diana Denardi, Cesar Bastos, André Rossa, Mauren Aurich, Sirlei Maribel, Lia Cateri, Luiz Fernando. E aos companheiros(as) que chegaram por último: Cristian Castilhos, Gabriela Maluf, Michele Casagrande, Leonardo Becker, Ana Paula Cardoso, Hariane Machado Marmitte, Cristiane Schmitt, Gioconda Castaneda, Mirtes Caron, Edna Scoton, Dirceu Santarosa e Marcus Cerutti, Juliano Fraga. E aos inesquecíveis amigos(as) Keli Cristiane Corrêa, Luiz Filipe Trevisan e Ana Paula Martins.

Obrigado a todos colegas auxiliares de pesquisa do Laboratório de Mecânica dos Solos pela cordialidade e companheirismo. Em especial ao Fábio pela dedicação e empenho na realização dos ensaio de caracterização do caulim.

Não poderia deixar de agradecer à toda a Tribo Mente Suja pela inestimável companhia e pelas infindáveis discussões acadêmicas e filosóficas pelos bares da vida; e também aos **Masters of Stones**, que ***with no fear*** encararam comigo todas as "robadas" de final de semana, desafiando as verticalidades nos arredores de Porto Alegre e garantindo aquele equilíbrio físico-mental indispensável para encarar as duras semanas de trabalho.

À Jaque, que agüentou muitas vezes o meu mau humor e as intermináveis horas sentado em frente ao computador, muito obrigado!

Por último, muito obrigado pai e mãe por todo amor e carinho que sempre recebi em abundância de vocês, por toda preocupação que vocês tiveram e por todas as "tempestades nos copos d'água". À Adri, pela companhia e pelo amor. Valeu maninha! Amo todos vocês!

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE QUADROS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	xiv
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMAS E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVOS	5
1.3 CONCEITOS PRELIMINARES	6
1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	6
1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	7

CAPÍTULO 2

ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS PELA ADIÇÃO DE CIMENTO

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	8
2.2 RIGIDEZ INICIAL E MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO	9
2.3 PLASTIFICAÇÃO	10
2.4 RESISTÊNCIA	11
2.5 DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA	12
2.6 MODO DE RUPTURA	13

2.7	ESTADO ÚLTIMO	14
2.8	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	15
2.9	RESISTÊNCIA AO ATAQUE QUÍMICO	15

CAPÍTULO 3

REFORÇO DE SOLOS COM FIBRAS

3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
3.2	HISTÓRICO	17
3.3	TIPOS DE FIBRAS EMPREGADAS COMO REFORÇO	19
3.3.1	Fibras naturais	20
3.3.2	Fibras poliméricas	20
3.3.3	Fibras minerais	23
3.3.4	Fibras metálicas	24
3.4	MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-FIBRA	24
3.5	MUDANÇAS NO COMPORTAMENTO DOS SOLOS DEVIDO À INCLUSÃO DE FIBRAS	34
3.5.1	Compactação	34
3.5.2	Resistência de pico	35
3.5.3	Resistência pós-pico	41
3.5.4	Deformabilidade	41
3.5.5	Variação volumétrica	42
3.5.6	Modo de ruptura	42
3.5.7	Condutividade hidráulica e outras propriedades ..	43
3.6	MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO	44
3.6.1	Modelo de equilíbrio limite	44
3.6.2	Modelo de dissipação de energia	48
3.6.3	Correlação empírica	49

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	51
4.2	VARIÁVEIS DE RESPOSTA	51
4.3	VARIÁVEIS INVESTIGADAS E VARIÁVEIS FIXAS	53
4.4	PROGRAMA DE ENSAIOS	54
4.5	MÉTODOS UTILIZADOS	57
4.5.1	Preparação dos corpos-de-prova	57
4.5.2	Ensaio de caracterização física	60
4.5.3	Ensaio de compactação	60

4.5.4	Ensaaios de compressão não-confinada	60
4.5.5	Ensaaios de compressão triaxial	61
4.5.6	Ensaaios de condutividade hidráulica	62
4.6	MATERIAIS UTILIZADOS	63
4.6.1	Os solos	63
4.6.2	O cimento	66
4.6.3	A água	67
4.6.4	As fibras	67

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS

5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	68
5.2	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	68
5.3	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	69
5.4	ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	70
5.5	ENSAIOS TRIAXIAIS	71
5.5.1	Argila	72
5.5.2	Areia-siltosa	84
5.5.3	Areia	91

CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	99
6.2	ANÁLISE INDIVIDUAL	99
6.2.1	Argila	99
6.2.2	Areia-siltosa	105
6.2.3	Areia	107
6.3	ANÁLISE GLOBAL	110

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1	CONCLUSÕES	116
7.2	SUJESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	120

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
---	-----

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1	Comparação de estaca com elemento de reforço de solo	26
FIGURA 3.2	Esquema idealizado do desenvolvimento de esforços nas fibras	28
FIGURA 3.3	Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra	32
FIGURA 4.1	Curvas granulométricas dos três solos analisados	66
FIGURA 4.2	Fibras de polipropileno (a)cortadas em comprimento de 24mm; (b)imagem de microscopia eletrônica de varredura com aumento de 230x	67
FIGURA 5.1	Curvas de compactação da argila, argila + 7% de cimento e argila + 0,5% de fibras (12mm)	69
FIGURA 5.2	Resistências à compressão simples de misturas argila + 7% de cimento + 0,5% de fibras	69
FIGURA 5.3	Valores de condutividade hidráulica para a argila adicionada de fibras	70
FIGURA 5.4	Valores de condutividade hidráulica para a argila cimentada adicionada de fibras	70
FIGURA 5.5	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da argila: (a)solo sem fibra; (b)solo + fibras (CF12); (c)solo + fibras (CF36)	73
FIGURA 5.6	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da argila cimentada: (a)solo sem fibra; (b)solo + fibras (CF12); (c)solo + fibras (CF36)	73
FIGURA 5.7	Módulos de deformação secante $E_{s(0,1\%)}$. (a)da argila; (b)da argila cimentada	75
FIGURA 5.8	Envoltórias de resistência. (a)da argila; (b)da argila cimentada	77

FIGURA 5.9	Amostras apresentando formação diferenciada dos planos de ruptura (a) argila PC7/TC20; (b) argila PC7/CF12/TC20	78
FIGURA 5.10	Variação do índice de fragilidade para a argila com 7% de cimento	80
FIGURA 5.11	Variação da deformação volumétrica de ruptura para as misturas com argila	81
FIGURA 5.12	Variação das deformações volumétricas das misturas com argila e cimento (a) ruptura; (b) final	81
FIGURA 5.13	Variação da deformação axial de ruptura para a argila com 7% de cimento	82
FIGURA 5.14	Envoltórias finais de resistência das misturas com argila e cimento	83
FIGURA 5.15	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia-siltosa: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras (CF12); (c) solo + fibras (CF36)	85
FIGURA 5.16	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia-siltosa cimentada: (a) solo sem fibra; (b) solo+fibras(CF12); (c) solo+fibras(CF36)	85
FIGURA 5.17	Curvas tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial da areia-siltosa reforçada submetida a grandes deformações (TC60)	87
FIGURA 5.18	Módulos de deformação secante $E_{S(0,1\%)}$ (a) da areia-siltosa; (b) da areia-siltosa cimentada ...	88
FIGURA 5.19	Envoltórias de resistência (a) da areia-siltosa; (b) da areia-siltosa cimentada ...	89
FIGURA 5.20	Variação do índice de fragilidade das misturas com areia-siltosa cimentada	90
FIGURA 5.21	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras (CF12); (c) solo + fibras (CF36)	92
FIGURA 5.22	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia cimentada: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras(CF12); (c) solo + fibras(CF36)	92

FIGURA 5.23	Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia reforçada submetida a grandes deformações	93
FIGURA 5.24	Módulos de deformação secante $E_{S(0,1\%)}$ (a)da areia; (b)da areia cimentada	95
FIGURA 5.25	Envoltórias de resistência (a)da areia; (b)da areia cimentada	96
FIGURA 5.26	Variação do I_F de misturas com areia e cimento	97
FIGURA 6.1	Influência da adição das fibras à argila (TC60) (a)não cimentada; (b)cimentada	102
FIGURA 6.2	Influência da adição das fibras à areia-siltosa (a)não cimentada; (b)cimentada (TC60)	106
FIGURA 6.3	Influência da adição das fibras à areia (a)não cimentada; (b)cimentada (TC60)	108
FIGURA 6.4	Curvas tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial das misturas sem cimento (TC60)	110
FIGURA 6.5	Curvas tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial das misturas com cimento (TC60)	113

LISTA DE QUADROS

QUADRO 4.1	Ensaaios de caracterização	54
QUADRO 4.2	Variáveis investigadas	56
QUADRO 4.3	Ensaaios de compressão e condutividade hidráulica	57
QUADRO 4.4	Propriedades físicas da argila	64
QUADRO 4.5	Propriedades físicas da areia-siltosa	65
QUADRO 4.6	Propriedades físicas da areia de Osório	65
QUADRO 4.7	Características físicas e mecânicas do cimento CP V - ARI	66
QUADRO 5.1	Resumo dos ensaios triaxiais drenados com a argila	74
QUADRO 5.2	Resumo dos ensaios triaxiais drenados com a areia-siltosa	86
QUADRO 5.3	Resumo dos ensaios triaxiais drenados com a areia	94
QUADRO 6.1	Comparação entre os modelos estatísticos	115

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CF	Comprimento das fibras
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
GCL	<i>Geosintethic Clay Liner</i>
<i>LL</i>	Limite de liquidez
<i>LP</i>	Limite de plasticidade
PET	Polietileno Tereftalato
PC	Porcentagem de cimento
PF	Porcentagem de fibras
TC	Tensão confinante
<i>a</i>	Área do tubo do permeâmetro
<i>A</i>	Área transversal do corpo-de-prova
<i>A_r</i>	Área total de reforço
<i>A_s</i>	Área da superfície de ruptura
<i>c</i>	Coesão do solo
<i>c'</i>	Coesão efetiva do solo
<i>c_a</i>	Intercepto adesivo
<i>C_c</i>	Coefficiente de curvatura das partículas
<i>C_u</i>	Coefficiente de uniformidade
<i>d</i>	Diâmetro da fibra
$D(\epsilon'_{ij})$	Razão de dissipação de energia
<i>D₁₀</i>	Diâmetro efetivo
<i>D_R</i>	Densidade relativa
<i>E_{deform}</i>	Energia de deformação absorvida
<i>E_S</i>	Módulo de deformação secante
<i>E_{S(0,1%)}</i>	Módulo de deformação secante medido para 0,1% de deformação
<i>E_{S(0,01%)}</i>	Módulo de deformação secante medido para 0,01% de deformação
<i>E_R</i>	Módulo de rigidez da fibra
<i>F_a</i>	Resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra

F_t	Resistência à tração da fibra
I_F	Índice de fragilidade
E_s	Módulo de deformação secante
H_{Hg}	Altura da coluna de mercúrio
Δh	Variação do nível de água
i	Ângulo de orientação inicial da fibra
k	Condutividade hidráulica
k_1	Razão entre deslocamento e espessura da zona de cisalhamento
l	Comprimento da fibra
l/d	Fator de forma da fibra
L	Altura do corpo-de-prova
N_v	Número médio de fibras por unidade de volume
N_s	Número médio de fibras atravessando uma unidade de volume
p'	Tensão efetiva normal média
p'_i	Tensão efetiva normal média inicial
p'_{final}	Tensão efetiva normal média final
p'_{rup}	Tensão efetiva normal média na ruptura
q	Tensão desvio
q_{rup}	Tensão desvio na ruptura
q_{final}	Tensão desvio final
$R^2_{ajustado}$	Coefficiente de determinação ajustado
s'	Tensão efetiva normal média aplicada em condições planas de deformação
ΔS_r	Aumento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado
t	Resistência na equação 4.4
t_r	Resistência à tração mobilizada pelas fibras por unidade de área do solo
Δt	Intervalo de tempo
u	Porosidade
w	Teor de umidade
w_f	Porcentagem de fibras em função do peso seco de solo
z	Espessura da zona de cisalhamento

β_f	Fração de volume em relação ao volume total de solo
δ	Ângulo de atrito entre solo e fibra
f	Coeficiente de fricção do solo
f^*	Coeficiente de fricção superficial
$\epsilon_{a(rup)}$	Deformação axial na ruptura
ϵ_P	Erro padrão da estimativa
$\epsilon_{v(final)}$	Deformação volumétrica final
$\epsilon_{v(rup)}$	Deformação volumétrica na ruptura
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
ϕ_w	Ângulo de atrito da interface solo-fibra
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_{Hg}	Peso específico do mercúrio
γ_w	Peso específico da água
η	Tensão de plastificação das fibras
μ	Coeficiente de atrito superficial
ν	Alcance médio de ocorrência de um evento
θ	Ângulo de distorção para fibras inicialmente perpendiculares ao plano de ruptura
ρ	Quantidade de fibras
σ'_a, σ'_r	Tensões efetivas axial e radial respectivamente
σ_a, σ_r	Tensões totais axial e radial respectivamente
σ_{conf}	Tensão de confinamento
σ_{crit}	Tensão de confinamento crítica
σ_{lf}	Resistência ao cisalhamento do solo reforçado
σ_N	Tensão vertical
τ_R	Tensão de atrito de superfície ao longo da fibra
ψ	Ângulo de distorção para fibra inicialmente inclinada em relação ao plano de ruptura
ζ	Coeficiente empírico

RESUMO

COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE POLIPROPILENO

A utilização de fibras como reforço de solos é uma técnica relativamente nova e promissora, fundamentada na tecnologia dos materiais compósitos, onde se busca criar um novo material com propriedades e características específicas através da combinação de dois ou mais materiais conhecidos. No presente trabalho, busca-se avaliar as influências provocadas pela inserção de fibras de polipropileno (teor de 0,5%) de dois comprimentos (12 e 36mm) e cimento (teor de 7% em relação ao peso de material seco) a três solos (uma argila, uma areia-siltosa e uma areia), através de ensaios triaxiais drenados e ensaios de condutividade hidráulica (estes restritos às misturas com argila). A análise global dos resultados permitiu a identificação de padrões de comportamento dos solos reforçados, que independem do tipo de solo, e outros que dependem fundamentalmente das características do solo empregado.

ABSTRACT

BEHAVIOUR OF SOILS REINFORCED WITH POLYPROPYLENE FIBRES

The use of fibres to reinforce soils is a relative new and flattering technique. This technique is based on the Composite Materials Technology, in an attempt to joint the characteristics of diferent materials in one. An experimental programme was carried out in this work to investigate the influence of polypropylene fibres (content of 0,5%) with 2 lengths (12 and 36mm) and cement (content of 7% by dry weight of soil) introduction in 3 diferent soil matrixes (sand, silty-sand and clay) through consolidated drained triaxial tests and hydraulic condutivity tests (the latter restricted to clay samples). A global analisys of the results allowed the identification of soil behaviour patterns of soil reinforced with polypropylene fibres, which are independent of soil characteristics, as well as some others which depend on the soil.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMAS E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A medida que a humanidade se aperfeiçoa em seus próprios erros, o desenvolvimento tecnológico avança de forma desenfreada e com aceleração progressiva. O conhecimento tecnológico se desenvolve em uma velocidade espantosa e, apesar disso, muitos aspectos fundamentais são deixados para trás ou relegados a segundo plano.

Estamos prestes a entrar em um novo milênio com grande parcela dos recursos naturais comprometidos. Os recursos hídricos, que encontram-se seriamente ameaçados pela poluição, ou mesmo o solo e subsolo, muitas vezes impactados pela contaminação de hidrocarbonetos ou outros produtos tóxicos, são apenas alguns exemplos.

Este quadro desolador possui implicações diretas nas atividades da Engenharia. Cabe a ela a árdua tarefa de lidar com esta realidade, procurando transformá-la de forma tal que atenda as necessidades da sociedade sem, contudo, danificar ou comprometer o meio ambiente.

Desta forma, como foi mencionado por CARRARO (1997), a reutilização e disposição final de resíduos ou subprodutos passa a ser encarada não mais como uma alternativa para redução de custos mas como uma necessidade, de forma a eliminar ou minimizar problemas de cunho ambiental.

Dentro deste panorama, um dos maiores desafios da engenharia consiste no gerenciamento de resíduos sólidos, compreendido pela reutilização da parcela reciclável e pela disposição final do restante.

Neste contexto obras de engenharia tais como aterros sanitários e aterros de resíduos perigosos adquirem uma importância muito grande. Em tais obras, as camadas de revestimento e de cobertura, que funcionam como barreiras impermeáveis, desempenham papel vital para garantir o funcionamento destes dispositivos. Chamadas de *liners*, quando posicionadas abaixo dos aterros, ou *cover liners*, na parte superior, tais camadas são empregadas também ao longo de rodovias ou isolando uma área contaminada, impedindo desta forma a contaminação do lençol freático e demais áreas no entorno.

Segundo DANIEL (1995) existem três tipos de sistemas de revestimento impermeáveis em uso atualmente: (1) camada de argila compactada; (2) camada de argila com geossintético - GCL; (3) geomembrana. Porém, conforme é relatado pelo autor, nenhum material utilizado em barreiras impermeáveis está livre de problemas em potencial. Todos têm suas vantagens e desvantagens e para cada caso o material deve ser selecionado de forma que cumpra da melhor maneira possível a função requerida.

Segundo MITCHELL & KATTI (1981), o engenheiro geotécnico possui várias alternativas para a melhoria das propriedades dos solos quando estes não são capazes de cumprir adequadamente as exigências de projeto:

- compactação;
- consolidação por pré-carregamento e/ou drenos verticais;
- injeção de materiais estabilizantes;
- estabilização por processos físico-químicos;

- reforço de solos com a inclusão de elementos resistentes (geotêxteis, fibras, tiras, grelhas p. ex.).

Lançando mão de três das técnicas anteriormente citadas, quais sejam, compactação, estabilização físico-química e reforço este trabalho se propõe a analisar o comportamento de um material compósito formado por uma matriz de solo argiloso artificialmente cimentado e reforçado com fibras. Um material com potencialidade para ser empregado como alternativa às três soluções de camadas de revestimento impermeáveis, mencionadas por DANIEL (1995).

O que está se propondo nesta pesquisa é fruto da experiência adquirida e acumulada no PPGEC/UFRGS ao longo de praticamente uma década. Experiência esta fundamentada nos inúmeros trabalhos anteriormente realizados, com ênfase no comportamento mecânico de solos cimentados através da estabilização físico-química (e.g. NÚÑEZ, 1991; THOMÉ, 1994; PRIETTO, 1996; VENDRUSCOLO, 1996; ROHLFES Jr., 1996, FOGAÇA, 1996; CARRARO, 1997; HEINECK, 1998; SALES, 1998; TESSARI, 1998, THOMÉ, 1999) e no comportamento de materiais reforçados com fibras (e.g. ULBRICH, 1997; CONSOLI *et al.*, 1997, 1999; MONTARDO, 1999; SPECHT, 2000). Vale mencionar também a experiência brasileira nesta área (e.g. SILVA *et al.*, 1995; LIMA *et al.*, 1996; BUENO *et al.*, 1996; TEODORO & BUENO, 1998; TEODORO, 1999).

Alguns trabalhos adicionais merecem comentários específicos, pois trouxeram informações muito importantes e relevantes ao tema de estudo proposto.

MAHER & HO (1994), que estudaram as propriedades mecânicas de um material composto de fibras e caulinita sobre condições de carregamento estático e apontaram sistemas de *liners* e *cover liners* como áreas potenciais para o emprego do reforço com fibras.

Al WAHAB & EL-KEDRAH (1995), que também estudaram o comportamento de uma argila compactada reforçada com fibras e verificaram que a adição de fibras reduz o potencial de fissuração tanto por ressecamento como por inchamento.

Alguns benefícios da adição de cimento foram mostrados por BELLEZZA & PASQUALINI (1997), que estudaram a influência da adição de cimento e do tempo de cura na permeabilidade de solos. Mostraram que a adição de cimento pode diminuir a permeabilidade do material original após algum tempo de cura.

BRODERICK & DANIEL (1990) mostraram ainda que a adição de cimento é uma boa técnica de estabilização de argilas contra o ataque químico provocado por substâncias como o ácido acético, muitas vezes presente em aterros sanitários.

Buscando aliar as várias características conferidas ao solo pela adição dos materiais cimento e fibras, propõe-se então avaliar tecnicamente este novo material como uma alternativa de emprego em camadas de revestimento impermeáveis.

Para que tal solução possa ser aplicada à prática de Engenharia é necessário estabelecer-se critérios de análise, projeto e execução tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis. O objetivo maior almejado consiste no estabelecimento de uma metodologia de dosagem para o material em estudo, através da qual se encontraria o ponto ótimo com relação aos aspectos de resistência, permeabilidade e trabalhabilidade; aspectos estes fundamentais para a execução de *liners* segundo DANIEL & KOERNER (1995).

Porém devido ao grande número de variáveis envolvidas neste processo (propriedades mecânicas das fibras, propriedades mecânicas do solo, quantidade de fibra, quantidade de cimento, entre outras) e à incerteza que se tem com relação aos mecanismos de interação solo-fibra principalmente se tratando de uma matriz de solo argiloso,

provavelmente este trabalho constitua-se no primeiro passo em direção ao objetivo maior, mencionado anteriormente.

Em razão da vasta literatura disponível com relação à inclusão de fibras em solos arenosos e areno siltosos (e.g. GRAY & OHASHI, 1983; MCGOWN *et al.*, 1978; GRAY & AL-REFEAI, 1986; SHEWBRIDGE & SITAR, 1989 e 1990; MAHER & GRAY, 1990; MAHER E HO, 1993; STAUFER & HOLTZ, 1996; ULBRICH, 1997; MOREL & GOURC, 1997; CONSOLI *et al.*, 1997, 1999a, 2000; MONTARDO, 1999; TEODORO, 1999) em relação ao que se conhece sobre solos argilosos (e.g. MAHER & HO, 1994; AL WAHAB & AL-QURNA, 1995; ANDERSLAND & KHATTAK, 1979; AL WAHAB & EL-KEDRAH, 1995; TEODORO, 1999) e buscando contribuir de forma efetiva para um melhor entendimento da interação solo-fibra, propõe-se, ainda, neste trabalho a estabelecer um paralelo entre três solos distintos (uma areia uniforme, uma areia fina siltosa e uma argila).

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é estudar o comportamento de uma argila, artificialmente cimentada e não cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Busca-se, complementarmente, estabelecer um paralelo entre a influência da adição destas fibras sobre os parâmetros geotécnicos da argila e de outros dois solos, uma areia e uma areia siltosa, cujos resultados encontram-se publicados na literatura. Busca-se com isso estabelecer uma base experimental capaz de proporcionar um entendimento mais amplo dos mecanismos que regem o comportamento dos materiais compósitos fibrosos.

Dentre os objetivos gerais, encontram-se os seguintes objetivos específicos:

- avaliar a influência da adição de fibras de polipropileno, do comprimento destas fibras e do nível de tensões efetivas

médias iniciais nos parâmetros de comportamento de uma argila caulínica artificialmente cimentada e não cimentada;

- comparar a influência destes mesmos fatores aplicados a uma areia uniforme e a uma areia fina siltosa, ambas artificialmente cimentadas e não cimentadas.

1.3 CONCEITOS PRELIMINARES

Para um amplo entendimento de alguns conceitos empregados e referidos na formulação e no desenvolvimento deste trabalho é necessário traçar algumas considerações preliminares:

- os termos solo e fibras são, em vários momentos, referidos de forma genérica pelos termos matriz e reforço, empregando uma nomenclatura usual na ciência dos materiais compósitos;
- os mecanismos de interação solo-fibra subentendem as relações existentes entre o solo e as fibras e a forma pela qual estes dois componentes interagem entre si quando submetido, o material compósito, a uma condição de não equilíbrio.

1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser dividida em quatro etapas, porém não necessariamente estanques em função da natureza de suas atividades. As quatro etapas são: (1) revisão da literatura; (2) elaboração e execução do programa experimental; (3) interpretação e discussão dos resultados e (4) redação final.

A primeira etapa consistiu da revisão da literatura, nacional e internacional, disponível sobre os assuntos em questão. Os tópicos abordados foram a alteração das propriedades mecânicas dos solos em função da adição de cimento Portland e o reforço de solos com fibras, dando-se maior ênfase a este último.

A segunda etapa consistiu da definição e execução do programa experimental, onde foram realizados primeiramente vários ensaios de caracterização do solo estudado (argila) e após, determinou-se os parâmetros de permeabilidade, resistência e deformabilidade das misturas solo-cimento-fibra.

Na terceira etapa processou-se a análise e discussão dos resultados obtidos pelo programa experimental e pela comparação dos resultados das misturas solo-cimento-fibras extraídos da literatura (empregando uma areia uniforme e uma areia fina siltosa).

A última etapa consistiu da redação final do relatório de pesquisa, representada integralmente pela presente dissertação de mestrado, onde estão dispostas de forma adequada todas as informações coletadas durante as etapas anteriores.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação de mestrado encontra-se organizada em sete capítulos. No capítulo 1, constituindo da introdução, é apresentada uma visão geral da dissertação, definindo-se o problema de pesquisa, objetivos da pesquisa e algumas definições preliminares.

No capítulo 2 e 3 se desenvolvem a revisão bibliográfica dos tópicos afins desta dissertação.

No capítulo 4 é apresentado detalhadamente o programa experimental.

No capítulo 5 são apresentados e analisados de forma preliminar todos os resultados obtidos a partir do programa experimental, bem como os resultados obtidos da literatura e empregados na análise.

No capítulo 6 é realizada a discussão dos resultados e finalmente no capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS PELA ADIÇÃO DE CIMENTO

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Apesar da estabilização de solos pela adição de cimento não ser o tema específico de estudo deste trabalho, este Capítulo é parte integrante da revisão bibliográfica e possui o objetivo de criar uma base de conhecimento sobre temas que são pertinentes ao trabalho e fundamentais para um entendimento abrangente do mesmo.

Nos itens seguintes será realizada uma breve revisão sobre as modificações das propriedades mecânicas do solo através da adição de cimento.

Segundo INGLES & METCALF (1972) a estabilização de solos é uma técnica através da qual se busca uma melhoria das características de comportamento do solo, especialmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade. A adição de cimento assim como a adição de cal ou materiais betuminosos representa um processo de estabilização físico-química do solo.

A estabilização de solos é uma área específica da engenharia geotécnica mais amplamente explorada pela engenharia rodoviária, porém seu emprego em outras áreas vem se expandindo nas últimas décadas. Segundo ADASKA (1985), citado por BELLEZZA & PASQUALINI (1997), durante a década de 60 o solo-cimento foi um material amplamente usado em

estruturas hidráulicas e desde então tem sido utilizado como revestimento de lagos, reservatórios e trincheiras para irrigação.

Mais recentemente lagoas de estabilização, áreas de estocagem de carvão e tanques para secagem de lodos e cinzas tem sido revestidos com solo-cimento (MANASSERO *et al.*, 1994; citado por BELLEZZA & PASQUALINI, 1997).

Conforme GENS & NOVA (1993) os solos cimentados, rochas brandas e outros materiais similares constituem uma classe de materiais situados em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas. Conforme citado por YOSHINAKA & YAMABE (1981), existem alguns aspectos do comportamento de rochas brandas que apresentam vários pontos em comum com o comportamento de materiais granulares.

De acordo com CROFT (1967), alguns argilominerais interferem nas reações do cimento. Solos que contém argilas muito expansivas são difíceis de estabilizar pela adição de cimento. Segundo o autor as argilas cauliníticas ou ilíticas são as mais apropriadas para a estabilização com cimento.

De forma geral, a adição de cimento ao solo provoca modificações substanciais em suas propriedades do solo. E o maior ou menor grau ou velocidade com que estas modificações se processam depende de características específicas do solo e da adição; teor de adição, quantidade de água, tipo e grau de compactação, tempo de compactação, temperatura, entre outros.

2.2 RIGIDEZ INICIAL E MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

A adição de cimento provoca um aumento da rigidez do solo, conforme já foi verificado por vários autores (CLOUGH *et al.*, 1981; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; BRESSANI, 1990; BRESSANI *et al.*, 1994; PRIETTO *et al.*, 1997; entre outros).

BRESSANI (1990), ao estudar o comportamento de um solo artificialmente cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índices de vazios, observou, através de ensaios triaxiais, uma queda da rigidez normalizada (E/σ'_3) com a tensão de confinamento. O autor observou também que a variação do módulo secante, em termos absolutos, não é função direta da tensão confinante, dependendo também do grau de cimentação, do índice de vazios e da composição mineralógica do solo.

Comportamento semelhante também foi relatado por YOSHINAKA & YAMABE (1981) ao observarem que algumas rochas brandas tinham sua rigidez diminuída quando a tensão efetiva principal se encontrava acima de um certo valor limite.

Mais recentemente ROTTA *et al.* (1998), ROTTA (2000) e CONSOLI *et al.* (2000) investigaram experimentalmente o procedimento usual de obtenção da rigidez de solos cimentados, realizando ensaios triaxiais do tipo CID em corpos de prova submetidos a condições de cura confinada e não confinada (prática usual). Os autores constataram uma queda na rigidez para os corpos de prova curados de forma não confinada em relação aos curados sob tensão. O fenômeno foi atribuído principalmente a mudanças no índice de vazios de cura das amostras e à destruição de parte da estrutura cimentada das amostras curadas sob pressão atmosférica devido à aplicação da tensão confinante.

2.3 PLASTIFICAÇÃO

Segundo LEROUÉIL & VAUGHAN (1990) o ponto de plastificação se caracteriza por uma descontinuidade no comportamento tensão versus deformação, sob condições de carregamento monotônico. A plastificação da estrutura é demonstrada por uma mudança irreversível, após o ponto de plastificação, da rigidez e da resistência do material. A pressão de plastificação é dependente da taxa de deformação, sendo aumentada por esta.

Tal comportamento foi observado em argilas moles estruturadas (LO & MORIN, 1972; SANGREY, 1972; TAVENAS *et al.*, 1978; GRAHAM *et al.*, 1985) e em rochas brandas ADACHI & TAKASE (1981), autores estes citados por LEROUEIL & VAUGHAN (1981).

A influência da estrutura também foi relatada por YOSHINAKA & YAMABE (1981) que, ao analisarem curvas de consolidação de diversas rochas brandas, encontraram três padrões de comportamento. Dois deles comparáveis a argilas pré-adensadas ou areias densas e outro comparável a argilas normalmente consolidadas. No primeiro padrão existe um ponto de plastificação (p_y) bem definido e que geralmente coincide com o valor da resistência à compressão simples, similar ao comportamento de materiais com altos índices de vazios. A compressibilidade muda bruscamente a partir de p_y e, abaixo deste, parece depender das ligações de cimentação. No segundo padrão não existe uma clara definição de p_y , característica de rochas com menor índices de vazios (0,3-0,5). O terceiro padrão não apresenta sinais do p_y , indicando que os vazios são facilmente comprimidos com o aumento da pressão. Porém sua compressibilidade é maior que a de uma areia limpa com a mesma porosidade. Tal diferença é atribuída à estrutura.

BRESSANI *et al.* (1994) observaram, para um solo arenoso cimentado natural, uma superfície de plastificação similar a de outros materiais naturais e uma clara mudança de comportamento após o ponto de plastificação.

2.4 RESISTÊNCIA

Segundo SAXENA e LASTRICO (1978), o comportamento de resistência do solo pode ser melhor compreendido se os três componentes da resistência ao cisalhamento - coesão, dilatância e fricção - forem compreendidas. A coesão abrange toda e qualquer cimentação, natural ou artificial, ou ligações entre partículas. Os componentes fricção e dilatância são

função direta da força normal atuante no plano de cisalhamento. A parcela de coesão da resistência ao cisalhamento de um solo cimentado é predominante em pequenas deformações. Além de um certo nível de deformações, ocorre uma quebra gradual da cimentação e a resistência friccional torna-se predominante. Para grandes deformações há uma destruição completa da cimentação estrutural e a resistência ao cisalhamento é de natureza completamente friccional.

CLOUGH *et al.* (1981) estudaram o comportamento mecânico de areias natural e artificialmente cimentadas e observaram que as areias cimentadas com melhor distribuição granulométrica adquiriram uma resistência maior que as mal graduadas. Tal fato é explicado pelo maior número de pontos de contato entre as partículas, tornando a cimentação mais eficaz. Observaram também que o efeito da cimentação em areias fofas é mais fraco que em areias densas.

Os mesmos autores observaram, também, que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação e que a deformação necessária para mobilizá-la diminui. Verificaram que o valor do ângulo de atrito do solo cimentado é da mesma ordem de grandeza do ângulo de atrito do solo não cimentado. Comportamento similar foi observado também por outros autores (*e.g.* ACAR & EL-TAHIR, 1986; O'ROURKE & CRESPO, 1988, citados por PRIETTO, 1996; PRIETTO, 1996).

Porém alguns autores divergem quanto à influência do grau de cimentação no ângulo de atrito (*e.g.* WISSA *et al.*, 1965, citado por LADE & OVERTON, 1989; DUPAS & PECKER, 1979; LADE & OVERTON, 1989).

2.5 DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

Os resultados mostrados por YOSHINAKA & YAMABE (1981) revelam um comportamento, em termos de deformação volumétrica, composto por dois estágios: deformações elásticas nos estágios

iniciais de deformação e dilatação ao longo do processo de cisalhamento. As deformações elásticas são observadas até próximo do pico de tensão, onde a partir daí a dilatação começa a se tornar mais pronunciada com o progresso do cisalhamento. Tal comportamento, segundo o autor, possui alguns pontos semelhantes com solos granulares, porém quando a pressão de confinamento é aumentada, a ruptura das ligações entre as partículas ocorre e se observa maiores deformações de compressão volumétrica.

CLOUGH *et al.* (1981) observaram que o aumento de volume durante o cisalhamento ocorre em uma taxa maior e para deformações menores para o caso da areia cimentada em relação à areia não cimentada.

Conforme observado por vários autores (*e.g.* CLOUGH *et al.*, 1981; BRESSANI *et al.*, 1994; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990;) o pico de tensões não ocorre mais à taxa máxima de dilatação. Esta ocorre a deformações maiores, após o pico de tensões. O mesmo foi observado por LA ROCHELLE & LEFEBVRE (1971) e TAVENAS & LEROUEIL (1977), citados por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) para uma argila mole estruturada.

2.6 MODO DE RUPTURA

Segundo CLOUGH *et al.* (1981), notou-se para amostras artificial e naturalmente cimentadas o modo de ruptura para a areia fracamente cimentada é frágil a baixas tensões de confinamento e dúctil para tensões mais altas. A razão para isto pode ser atribuída às contribuições relativas das componentes da resistência. Para baixas pressões de confinamento a componente cimentação é muito mais significativa que a componente friccional. Devido à ruptura frágil das ligações cimentantes, a areia por si só apresenta uma ruptura frágil neste nível de pressões. Por outro lado, para pressões de confinamento maiores, a componente friccional

se torna dominante para areias fracamente cimentadas, respondendo de forma mais dúctil. No caso de areias fortemente cimentadas a contribuição do cimento é mais significativa mesmo para pressões mais altas, e o comportamento é sempre frágil.

YOSHINAKA & YAMABE (1981) avaliaram a maior ou menor fragilidade de vários solos e rochas brandas através do "índice de fragilidade", determinado por BISHOP (1967), citado pelos autores, que é definido como:

$$I_B = 1 - \left(\frac{\tau_r}{\tau_f} \right), \quad 0 \leq I_B \leq 1 \quad (2.1)$$

onde τ_f é a tensão de cisalhamento na ruptura e τ_r é a tensão de cisalhamento residual (última); quanto maior o valor de I_B , maior a fragilidade do material, ao passo que $I_B = 0$ significa que o material apresenta comportamento dúctil.

Os autores observaram que o valor de I_B decresce quase que exponencialmente com a tensão confinante e ressaltam ainda que a redução de I_B depende da natureza do material.

2.7 ESTADO ÚLTIMO

O estado último é definido onde tanto a tensão de cisalhamento quanto a deformação volumétrica se tornam constantes com a deformação de cisalhamento.

Alguns autores relataram a dificuldade na caracterização do estado último de materiais cimentados quando se verifica ruptura frágil (e.g. YOSHINAKA & YAMABE, 1981; COOP & ATKINSON, 1993; AVERSA *et al.*, 1993).

Segundo AVERSA *et al.* (1993) o estado último é atingido somente para grandes deformações, não obtidas em ensaios triaxiais.

2.8 CONDUCTIVIDADE HIDRÁULICA

BELLEZZA & PASQUALINI (1997) estudaram a influência da adição de cimento e do tempo de cura na condutividade hidráulica de dois siltes argilosos e uma areia siltosa. Os resultados demonstraram que os valores de permeabilidade obtidos com a adição de cimento dependem do tipo de solo e da umidade em que é feita a mistura e a compactação.

Segundo os autores, a adição de cimento pode provocar valores de condutividade hidráulica maiores ou menores em relação ao solo não tratado. Verificou-se que o tempo de cura diminui o valor de condutividade hidráulica, podendo este chegar a valores muito menores que os do solo não tratado. Outra observação importante é que misturas solo-cimento percoladas imediatamente após a compactação apresentam condutividades menores que as mesmas misturas percoladas após um certo tempo.

2.9 RESISTÊNCIA AO ATAQUE QUÍMICO

BRODERICK & DANIEL (1990) estudaram a estabilização de argilas compactadas contra o ataque químico provocado por algumas substâncias químicas orgânicas como ácido acético, metanol, heptano (C_7H_{16}) e tricloroetileno (C_2HCl_3). Tais substâncias causam a floculação das partículas de argila e contração do esqueleto do solo causando trincas e fissuras, aumentando em muito sua permeabilidade.

Ensaio de permeabilidade em amostras de argila tratadas e não tratadas mostraram ser a estabilização físico-química com cimento uma técnica eficiente contra o ataque de substâncias químicas orgânicas. Uma análise preliminar de microscopia eletrônica de varredura mostrou maior grau de cristalização para solos estabilizados com cimento em relação aos estabilizados com cal.

CAPÍTULO 3

REFORÇO DE SOLOS COM FIBRAS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é introduzida a técnica do reforço de solos com fibras. Com base na literatura nacional e internacional, procurou-se abranger toda a informação disponível até o momento sobre o assunto e formatá-la de forma que esta se consolide em conhecimento.

Os primeiros itens deste capítulo consistem em uma parte inicial onde é apresentado, no item 1, um breve histórico relatando alguns dos primeiros trabalhos documentados sobre a utilização de fibras em solos e, no item 2, algumas considerações sobre os vários tipos de fibras atualmente empregadas como reforço.

Concluída esta parte introdutória, os itens subsequentes tratam de aspectos técnicos abordando considerações sobre os mecanismos de interação entre solo e reforço, item 3; as alterações do comportamento dos solos causadas pela adição de fibras, item 4; e finalmente os modelos de previsão de comportamento, item 5.

No item 3 deste capítulo é apresentada uma forma de abordagem do assunto até então inédita e por isso encontram-se ao longo do texto vários comentários feitos pelo autor, devidamente identificados por outro tipo de letra. Este item deve ser encarado mais como uma análise crítica do que um simples relato das informações disponíveis na literatura.

3.2 HISTÓRICO

Historicamente, o reforço de solos com fibras é uma técnica há muito conhecida e empregada pela humanidade. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço (PALMEIRA, 1992). Há vestígios também da utilização de palha em tijolos de argila, citados no Êxodo (ILLSTON, 1994).

Talvez uma das aplicações pioneiras do que mais se aproxima de um geossintético dos dias atuais foi a utilização de mantas de algodão, em 1926, pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul, Estados Unidos, como reforço de camadas asfálticas em pavimentos (PALMEIRA, 1992).

Apesar disso, a técnica do reforço de solos com fibras nos moldes que se têm hoje passou a ser investigada há pouco mais de três décadas. A técnica inicialmente desenvolvida e empregada enfocava o reforço de solos através de inclusões discretas e orientadas, porém com o passar do tempo, como será abordado neste trabalho, e por motivos que serão também discutidos, passou-se a focar o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas em uma massa de solo.

Entre os primeiros artigos publicados sobre o assunto estão os trabalhos de KAUL (1965) e ENDO & TSURUTA (1969), citados por SCHAEFER *et al.*(1997), e WOODHOUSE & HANES (1967), citado por GRAY & OHASHI (1983), onde se procurava avaliar o efeito de raízes de plantas na resistência ao cisalhamento dos solos. Trabalhos posteriores, MANBEIAN (1972), WALDRON (1977) e WALDRON & DAKESSIAN (1982), citados por SCHAEFER *et al.*(1997), evidenciaram a contribuição benéfica de raízes de plantas à resistência ao cisalhamento do solo, contribuindo para a estabilidade dos taludes.

Ainda em 1966, Vidal, citado por ABRAMENTO (1998), 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.

A técnica de reforçar solos com fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos, a qual vem despertando um interesse cada vez maior do 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, a citar TAYLOR (1994), HANNANT (1994), HOLLAWAY (1994), ILLSTON (1994), JOHNSTON (1994), ASHBY & JONES (1994) e BUDINSKI (1996).

Conforme enfatizado por BUDINSKI (1996), "nós conhecemos bastante sobre os porquês das coisas acontecerem e como fazer uma ampla variedade de materiais de engenharia, no entanto, o desenvolvimento de futuros materiais dependerá de novos conhecimentos de química e de estrutura atômica pois provavelmente não encontraremos nenhum outro elemento químico estável e portanto deveremos ser mais criativos com o que temos". Ainda segundo BUDINSKI (1996), um material compósito é a combinação de dois ou mais materiais que possui propriedades que os materiais componentes não possuem por si próprios". Eles são, portanto, constituídos por uma **matriz** e um elemento de **reforço** e são desenvolvidos para otimizar os pontos fortes de cada uma destas duas fases. Dentro deste contexto, os materiais compósitos mais promissores, segundo BUDINSKI (1996) e AHSBY & JONES (1994), são combinações de polímeros e materiais cerâmicos.

Sob a ótica da ciência dos materiais, os produtos baseados em cimento Portland são considerados como materiais cerâmicos por apresentarem características típicas a este grupo de

materiais como alta rigidez, fragilidade e baixa resistência à tração (BUDINSKI, 1996). Já os polímeros são caracterizados por terem baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e resistência à tração moderada. São extremamente versáteis e, dentro de certos limites, podem ser modificados para adaptarem-se segundo necessidades específicas (TAYLOR, 1994).

3.3 TIPOS DE FIBRAS EMPREGADAS COMO REFORÇO

No reforço de solos vários tipos de fibras podem ser empregadas. As características de comportamento de cada uma delas, que por sua vez irá afetar o comportamento do material compósito, são intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e de seu processo de fabricação. Portanto, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma dessas duas fases para o 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 de solo a ser reforçada e das características almejadas do material compósito resultante.

Seguindo este raciocínio, FOOSE et al. (1996) vão mais além e vislumbram a possibilidade do emprego de materiais recicláveis e resíduos em formato fibroso, tais como lascas de borracha de pneus como reforço de solos. Tal possibilidade é muito bem vinda nos dias de hoje, pois além de constituir uma atitude ecologicamente correta, dispondo em caráter definitivo um resíduo, pode possibilitar uma redução nos custos da obra.

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

3.3.1 Fibras naturais

As fibras naturais foram os primeiros tipos de fibras a serem empregados na história da humanidade. Dentre as fibras naturais grande parte delas é de origem vegetal.

Segundo HANNANT (1994), as fibras vegetais utilizadas em materiais compósitos podem ser de bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana-de-açúcar.

Algumas destas fibras podem atingir grandes resistências. As fibras do bambu, segundo HANNANT (1994), atingem normalmente resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

No Brasil, segundo TEODORO (1999), o trabalho pioneiro com fibras vegetais, porém não como reforço de solos, se iniciou em 1980 no Centro de Pesquisa e Desenvolvimento (CEPED), em Camaçari, na Bahia. Após uma avaliação dos vários tipos de fibras disponíveis, os esforços se concentraram nas fibras de coco e sisal, a partir das quais foram desenvolvidos e avaliados componentes habitacionais como telhas, calhas e pequenas caixas d'água.

3.3.2 Fibras poliméricas

A família das fibras poliméricas talvez seja a mais promissora para ser empregada como reforço de solos. 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 empregadas como reforço de solos. Temos as chamadas fibriladas, que são fibras que apresentam um formato trançado quando esticadas transversalmente, projetadas de tal forma que se "abram" durante o processo de mistura com o solo. Vários autores têm estudado tais fibras, a citar AL WAHAB & AL-QURNA

(1995), AL WAHAB & EL-KEDRAH (1996), AL WAHAB *et al.* (1996) e NATARAJ *et al.* (1996). Outro elemento de reforço também utilizado por alguns autores (MCGOWN *et al.*, 1988; MOREL & GOURC, 1997) e que se diferencia um pouco do formato de fibra são as malhas de polipropileno, que proporcionam um maior intertravamento com as partículas do solo.

Outro tipo de reforço, desenvolvido na França, chamado de Texsol, consiste em um filamento contínuo que é distribuído aleatoriamente dentro da massa de solo.

a) Fibras de polipropileno:

As fibras de polipropileno são constituídas de um tipo de plástico que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos de séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si de forma que possam deslizar umas sobre as outras (HOLLAWAY, 1994).

Em função de sua constituição, as fibras de polipropileno possuem uma grande flexibilidade e tenacidade, 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 (TAYLOR, 1994).

b) Fibras de polietileno:

As fibras de polietileno, de peso molecular normal, 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, comparadas com as fibras de polipropileno (HANNANT, 1994). Procurando minimizar o problema da baixa aderência e

módulo, tem sido desenvolvido o polietileno de alta densidade (HANNANT, 1994).

c) Fibras de poliéster:

O poliéster apresenta alta densidade, rigidez e resistência, conferindo, portanto, tais características às fibras feitas deste material (TAYLOR, 1994).

As fibras de poliéster possuem um aspecto bastante similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações que estas, porém sua melhoria no desempenho deve justificar o aumento nos custos (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 seja reciclado (revista AMANHÃ, junho de 1997).

d) Fibras de poliamida (Kevlar):

Polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez porque suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto se estas moléculas forem espichadas 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 intermediário é de aproximadamente 64GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a

mesma do anterior, mas seu módulo é de 300 GPa (HOLLAWAY, 1994).

3.3.3 Fibras minerais

Dentre as fibras minerais temos as fibras de carbono, amianto e vidro.

a) Fibras de carbono:

Baseadas na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza destes, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração (aproximadamente 2400 GPa) e módulo (em torno de 420 GPa). Características estas que tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras para que tal resistência seja mobilizada (TAYLOR, 1994).

b) Fibras de vidro:

As fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de "cachos", 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.

c) 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 apresenta uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μm (TAYLOR, 1994).

Em função de seu reduzido diâmetro, quando cortada, a fibra de amianto libera partículas muito pequenas ao ar que, se aspiradas pelo homem, danificam os alvéolos pulmonares. Em

função disso sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

3.3.4 Fibras metálicas

As fibras metálicas mais comuns são as de aço. Sua resistência à tração é de aproximadamente 1100 MPa e seu módulo de elasticidade de 200 GPa. Dependendo do meio onde estão inseridas, apresentam problemas relacionados com 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).

3.4 MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-FIBRA

Grande parte dos autores concentraram seus esforços em comparar o comportamento de solos reforçados com o de solos não reforçados através de seus parâmetros de resistência ou deformabilidade. Desta forma, analisa-se as conseqüências da inclusão das fibras sem, no entanto, se preocupar muito com as causas. O que se pretende neste item é focalizar e identificar principalmente as causas, ou seja, os mecanismos que regem o comportamento do material compósito, sem contudo desprezar as conseqüências pois estas permitem identificar mudanças nos mecanismos.

Cabe salientar que as informações foram organizadas de forma a facilitar sua compreensão e, portanto, a disposição adotada não respeita a ordem cronológica. Os trechos destacados por outro tipo de letra correspondem aos comentários de cunho técnico proferidos pelo autor com base em informações da literatura.

O primeiro ponto a ser abordado diz respeito à influência das fibras no momento da compactação. Conhecendo as mudanças na estrutura do material compósito em relação ao solo sem

fibras se terá subsídios para avaliar até que ponto o comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras pode ser explicado pelas mudanças nos parâmetros usualmente empregados para solos não reforçados.

O primeiro efeito provocado pela inclusão de fibras ao solo pode ser detectado já na fase de compactação, formando uma estrutura distinta da do solo sem fibras. Mantendo-se constante a energia de compactação, a inclusão de fibras provoca um aumento do índice de vazios do solo. Tal efeito pode ser mais ou menos pronunciado dependendo do atrito desenvolvido entre solo e reforço.

A medida da porosidade é o único indicador empregado na Mecânica dos Solos tradicional que nos permite avaliar esta mudança. Provavelmente, técnicas que nos permitem observar visualmente a estrutura do material viriam a contribuir significativamente para esta análise.

HOARE (1979) demonstrou, através de ensaios de compactação, que a inclusão de fibras aleatoriamente distribuídas em um solo arenoso, mantendo-se a energia de compactação constante, ocasiona um aumento da sua porosidade, sendo este aumento proporcional à quantidade de fibras. Observou também que este efeito não é alterado pelo método de compactação e se dá com maior ou menor intensidade dependendo do tipo da fibra. Sob estas condições, o autor classifica a interação entre solo e reforço como um fator muito importante na fase de compactação da mistura, mais que a resistência última da fibra. Isto inclui fatores tais como a distribuição granulométrica, o formato das partículas do solo, a textura superficial do reforço e sua superfície específica. Esta última que controla a área efetiva do reforço sobre a qual se desenvolvem esforços de adesão com a matriz.

Voltando-se agora para o comportamento do material submetido a carregamentos externos; 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 obviamente dependem do tipo de solicitação ao qual o material está sendo submetido.

MCGOWN *et al.* (1978), procurando compreender um pouco mais sobre este processo, estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada.

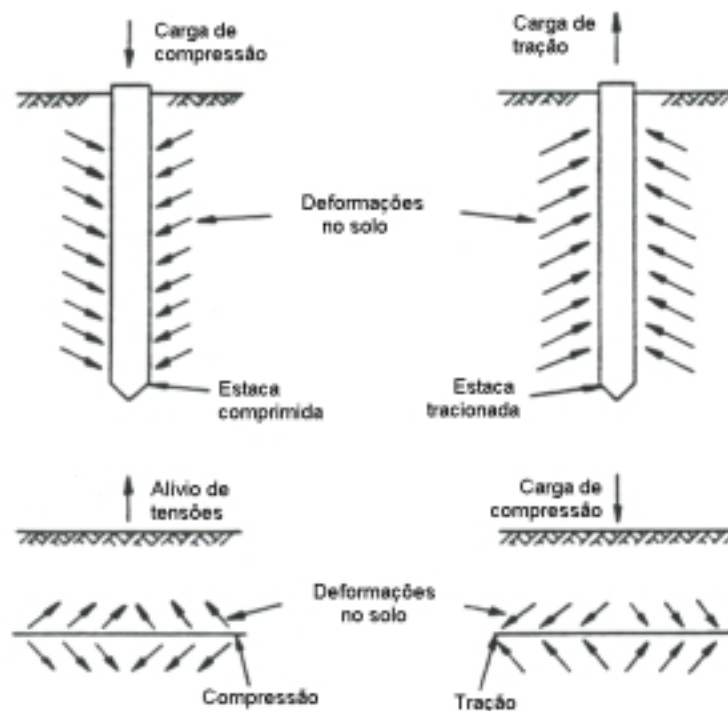


Figura 3.1 - Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (MCGOWN *et al.*, 1978)

Conforme a Figura 3.1, 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 em sistemas de estacas. Outra observação extraída

pelos autores a partir desta analogia é que para obtermos o máximo benefício das inclusões estas devem estar dispostas na direção das deformações principais dentro da massa de solo.

Segundo MCGOWN *et al.* (1978) a adesão entre solo e reforço e as características de deformação do elemento de reforço são parâmetros muito importantes na definição do comportamento do material compósito. Conforme seus parâmetros de deformabilidade, os reforços podem ser classificados em:

- **Inextensíveis:** quando apresentam deformações de ruptura menores que a máxima deformação de tração do solo sem inclusões;
- **Extensíveis:** quando apresentam deformações de ruptura maiores que a máxima deformação de tração do solo não reforçado.

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. Este processo é, portanto, controlado pelas características de deformabilidade e resistência tanto do solo como do reforço e pelos esforços de adesão que se desenvolverem na interface destas duas fases.

JEWELL & WROTH (1987) estudando o comportamento de areias reforçadas com inclusões orientadas concluíram, através de uma análise de compatibilidade de deformações, que são principalmente as deformações plásticas que governam a mobilização dos esforços de adesão entre solo e reforço. Ainda segundo os autores, em função do aumento da razão entre os incrementos de deformações de tração e de compressão com o aumento do ângulo de dilatância, deformações consideravelmente pequenas são necessárias para mobilizar o reforço, tanto em areias fofas como em areias densas.

Os autores também avaliaram a distribuição das deformações em amostras reforçadas, submetidas a ensaios de cisalhamento

direto de grandes dimensões, através de radiografias. Concluíram que o reforço provoca uma distribuição também das deformações, diminuindo deformações cisalhantes localizadas e expandindo a zona deformada. Segundo JEWELL & WROTH (1987), cada fibra possui uma zona de abrangência, sendo que fora desta zona o solo se comporta como não reforçado.

Como os mecanismos que regem o comportamento do solo reforçado são fortemente influenciados pelas forças mobilizadas na interface solo-fibra e na seção transversal das fibras, vários autores empregaram a relação entre o comprimento (l) e o diâmetro (d) da fibra como um fator determinante. Denominada fator de forma, a relação (l/d) relaciona as forças de cisalhamento, que se desenvolvem na interface solo-fibra, com as forças de tração, que se desenvolvem na seção transversal da fibra.

Segundo TAYLOR (1994), a tecnologia dos materiais se baseia, em grande parte, no fator de forma. Procurando-se otimizar as fibras de forma a compatibilizar as resistências à tração e ao atrito, o autor apresenta a relação l/d esquematizada de forma idealizada na Figura 3.2 e descritas pelas equações 3.1:

$$\frac{\pi d^2}{4} \times F_t = \pi d \times \frac{l}{2} \times F_a \quad (3.1)$$

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

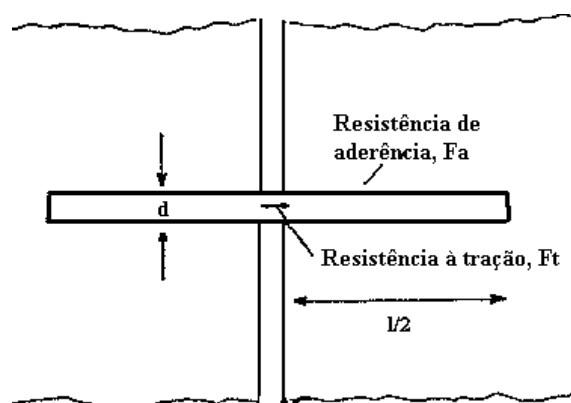


Figura 3.2 - Esquema idealizado do desenvolvimento de esforços nas

fibras (TAYLOR, 1994)

Onde:

d = diâmetro da fibra;

l = comprimento da fibra;

F_a = resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra;

F_t = resistência à tração da fibra.

Elevando-se a tensão efetiva normal média (p') atuante em um elemento de solo, eleva-se também sua resistência ao cisalhamento pois aumenta-se o atrito entre as partículas. Da mesma forma, aumenta-se atrito entre o solo e o reforço para o caso de solos reforçados. Essa alteração no atrito entre os dois componentes (solo e fibra) pode provocar mudanças no mecanismo de interação solo-fibra. Isto é evidenciado pelas envoltórias de resistência de solos reforçados disponíveis na literatura, que apresentam a forma curvilínea-linear ou bi-lineares. Acima de uma dada tensão efetiva média normal as envoltórias tornam-se paralelas à envoltória do solo sem fibras. Por questões de simplificação e praticidade convencionou-se empregar a tensão de confinamento, grandeza diretamente controlada em ensaios triaxiais, como indicativo do nível de tensões efetivas normais médias.

Os primeiros autores a observarem tal comportamento foram GRAY & OHASHI (1983), para fibras orientadas, e GRAY & AL-REFEAI (1986), para fibras aleatoriamente distribuídas.

GRAY & OHASHI (1983) encontraram envoltórias de resistência bi-lineares e definiram a tensão confinante acima da qual se observou a mudança no comportamento de **tensão de confinamento crítica**. Os autores identificaram também a mudança no mecanismo de interação solo-fibra, responsável pela mudança nos parâmetros de resistência do material: deslizamento entre fibra e solo abaixo da tensão crítica e ruptura da fibra em si para tensões acima da tensão crítica.

Com relação aos parâmetros de resistência c' (coesão efetiva) e ϕ' (ângulo de atrito efetivo), para tensões confinantes baixas a inclusão de fibras afeta a parcela friccional de 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, impondo a estas deformações compatíveis com as deformações da matriz de solo. 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.

MAHER (1988), citado por MAHER & GRAY (1990), concluiu que a tensão de confinamento crítica é sensível a certos parâmetros, tais como o fator de forma das fibras (l/d), o formato e distribuição granulométrica das partículas do solo, porém não é afetado pela quantidade de fibras e pelo diâmetro efetivo (D_{50}) das partículas. Concordando com MAHER, 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 (1990) 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.

Como se vê, o compósito solo-fibra é um material bastante complexo pois são muitas as variáveis envolvidas no processo. Deve-se ainda ter consciência de que as diferentes combinações destas variáveis podem resultar em mudanças significativas nos mecanismos de interação.

MONTARDO (1999) estudou a influência de vários fatores, tais como quantidade, comprimento e tipo de fibras, no comportamento de uma areia, cimentada e não cimentada, reforçada com fibras. Com base na grande quantidade de dados obtidos sobre as misturas de areia e fibra, o autor elaborou várias análises de regressão linear múltiplas avaliando a influência de cada um dos fatores estudados sobre os parâmetros de comportamento do material compósito. Em se tratando de reforço com fibras de polipropileno, o autor identificou, com relação à resistência, interações entre alguns fatores: porcentagem de cimento com a quantidade de fibras e porcentagem de cimento com o comprimento das fibras.

SHEWBRIDGE & SITAR (1989) introduzem a espessura da zona de cisalhamento como um parâmetro que influi na resistência ao cisalhamento do material compósito, sendo este parâmetro afetado pelas dimensões dos equipamentos de cisalhamento direto. Equipamentos de menores dimensões, geram zonas de cisalhamento com menores espessuras, sendo o oposto também válido. Ainda segundo os autores, aumentando-se a quantidade e a rigidez das fibras aumenta-se também a espessura da zona de cisalhamento.

Apesar do aumento na resistência de pico, postulado por MCGOWN *et al.* (1978), ter sido observado por inúmeros outros autores para solos arenosos e argilosos, tal efeito não se confirmou para solos artificialmente cimentados, apontando para uma possível relação entre a rigidez da matriz e a do reforço influenciando no mecanismo de interação solo-fibra.

Os primeiros autores a postularem sobre o comportamento mecânico de solos reforçados com fibras foram MCGOWN *et al.* (1978). Com base em algumas considerações obtidas a partir da analogia com uma estaca cravada e em alguns resultados experimentais, os autores postularam para areias reforçadas que, assumindo não haver deslizamento entre solo e reforço, os

efeitos do reforço constituirão num aumento da capacidade suporte do sistema em relação ao solo sem reforço ou numa redução das deformações. Para reforços inextensíveis, 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, porém, tal efeito se faz presente praticamente ao longo de toda curva tensão X deformação, para níveis de deformação menores ou maiores que a deformação de pico ($\epsilon_{a/rupt}$) do solo não reforçado.

Dentro desta lógica, a influência na mudança da orientação do reforço se dá reduzindo o efeito mencionado. Na Figura 3.3 são apresentados resultados de estudos realizados por GRAY & OHASHI (1983), empregando ensaios de cisalhamento direto. Como pode se observar, a inclinação de 60° em relação ao plano de ruptura representa a maior contribuição em termos de resistência. A inclinação de 90° apresenta a melhor aproximação do efeito da contribuição das fibras aleatoriamente distribuídas, confirmando resultados apresentados por NAMAAN et al.(1974), citado por GRAY & AL-REFEAI (1986), baseado em análises estatísticas.

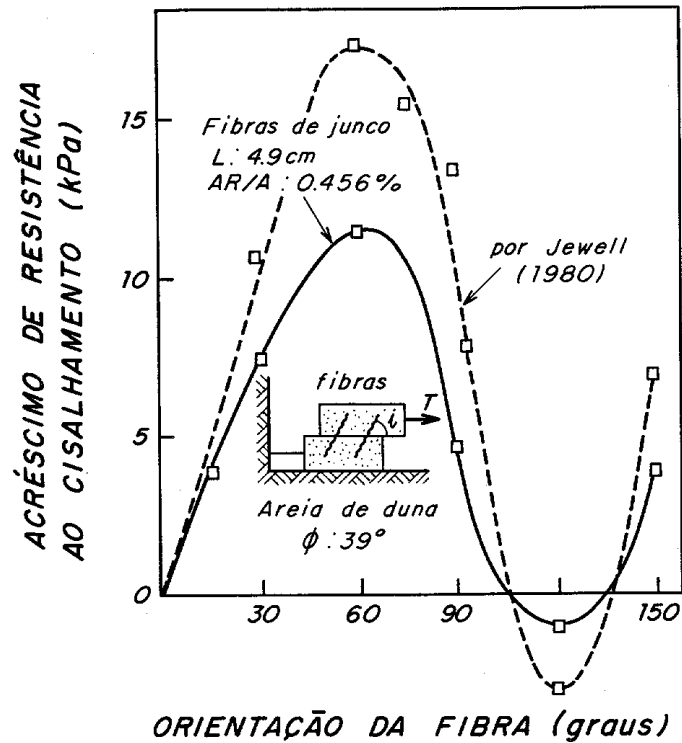


Figura 3.3 - Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (GRAY & OHASHI, 1983)

MAHER & HO (1993) estudaram o comportamento de uma argila adicionada de diferentes teores de cimento, pretendendo simular um material com distintos valores de coesão. Concluíram que o aumento da coesão reduz a contribuição das fibras para o aumento da resistência de pico do solo.

OMINE *et al.* (1996) realizaram ensaios de compressão não confinada em misturas de caulim adicionado de dois teores de cimento e reforçados com fibras de polietileno tereftalato (PET). As misturas com maior grau de cimentação apresentaram uma redução da resistência de pico com a adição e quantidade de fibra, enquanto as misturas com menor grau de cimentação apresentaram aumento da resistência com a adição e quantidade de fibras.

Comportamento similar, apresentando queda da resistência de pico pela inclusão de fibras foi encontrado por LIMA *et*

al.(1996) para um silte argiloso adicionado de cal e reforçado com uma fibra sintética.

Com relação ao módulo de elasticidade do solo, tanto o aumento como a diminuição já foram relatados na literatura. Assim como acontece com a resistência, a adição de fibras pode causar efeitos distintos, dependendo das características das fibras e do solo e do tipo de solicitação. Como foi colocado por MONTARDO (1999): “não são possíveis generalizações que apontem regras sobre o comportamento dos compósitos fibrosos sem que antes sejam estabelecidas as propriedades de cada um dos seus componentes”.

A técnica de reforço que tem sido alvo de estudos em grande parte dos trabalhos mais recentes é o emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas pois ela possui duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimizam o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não possuem planos preferenciais de fraqueza.

MAHER & GRAY (1990) concluíram não haver anisotropia em areias reforçadas, pois a superfície de ruptura do material se apresentou planar e orientada a $45^\circ + \phi/2$, conforme previsto por Mohr-Coulomb.

As características almeçadas com a inclusão de fibras nem sempre dizem respeito a um aumento da capacidade suporte do material. Vários outros aspectos como maior capacidade de absorção de energia para se atingir o colapso, ou seja, maior resistência ao impacto, queda na redução da resistência pós-pico (para o caso de materiais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última, redução do fissuramento, entre outros, são exemplos disso.

3.5 MUDANÇAS NO COMPORTAMENTO DOS SOLOS DEVIDO A INCLUSÃO DE FIBRAS

Neste item são apresentados todas as alterações de comportamento dos solos em função da adição de fibras

relatadas na bibliografia. Este item relata um grande número e variedade de informações disponíveis sobre o tema sem, no entanto, salvo raras exceções, a descrição detalhada das propriedades das fibras, informações estas essenciais à compreensão das causas de tais comportamentos.

A informações encontram-se organizadas em tópicos de acordo com cada parâmetro geotécnico de comportamento.

3.5.1 Compactação

AL WAHAB & AL-QURNA (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de várias quantidades de fibra (0,5; 1 e 2% em peso do solo seco) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados mostraram um decréscimo da densidade (4%) e um pequeno acréscimo na umidade ótima (11%) para a adição de 2% de fibra, considerados não muito significativos.

O mesmo comportamento com relação à umidade foi relatado por BUENO *et al.* (1996), porém para um solo arenoso. Para o solo argiloso testado não se observou alteração na umidade ótima, tampouco na densidade máxima para ambos os solos.

Outros autores também relataram não encontrar nenhuma alteração significativa tanto para a umidade como para a densidade (*e.g.* MAHER & HO, 1994; NATARAJ *et al.*, 1996; ULBRICH, 1997; CONSOLI *et al.*, 1999).

HOARE (1979) estudou especificamente 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 porosidades maiores da mistura, para mesmas energias de compactação, sendo esse aumento linear em relação a 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 superficiais do reforço.

3.5.2 Resistência de pico

a) Materiais argilosos:

Segundo MAHER & HO (1994) a inclusão de fibras tem uma influência significativa nas propriedades mecânicas de argilas caulínicas. 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. A umidade do solo no momento da compactação também afeta essas relações, sendo elas mais expressivas para menores umidades, como foi observado também por ANDERSLAND & KATTAK (1979) e por NATARAJ *et al.* (1996). O aumento da quantidade de fibras aumenta a resistência à tração e à compressão, porém, segundo MAHER & HO (1994), o aumento do comprimento das fibras diminui a contribuição destas para a resistência, tanto à compressão como à tração.

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.

Ensaio de cisalhamento direto realizados por NATARAJ *et al.* (1996) mostraram um aumento do ângulo de atrito.

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. Este foi um ponto observado por três autores:

- 1) ANDERSLAND & KATTAK (1979), que encontraram para uma mistura de 40% de fibra (constituída quase 100% por celulose) e 60%

de caulinita um acréscimo no ângulo de atrito do material de 20 para 31°;

- 2) AL WAHAB *et al.* (1997) ao estudarem a inclusão de fibras de polipropileno em um silte argiloso, relataram o aumento em parâmetros tanto efetivos como totais;
- 3) TEODORO (1999), que relatou aumentos de 2,4 a 12,6% na coesão de um solo com teores de 0 a 1% de fibra de polipropileno.

Contrariando as observações acima, resultados de ensaios triaxiais drenados realizados por BUENO *et al.* (1996) mostraram que os solos com uma quantidade de argila superior a 15% apresentaram uma queda em seu ângulo de atrito.

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; AL WAHAB *et al.*, 1997; TEODORO, 1999), tal efeito não foi analisado por ANDERSLAND & KATTAK (1979).

ANDERSLAND & KATTAK (1979) observaram ainda uma grande taxa de acréscimo de resistência com a deformação mesmo para níveis elevados de deformação axial (20%).

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, EL-KEDRAH (1990), citado pelos autores, observou um teor ótimo de 0,2%.

AL WAHAB & AL-QURNA (1995) encontraram ainda um comprimento ótimo de fibras, em termos de resistência, que também foi observado por TEODORO (1999).

AL WAHAB & EL-KEDRAH (1995) analisaram a resistência à compressão não confinada de amostras anteriormente submetidas

a ciclos de molhagem e secagem. Observaram reduções da resistência da ordem de 60% até o terceiro estágio, permanecendo esta constante a partir daí.

Com relação a solos argilosos estabilizados com cimento e reforçados com fibras, ONIME *et al.* (1996) traçaram algumas observações baseadas em ensaios de compressão não confinada. Seus resultados mostram claramente que a adição de fibra 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 ainda este efeito mais pronunciado com o aumento da quantidade de fibra.

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 também por CONSOLI *et al.* (1997) para um solo arenoso.

Resultados apresentados por LIMA *et al.* (1996) para um silte argiloso estabilizados com cal indicaram o aumento da relação entre a resistência à tração e à compressão com a adição de fibras. Indicaram 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, esta aumentou com a adição do reforço para a matriz com teor de 4% de cal e diminuiu para o caso da matriz com 8% de cal.

b) Materiais granulares:

Acréscimos na resistência pela adição de fibras e pela quantidade delas foram relatados por vários autores:

- GRAY & OHASHI (1983): de forma linear com a quantidade de reforço;
- GRAY & AL-REFEAI (1985): inicialmente de forma linear e após tendendo a um limite superior assintótico;

- MCGOWN *et al.* (1988): empregando inclusões em forma de malhas poliméricas (50 X 50mm);
- SHEWBRIDGE & SITAR (1989): de forma não linear, tendendo a um valor assintótico;
- JEWELL & WROTH (1989): de forma não linear tendendo a um valor assintótico;
- NATARAJ *et al.* (1996);
- TEODORO (1999): de forma não linear.

NATARAJ *et al.* (1996) ainda observaram o pico de resistência coincide com a umidade ótima de compactação.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com a quantidade delas também foi relatado por vários autores (*e.g.* HOARE, 1979; GRAY & OHASHI, 1983; BUENO *et al.*, 1996; NATARAJ *et al.*, 1996; STAUFER & HOLTZ, 1996). FOOSE *et al.* (1996) ainda relataram aumento da resistência ao cisalhamento de uma areia reforçada com tiras de borracha de pneus.

Discordando da maioria dos autores, TEODORO (1999) observou somente o aumento da parcela coesiva de uma areia siltosa, sem alterações significativas no ângulo de atrito.

MONTARDO (1999) também relatou o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Porém com relação à coesão, o autor somente encontrou um acréscimo para a areia não cimentada reforçada com fibras de polipropileno. Nos demais casos, observou-se valores constantes e até mesmo queda da coesão.

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 (*e.g.* GRAY &

OHASHI, 1983; GRAY & AL-REFEAI, 1986; STAUFER & HOLTZ, 1996; MOREL & GOURC, 1997; TEODORO, 1999).

Fato similar com relação às envoltórias de resistência foi relatado por NATARAJ *et al.* (1996), RANJAN *et al.* (1996) e FOOSE *et al.* (1996), porém descrita como sendo inicialmente curva e tornando-se o ângulo de atrito constante a partir de uma certa tensão de confinamento.

GRAY & AL-REFEAI (1985) 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.

Estudo realizado por MAHER & GRAY (1990) utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas composições com granulometrias uniformes porém diferentes diâmetros D_{50} das partículas, mostraram que o aumento do tamanho das partículas ($D_{50} = 0,25\text{mm}$ para $0,6\text{mm}$) não altera a tensão de confinamento crítica, mas diminui a contribuição das fibras para a resistência.

Com relação à granulometria do solo, STAUFER & HOLTZ (1996) realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e uma uniforme, porém com mesmo diâmetro D_{50} dos grãos do solo. Observaram um aumento de resistência ligeiramente maior na areia bem graduada com a adição de fibras.

No que se refere à influência da densidade, GRAY & OHASHI (1983) mostraram que o acréscimo de resistência provocado pela adição de fibras é similar tanto para areias fofas como para areias densas.

RANJAN *et al.* (1994) observou que a curva tensão X deformação de uma areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais da ordem de 20%,

comportamento esse análogo ao reportado por ARDERSLAND & KATTAK (1979) para um solo argiloso.

TEODORO (1999) observou um aumento da 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 com fibras de 15mm.

Com relação aos parâmetros de resistência de solos arenosos cimentados, o aumento no ângulo de atrito é relatado por todos os autores que elaboraram este tipo de análise (MAHER & HO, 1993; CONSOLI *et al.*, 1997; CONSOLI *et al.*, 1999). Porém o aumento no intercepto coesivo, conforme relatado por MAHER & HO (1993), não foi observado por CONSOLI *et al.* (1999) e CONSOLI *et al.* (1997).

CONSOLI *et al.* (1999) analisaram, através de ensaios triaxiais, o acréscimo em termos de resistência provocado pelas fibras em relação à quantidade de cimento adicionado ao solo. Os autores observaram que quanto maior é a quantidade de cimento, menos pronunciado é o acréscimo de resistência.

OMINE *et al.* (1996) observaram que quanto maior a esbeltez da fibra maior é o acréscimo de resistência para solos cimentados, observado também por CONSOLI *et al.* (1997).

3.5.3 Resistência pós-pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento do solo reforçado em termos da resistência pós-pico, concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência (*e.g.* GRAY & OHASHI, 1983; GRAY & AL-REFEAI, 1985; FATANI *et al.*, 1991; RANJAN *et al.*, 1994; STAUFER & HOLTZ, 1996; CONSOLI *et al.*, 1997, 1999).

3.5.4 Deformabilidade

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.

MCGOWN *et al.* (1988), para areias, e MAHER & HO (1994) e NATARAJ *et al.* (1996), para argilas, relataram aumentos 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 o acréscimo de fibras.

ANDERSLAND & KATTAK (1979) observaram ainda o aumento da rigidez sob condições não drenadas e queda da mesma para grandes quantidades de fibra (40%).

Para solos arenosos cimentados, OMINE *et al.* (1996) mostraram claramente através de ensaios de compressão não confinada que a adição de fibras pode representar tanto um aumento como uma diminuição do módulo de elasticidade, conforme a quantidade de cimento; analogamente à resistência.

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 vidro, também estudadas pelo autor, não apresentaram alteração alguma no módulo.

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.

3.5.5 Variação volumétrica

FOOSE *et al.* (1996) relataram que a adição de tiras de borracha de pneus como reforço de areias provocou um aumento das deformações volumétricas (aumento da dilatação), sendo estas maiores quanto maior a quantidade de reforço, porém de forma não linear; similar ao observado por SHEWBRIDGE e SITAR (1989), BENSON & KHIRE (1994) e NATARAJ *et al.* (1996).

BUENO *et al.* (1996) observaram que a inclusão de fibras aumenta a compressibilidade do solo.

STAUFER & 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).

3.5.6 Modo de ruptura

Para solos argilosos reforçados, alguns autores observaram uma mudança na forma de ruptura; de uma ruptura frágil para ruptura dúctil (NATARAJ *et al.*, 1996).

Observou-se uma interação entre o comprimento da fibra e a espessura da zona de cisalhamento, o que pode ter influenciado a resistência da amostra (SHEWBRIDGE & SITAR, 1989).

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 posição da banda de cisalhamento não se modifica com a inserção do reforço, porém seu comportamento sim. 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, a medida que as deformações progridem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas bem próximas da primeira banda.

3.5.7 Condutividade hidráulica e outras propriedades

O aumento da condutividade hidráulica devido à adição de fibras em solos argilosos é relatado por vários autores:

- BUENO *et al.* (1996): aumento em uma ordem de grandeza;
- MAHER & HO (1994): aumento na permeabilidade, sendo maior esse aumento quanto maior a quantidade de fibras, acréscimo da ordem de 10x para 4% de fibra (polipropileno e vidro);
- AL WAHAB & EL-KEDRAH (1995): aumento da permeabilidade em mais de uma ordem de grandeza para 2% fibra (polipropileno).

BUENO *et al.* (1996) relatou ainda uma redução da permeabilidade causada pela adição de fibras a solos granulares em uma ordem de grandeza.

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 tramo seco da curva de compactação e menos pronunciado no tramo úmido.

TEODORO (1999) também observou a diminuição da retração de painéis de solo argiloso, moldados a partir de uma pasta de solo com umidade correspondente ao limite de liquidez. A autora também observou a diminuição das trincas e o aparecimento de fissuras cada vez mais pronunciadas com o aumento do teor e comprimento das fibras.

WEI & BOUAZZA (1990) realizaram ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento para medir coeficientes de adesão entre tiras de polipropileno e um material granular proveniente da exploração de minas. Maiores coeficientes foram obtidos com os ensaios de cisalhamento.

3.6 MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO

Existem três modelos disponíveis na literatura que prevêem o comportamento de solos reforçados com fibras. Um deles se baseia nas equações de equilíbrio limite, outro nos conceitos de dissipação e conservação de energia e o terceiro em uma correlação empírica extraída a partir da análise de regressão múltipla de resultados de ensaios triaxiais.

3.6.1 Modelo de equilíbrio limite

GRAY & OHASHI (1983) propuseram um modelo de previsão de comportamento aplicado a solos reforçados com fibras. Tal modelo é uma adaptação de vários modelos propostos anteriormente por outros autores (WOODHOUSE & HANES, 1967; WU, 1976; WALDRON, 1977 e JEWELL, 1980; citados por GRAY & OHASHI, 1983). O modelo de WU (1976) implicitamente admitia mobilização completa da resistência à tração do reforço, enquanto o modelo de WALDRON (1977) é baseado somente na mobilização parcial da resistência da fibra. No entanto nenhum modelo até então considerava a distribuição ou posicionamento das fibras em relação ao plano de cisalhamento, o que foi feito por GRAY & OHASHI (1983).

O modelo apresentado por GRAY & OHASHI (1983) foi elaborado para areias e consiste em uma análise de equilíbrio limite onde se considera uma fibra longa e elástica estendida igualmente para os dois lados do plano de ruptura. As forças mobilizadas pelas fibras durante o cisalhamento podem ser decompostas em uma componente normal e outra tangencial. A componente normal contribui aumentando o confinamento no plano de cisalhamento e a componente tangencial aumentando diretamente a resistência ao cisalhamento. Supõe-se que a fibra seja fina o suficiente de forma que não ofereça rigidez à flexão. A quantidade de fibras presentes em uma seção transversal é computada pela relação entre a área total de reforço e a área da superfície de ruptura (A_r/A_s).

O aumento da resistência ao cisalhamento devido ao reforço pode, então, ser estimado pelas seguintes equações:

- Para fibras orientadas perpendicularmente ao plano de cisalhamento:

$$\Delta S_r = t_r [\text{sen } \theta + \cos \theta \tan \phi] \quad (3.2)$$

- Para fibras inclinadas em relação ao plano de cisalhamento:

$$\Delta S_r = t_r [\text{sen}(90 - \psi) + \cos(90 - \psi) \tan \phi] \quad (3.3)$$

Sendo
$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{1}{k_1 + (\tan^{-1} i)^{-1}} \right] \quad \text{e} \quad k_1 = \tan(\theta) \quad (3.4)$$

Onde:

ΔS_r : aumento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado;

t_r : resistência à tração mobilizada pelas fibras por unidade de área do solo;

θ : ângulo de distorção para fibras inicialmente perpendiculares ao plano de ruptura;

ψ : ângulo de distorção para fibra inicialmente inclinada em relação ao plano de ruptura;

i : ângulo de orientação inicial da fibra;

k_1 : razão entre deslocamento e espessura da zona de cisalhamento.

A ruptura por deslizamento entre solo e fibra não é contemplada pelo modelo, portanto o comprimento e a rugosidade da fibra ou as tensões efetivas normais atuantes devem ser tais que garantam a adesão necessária entre a matriz e o reforço. Para a distribuição das tensões de tração ao longo do comprimento das fibras são admitidas duas possibilidades:

- Linear:
$$\sigma_R = \left(\frac{4E_R \tau_R}{d} \right)^{1/2} \{z(\sec \theta - 1)\}^{1/2} \quad (3.5)$$

$$\bullet \text{ Parabólica: } \sigma_R = \left(\frac{8E_R\tau_R}{3d} \right)^{1/2} \{z(\sec\phi - 1)\}^{1/2} \quad (3.6)$$

Onde:

E_R : módulo de rigidez da fibra;

τ_R : tensão de atrito de superfície ao longo da fibra;

d : diâmetro da fibra;

z : espessura da zona de cisalhamento;

θ : ângulo de distorção de cisalhamento.

Este modelo, aplicado a inclusões com orientação definida em relação ao plano de cisalhamento, foi implementado ainda por MAHER & GRAY (1990) para o caso de inclusões aleatoriamente distribuídas em areias submetidas a ensaios triaxiais. Nesta implementação os autores empregaram uma análise estatística para prever a posição e quantidade de fibras em relação ao plano de cisalhamento.

Os autores utilizaram a distribuição de Poisson para o cálculo do número de fibras na massa de solo e seus pontos de intersecção com um plano qualquer; que se baseia nas seguintes hipóteses:

- um evento aleatório pode ocorrer em qualquer tempo ou ponto no espaço;
- a(s) ocorrência(s) de um evento em um dado intervalo de tempo ou de espaço acontece de forma independente em relação às ocorrências em outros intervalos não coincidentes;
- a probabilidade de ocorrência de um evento em um pequeno intervalo de tempo (Δt) é proporcional a Δt e definido como $v\Delta t$, onde v é o alcance médio de ocorrências de um evento (assumido constante) e a probabilidade de duas ou mais ocorrências no mesmo intervalo de tempo é desprezada.

Assim sendo, o número médio de fibras por unidade de volume (N_v) e o número médio de fibras atravessando uma unidade de área (N_s) são definidos como:

$$N_v = \frac{4\beta_f}{\pi l d^2} \quad (3.7)$$

$$N_s = \frac{2\beta_f}{\pi d^2} \quad (3.8)$$

Onde:

β_f : fração de volume em relação ao volume total de solo;

l : comprimento das fibras;

d : diâmetro das fibras.

O cálculo da contribuição das fibras para a resistência ao cisalhamento é dada por:

- Para $0 < \sigma_{conf} < \sigma_{crit}$:

$$\Delta S_r = N_s \left(\pi \frac{d^2}{4} \right) \left[2(\sigma_{conf} \tan \delta) \right] (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) (\zeta) \quad (3.9)$$

- Para $\sigma_{conf} > \sigma_{crit}$:

$$\Delta S_r = N_s \left(\pi \frac{d^2}{4} \right) \left[2(\sigma_{crit} \tan \delta) \right] (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) (\zeta) \quad (3.10)$$

Onde:

δ : ângulo de atrito entre solo e fibra;

ζ : coeficiente empírico que leva em conta a granulometria da areia e as propriedades das fibras, entre elas a relação L/d.

3.6.2 Modelo de dissipação de energia

Outro modelo, baseado nos conceitos de dissipação de energia, foi proposto por MICHALOWSKI & ZHAO (1996), citado por SCHAEFER *et al.* (1997). O modelo consiste de uma técnica de homogeneização baseada na energia, com uma abordagem

matemática rigorosa, para determinar o critério de ruptura para uma areia reforçada com fibras discretas aleatoriamente distribuídas.

A dissipação de energia da matriz de solo é assumida como zero (com lei de fluxo associada), cabendo esta somente às fibras.

As etapas constituintes da aplicação do método são:

- determinar a razão de dissipação de uma única fibra devido ao deslizamento e às deformações plásticas de tração;
- determinar a razão de dissipação de energia por unidade de volume de compósito;
- determinar o critério de ruptura a partir do balanço de energia, que relaciona a razão de dissipação de energia, $D(\epsilon'_{ij})$, à razão de trabalho das tensões macroscópicas.

O modelo requer cinco parâmetros para a previsão da tensão principal de ruptura: quantidade de fibra (ρ), razão de forma das fibras, tensão de plastificação da fibra (η), ângulo de atrito da interface solo-fibra (ϕ_w), e ângulo de atrito interno do solo (ϕ).

O critério de ruptura, estabelecido por MICHALOWSKI & ZHAO, é definido pela equação:

$$\frac{R}{\rho\sigma_0} = \frac{P}{\rho\sigma_0} \text{sen } \phi + \frac{1}{3} N \left(1 - \frac{1}{4\eta\rho} \frac{\cot\phi_w}{P/\rho\sigma_0} \right) \quad (3.11)$$

Onde N e os invariantes de tensão R e P são definidos por:

$$N = \frac{1}{\pi} \cos\phi + \left(\frac{1}{2} + \frac{\phi}{\pi} \right) \text{sen } \phi ,$$

$$R = \frac{\sqrt{\left(\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_y\right)^2}}{4} + \tau_{xy}^{-2} \quad \text{e} \quad 2P = \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 \quad (3.12)$$

Para o caso de puro arrancamento das fibras a equação 3.11 pode ser simplificada para:

$$\frac{R}{\rho\sigma_0} = \frac{P}{\rho\sigma_0} \left(\sin\phi + \frac{1}{3} N\rho\eta \tan\phi_w \right) \quad (3.13)$$

3.6.3 Correlação empírica

RANJAN *et al.* (1996) propuseram um modelo empírico para a resistência de areias reforçadas, baseado em uma análise de regressão múltipla de inúmeros resultados de ensaios triaxiais.

Segundo os autores, a resistência ao cisalhamento do solo reforçado é dada pela seguinte função:

$$\sigma_{lf} = f(w_f, l/d, \mu, \phi, \sigma_3) \quad (3.14)$$

Onde:

w_f : porcentagem de fibras em função do peso seco de solo;

l/d : razão de forma da fibra;

μ : coeficiente de atrito superficial;

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

Esta pode ser transformada para:

$$\sigma_{lf} = f(w_f, l/D, f^*, f, \sigma_3) \quad (3.15)$$

$$\text{Sendo} \quad f^* = \frac{c_a}{\sigma_N} + \tan\delta \quad \text{e} \quad f = \frac{c}{\sigma_N} + \tan\phi \quad (3.16)$$

Onde:

f^* : coeficiente de fricção superficial;

c_a : intercepto adesivo;

σ_N : tensão vertical;

ϕ_w : ângulo de atrito entre solo e fibra;

f : coeficiente de fricção do solo;

c : coesão do solo;

ϕ : ângulo de atrito do solo.

As equações encontradas pelos autores foram:

- Para $\sigma_3 \leq \sigma_{crit}$:

$$\sigma_{lf} = 12,3(w_f)^{0,4} (l/D)^{0,28} (f^*)^{0,27} (f)^{1,1} (\sigma_3)^{0,68} \quad (3.17)$$

- Para $\sigma_3 \geq \sigma_{crit}$:

$$\sigma_{lf} = 8,78(w_f)^{0,35} (l/D)^{0,26} (f^*)^{0,06} (f)^{0,84} (\sigma_3)^{0,73} \quad (3.18)$$

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A etapa da pesquisa denominada "programa experimental" teve como objetivo principal investigar o comportamento mecânico de uma argila, artificialmente cimentada e não cimentada, reforçada com fibras. Investigou-se a mudança dos parâmetros de deformabilidade, resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica, entre outros; diante da variação dos fatores PF (porcentagem de fibra), CF (comprimento de fibra), TC (tensão confinante) e PC (porcentagem de cimento).

4.2 VARIÁVEIS DE RESPOSTA

As variáveis de resposta, que são as grandezas mensuráveis utilizadas para representar as características de comportamento deste estudo e empregadas na análise do comportamento das misturas solo-cimento-fibra, são as seguintes:

- Tensão efetiva normal média na ruptura (p'_{rup});
- Tensão desvio na ruptura (q_{rup});
- Tensão efetiva normal média final (p'_{final});
- Tensão desvio final (q_{final});
- Módulo de deformação secante (E_s);

- Energia de deformação absorvida (E_{deform});
- Deformação axial na ruptura ($\epsilon_{a(rup)}$);
- Deformação volumétrica na ruptura ($\epsilon_{v(rup)}$);
- Deformação volumétrica final ($\epsilon_{v(final)}$);
- Condutividade hidráulica (k).

Alguns outros parâmetros, derivados das variáveis de resposta enumeradas anteriormente, foram ainda utilizados na análise do comportamento dos materiais, como por exemplo o intercepto coesivo (c') e o ângulo de atrito (ϕ') efetivos.

A seguir são apresentadas algumas definições básicas a respeito das grandezas empregadas na análise.

As variáveis p' e q , respectivamente, tensão efetiva média normal e tensão desvio, definidas em termos das tensões principais e aplicadas a uma situação axissimétrica de carregamento (WOOD, 1984) são calculadas pelas expressões:

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2 \times \sigma'_r}{3} = \frac{\sigma_a + 2 \times \sigma_r}{3} - u \quad (4.1)$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r = \sigma_a - \sigma_r \quad (4.2)$$

Onde:

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

σ_a, σ_r : tensões totais axial e radial, respectivamente;

u : poro-pressão.

As variáveis s' e t , empregadas usualmente para a visualização das envoltórias de resistência, são definidas em termos das tensões principais como:

$$s' = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2} - u = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2} \quad (4.3)$$

$$t = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2} = \frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{2} \quad (4.4)$$

O índice de fragilidade (I_F), conforme definido por MAHER & HO (1993), utilizado para se avaliar a forma de ruptura do material é definido pela equação:

$$I_F = \frac{q_{rup}}{q_{final}} - 1 \quad (4.5)$$

Devido às características dos materiais estudados neste trabalho, faz-se necessário o emprego de definições distintas de **ruptura**. A ruptura é tida, normalmente, como o ponto onde é atingida a máxima tensão desvio na curva tensão-deformação. Porém, em função da adição de fibras de polipropileno, as misturas não cimentadas reforçadas não se adaptam a esta definição. Adotou-se então a deformação correspondente à ruptura do solo sem fibras como critério de ruptura para o mesmo solo reforçado com fibras. Desta forma, se tem uma deformação correspondente à ruptura para as misturas não cimentadas de cada um dos três solos analisados.

A condição **última**, conforme é definida classicamente, se refere ao estágio onde não há mais deformações volumétricas e a tensão desvio atinge um patamar constante, porém como essa condição não foi atingida em praticamente nenhum dos ensaios com solos cimentados não reforçados, convencionou-se utilizar a condição denominada **final** para definir um estado de tensões aproximado do estado último.

Para os solos cimentados reforçados, sua condição final é definida em função da deformação correspondente à condição final dos mesmos solos cimentados não reforçados, de forma análoga à condição de ruptura das misturas solo-fibra não cimentadas

4.3 VARIÁVEIS INVESTIGADAS E VARIÁVEIS FIXAS

Em função do grande número de variáveis envolvidas no processo de reforço de solos, o programa experimental desta

pesquisa foi estruturado seguindo uma política de abordagem do problema, descrita a seguir: uma vez identificadas as variáveis mais relevantes na composição dos parâmetros de resposta medidos nos ensaios, analisa-se a influência destas variáveis variando-as de forma controlada, enquanto mantêm-se as demais variáveis fixas.

O presente trabalho se restringiu em avaliar a influência de um teor de fibra, do comprimento desta fibra e da tensão efetiva normal média inicial (p'_i) nos parâmetros de comportamento de uma argila e de uma argila adicionada de um teor de cimento.

4.4 PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa de ensaios está baseado em duas etapas. A primeira realizada objetivando caracterizar o solo empregado neste trabalho e a segunda, constituindo a etapa principal, avaliar seu comportamento. Na primeira etapa foram realizados ensaios de caracterização física da argila (ensaios de granulometria, limites de Atterberg e determinação da densidade real dos grãos) e ensaios de compactação.

O Quadro 4.1 apresenta um resumo mostrando o número de ensaios realizados na etapa de caracterização da argila.

Quadro 4.1 - Ensaio de caracterização

ENSAIOS DE LABORATÓRIO	SOLO NATURAL
Granulometria	3
Limite de Plasticidade	3
Limite de Liquidez	3
Densidade Real dos Grãos	3
TOTAL	12

Os ensaios de compactação foram realizados visando-se avaliar os efeitos da inclusão das fibras de polipropileno e do cimento nos parâmetros de compactação da argila. As misturas avaliadas foram: solo natural; solo + 7% de cimento e solo + 0,5% de fibras de 12mm.

A etapa principal baseou-se na realização de ensaios de compressão não confinada, compressão triaxial do tipo CID e ensaios de condutividade hidráulica.

Conhecidas as curvas de compactação das misturas solo-cimento-fibra, os ensaios de compressão não confinada compreenderam uma caracterização preliminar do comportamento resistente destas. Avaliou-se o perfil de resistência ao cisalhamento das misturas em questão ao longo da curva de compactação obtida para a energia Proctor Normal.

De acordo com a metodologia de planejamento de experimentos (NANNI & RIBEIRO, 1992), a etapa principal do programa experimental deste trabalho, referente aos ensaios triaxiais, pode ser encarada como um experimento fatorial cruzado com três fatores a níveis fixos, sem repetições, ou seja, foram ensaiadas todas as combinações possíveis entre os níveis dos três fatores: tensão efetiva média inicial (20, 60 e 100 kPa), porcentagem de cimento (0 e 7%) e comprimento de fibra (0, 12 e 36mm).

A porcentagem de fibras empregada foi de 0,5%, sendo esta quantidade calculada em relação à massa de solo seco. A porcentagem de cimento (7%) foi calculada em relação à massa de material seco (solo ou solo+fibra).

A partir dos ensaios triaxiais foi possível avaliar a influência dos seguintes efeitos nas variáveis de resposta:

- efeito principal da porcentagem de fibras (PF);
- efeito principal do comprimento das fibras (CF);
- efeito principal da porcentagem de cimento (PC);
- efeito principal da tensão de confinamento (TC);
- interação entre PF-PC e PF-TC;
- interação entre CF-PC e CF-TC;
- interação entre PC-TC;
- efeito quadrático de TC (TC^2).

Para a análise de regressão múltipla, os níveis investigados de cada fator foram codificados, ou seja, o intervalo estudado de cada fator foi transformado em um intervalo padrão. Tal medida permite analisar, diretamente no modelo encontrado, a parcela de influência de cada um dos fatores sobre a variável de resposta

A avaliação dos efeitos provocados exclusivamente pelo fator PF é bastante questionável, uma vez que a este fator encontra-se intrinsecamente relacionado sempre um comprimento de fibra. No entanto, os fatores PF e CF foram considerados como variáveis independentes nas análises estatísticas. Tal fato se justifica em razão das distintas alterações provocadas pelos dois fatores aos solos e torna imprescindível uma avaliação cuidadosa e crítica dos resultados de tais análises.

Os valores das variáveis investigadas, bem como os valores codificados, encontram-se relacionados no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Variáveis investigadas

CARACTERÍSTICA	VARIÁVEL ESPECÍFICA	VALORES INVESTIGADOS E CODIFICADOS
porcentagem de cimento	PC(%)	0 7% (-1) (1)
quantidade de fibra	PF(%)	0 0,5% (-1) (1)
comprimento de fibra	CF(mm)	0 12 36 mm (-1) (-0,3333) (1)
nível de tensões efetivas	p'_i	20 60 100 kPa (-1) (0) (1)

O teor de 7% de cimento foi definido por representar um valor extremo dentre os teores normalmente empregados para a estabilização físico-química de solos. O teor de 0,5% de fibras foi definido, em razão de estudos prévios (e.g. CONSOLI *et al.*, 1997, 1999 e 2000; MONTARDO, 1999; SPECHT, 1999) como sendo aproximadamente um limite superior para as fibras de polipropileno, considerando-se aspectos como trabalhabilidade e homogeneidade da mistura de solo-fibras.

Os níveis de tensões efetivas normais iniciais de 20, 60 e 100 kPa foram escolhidos por representarem níveis de tensões usuais em grande parte das obras de engenharia.

No Quadro 4.3 é apresentado o número de ensaios de condutividade hidráulica, compressão não-confinada e triaxiais realizados, totalizando 72 ensaios.

Quadro 4.3 - Ensaio de compressão e condutividade hidráulica

ENSAIOS DE LABORATÓRIO	teor de cimento	FIBRAS			TOTAL
		s/. fibra	fibra(12)	fibra(36)	
Compressão não confinada	7%		18	18	36
Compressão Triaxial	0%	3	3	3	18
	7%	3	3	3	
Condutividade hidráulica	0%	3	3	3	18
	7%	3	3	3	

Posteriormente, em função dos resultados encontrados, foram realizados dois ensaios triaxiais complementares, um empregando a areia e outro a areia-siltosa. Nestes ensaios as amostras foram levadas a grandes deformações, compatíveis com as deformações finais dos ensaios triaxiais com a argila.

4.5 MÉTODOS UTILIZADOS

Nos sub-itens subsequentes são apresentados os métodos de ensaio e demais procedimentos empregados durante o programa experimental.

4.5.1 Preparação dos corpos-de-prova

Na preparação dos corpos-de-prova, para os ensaios de compressão triaxial, de todas as misturas com a argila empregou-se a umidade de $29,5 \pm 0,5\%$, representando aproximadamente 3,5% acima da umidade ótima. Tal medida se justifica pois a finalidade do material em estudo é o emprego em camadas impermeáveis (*liners* e *cover liners*) e, sendo assim, sua condutividade hidráulica adquire um patamar de importância bastante elevado para nível de projeto. Segundo

DANIEL & KOERNER (1995) o ponto de menor permeabilidade é atingido com a umidade em torno de 2 a 4% acima da ótima.

A peso específico aparente seco utilizado para a compactação da argila foi $14,25 \text{ kN/m}^3$, ponto intermediário entre as curvas de compactação encontradas. Os parâmetros de compactação utilizados pelos respectivos autores para a realização dos ensaios triaxiais com a areia e o solo residual de arenito foram: $D_R=70\%$ e $w=10\%$ para a areia; e $\gamma_d=17,4 \text{ kN/m}^3$ e $w=15,9\%$ para a areia-siltosa.

A preparação dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais e de compressão não confinada compreendeu as seguintes etapas: mistura, moldagem, acondicionamento e cura.

a) Mistura:

Todos os materiais (solo, cimento, fibras e água) foram pesados com resolução de $0,01 \text{ gf}$. Em seguida foram misturados o solo e o cimento, com o auxílio de uma espátula metálica e, então, foi adicionada imediatamente a água.

A prática corrente recomenda, no caso de solos argilosos, elaborar a mistura da água e do solo e deixá-la por 24h até sua homogeneização. Tal prática foi testada para misturas sem cimento e poucos benefícios foram obtidos. Manteve-se, então, uma metodologia de moldagem uniforme, processando-se as misturas cimentadas e sem cimento da mesma forma

Após adicionada a água e obtida a homogeneidade desejada, eram então acrescentadas as fibras. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de umidade por evaporação.

Cuidados foram tomados também para se efetuar a moldagem o mais rápido possível (15min em média), pois as reações do cimento começam a se processar no momento em que este entra em contato com a água (CLOUGH *et al.*, 1979).

As quantidades de cimento, fibra e água foram determinadas em relação à massa de material seco. O percentual de fibra é aplicado sobre a massa do solo seco e a percentagem de cimento sobre a massa de solo mais fibra.

b) Moldagem:

Imediatamente após a mistura, a amostra era compactada em três camadas no interior de um molde plástico bi-partido, devidamente lubrificado, de 5cm de diâmetro e 10 cm de altura. O controle da densidade foi feito monitorando-se a altura de cada camada. Ao final desta etapa uma pequena amostra de material era retirada para o controle da umidade.

A técnica de compactação empregada foi a forma estática, na qual um êmbolo metálico é introduzido dentro do molde a uma velocidade aproximadamente constante, compactando assim o solo.

c) Acondicionamento:

Ao ser extraído do molde, o corpo-de-prova tinha suas dimensões e massa registrados com resolução de 0,01cm e 0,01g e era então imediatamente acondicionado em um saco plástico devidamente identificado e vedado para evitar mudanças no seu teor de umidade.

d) Cura:

Os corpos-de-prova assim obtidos e destinados aos ensaios triaxiais eram deixados em repouso durante 3 dias, no quarto dia eram instalados dentro da câmara triaxial, sendo cisalhados apenas no quinto ou sexto dia, após o ensaio de condutividade hidráulica.

Já os corpos-de-prova para os ensaios de compressão não confinada eram deixados por 5 dias em repouso, sendo os últimos 2 dias em imersão e ensaiados no quinto ou sexto dias, completando o mesmo tempo de cura dos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais.

4.5.2 Ensaios de caracterização física

A fim de caracterizar o solo, foram realizados ensaios de granulometria (com e sem defloculante), limites de Atterberg e determinação da densidade real dos grãos.

As determinações do teor de umidade para a caracterização dos materiais e controle de moldagem dos corpos-de-prova seguiram o método descrito na norma NBR 6457 (ABNT, 1986a).

A análise granulométrica realizada por peneiramento e sedimentação (com e sem defloculante) foi executada seguindo o método descrito na norma NBR-7181 (ABNT, 1984c). O agente defloculante utilizado foi o hexa-metafosfato de sódio.

A determinação da densidade real dos grãos foi aplicada ao solo sem adição de acordo com a norma NBR-6508 (ABNT, 1984d).

Os limites de liquidez (*LL*) e plasticidade (*LP*) foram determinados seguindo os métodos previstos nas normas NBR-6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984b), respectivamente.

4.5.3 Ensaios de compactação

Para os ensaios de compactação as amostras de solo foram preparadas conforme a norma NBR 6457 (ABNT, 1986a). O ensaio de compactação em si foi realizado conforme prescrito na norma NBR 7182 (ABNT, 1986b).

As misturas investigadas foram solo natural, solo + 7% cimento e solo + 0,5% de fibra de 12mm de comprimento.

4.5.4 Ensaios de compressão não-confinada

Os ensaios de compressão não confinada foram realizados de acordo com os procedimentos prescritos na norma NBR 12770 (ABNT, 1992). O equipamento empregado consistiu de uma prensa Wykeham Farrance instrumentada com uma célula de carga, marca Kratos, e um transdutor de deslocamento Gefran conectados a um

sistema automatizado de leitura e registro dos dados. A velocidade de carregamento empregada foi de 0,06mm/min.

4.5.5 Ensaios de compressão triaxial

Os ensaios de compressão triaxial drenados do tipo CID (consolidado isotropicamente drenado) foram executados sob carregamento estático. Os procedimentos adotados foram basicamente os descritos por BISHOP & HENKEL (1962).

O processo de saturação das amostras foi feito de duas maneiras: (1) pela percolação de água, da base para o topo; (2) pela aplicação de contra-pressão entre 400 e 500 kPa.

A pressão aplicada para percolação foi de 22 kPa para os ensaios com tensões efetivas médias iniciais de 100 e 60 kPa e de 9kPa para os ensaios com $p'_i = 20$ kPa. Tais cuidados foram tomados para evitar o pré-adensamento da amostra.

A velocidade de carregamento de ensaio empregada para todas as misturas com caulim foi de 0,006mm/min em função de sua permeabilidade muito baixa.

A seguir são relatadas as principais características do equipamento empregado nos ensaios triaxiais:

- Prensa: marca Wykeham Farrance, modelo WF 10056 Trittech 50, com capacidade máxima de 50 kN;
- Câmara triaxial: marca Wykeham Farrance, modelo WF 11144;
- Sistema de aplicação de pressão: células de pressão com interface ar/água, onde o nível máximo de pressão aplicado foi de 700 kN/m²;
- Aquisição de dados: conversor analógico/digital (data-logger) da Helwett Packard e um microcomputador PC/AT 386;

- Medidores de pressão confinante e poro-pressão: transdutor de pressão da marca Druck, modelo PDCR 810, com capacidade de 700 kN/m²;
- Medidores de variação volumétrica: para medição externa da variação volumétrica do corpo-de-prova utilizou-se um transdutor tipo Imperial College;
- Medidores de deformação: transdutor de deslocamento marca Gefran, modelo LTM 50Sm, como medidor externo e instrumentação interna composta por três sensores de efeito Hall (Soares *et al.*, 1994), dois para medição de deformação axial e um para a deformação radial;
- Medidores de força axial: célula de carga da marca Kratos, modelo KM.

4.5.6 *Ensaio de condutividade hidráulica*

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados segundo os procedimentos prescritos na norma ASTM D5084 (ASTM, 1997).

Os ensaios foram realizados dentro da câmara triaxial, após a aplicação da contrapressão, na qual era conectado um permeâmetro de carga constante cuja diferença de pressões era aplicada com uma coluna de mercúrio.

A condutividade hidráulica (k) do material foi calculada pela seguinte fórmula:

$$k = \frac{\gamma_w \cdot L}{H_{Hg}} \times \frac{a \cdot \Delta h}{A} \times \frac{1}{(\gamma_{Hg} - \gamma_w) \cdot \Delta t} \quad (4.6)$$

Onde:

γ_w, γ_{Hg} : pesos específicos da água e do mercúrio;

A, L : área e altura da amostra, respectivamente;

a : área do tubo onde é medido o volume d'água que passa através da amostra;

Δh : variação do nível d'água;

H_{Hg} : altura da coluna de mercúrio;

Δt : intervalo de tempo medido para a passagem de um volume $a \times \Delta h$ de água.

O gradiente hidráulico, aplicado às amostras para a execução do ensaio, foi de aproximadamente 25 para as amostras com tensões efetivas médias iniciais de 100 e 60 kPa e aproximadamente 12 para as amostras com tensão efetiva média inicial de 20 kPa.

A saturação das amostras foi garantida pela aplicação de contra-pressões em torno de 400kPa, medindo-se valores de parâmetro B acima de 0,98 para as amostras não cimentadas e acima de 0,85 para amostras cimentadas.

Aos valores de condutividade hidráulica obtidos foram aplicadas correções em relação à temperatura da água no momento do ensaio e à variação da área a da tubulação em função da aplicação da contra-pressão.

4.6 MATERIAIS UTILIZADOS

Nos itens subsequentes são descritos os materiais alvo de estudos desta pesquisa e também os materiais utilizados por MONTARDO (1999) e ROTTA & HEINECK (1999) de onde foram extraídos os resultados dos ensaios triaxiais para posterior análise.

4.6.1 Os solos

a) Argila:

O solo utilizado nesta pesquisa é uma argila-siltosa, constituída basicamente pelo argilo-mineral caulinita e haloisita e, em menor proporção, illita. O termo "argila" foi empregado nesta dissertação para denominar este material.

O caulim é um solo com baixo teor de ferro, apresentando uma cor branca ou quase branca (rosa). Os caulins contêm silicatos de alumínio (hidratados cristalinos de composição química $Al_2.2SiO_2.2H_2O$) e outros metais além de impurezas ou materiais absorvidos.

O caulim utilizado nesta pesquisa é denominado comercialmente de "caulim rosa", é originário do município de Pântano Grande e foi cedido pela empresa HAABE CALCÁREOS S/A.

No Quadro 4.4 são apresentadas as propriedades físicas do caulim, determinadas no presente trabalho. Sua curva granulométrica com defloculante é apresentada na Figura 4.1.

Quadro 4.4 - Propriedades físicas da argila

PROPRIEDADES FÍSICAS	VALORES MÉDIOS
Peso Específico Real dos Grãos	26,4 kN/m ²
% areia fina	1,5%
% silte	47,5%
% argila	51%
Limite de Liquidez	39%
Limite de Plasticidade	34%
Índice de Plasticidade	5%

b) Areia-siltosa:

Este solo, empregado por ROTTA & HEINECK (1999), consiste de um solo residual de arenito da Formação Botucatu (horizonte C), classificado em função da sua granulometria como uma areia fina siltosa. O termo "areia-siltosa" foi escolhido para representar este solo ao longo desta dissertação.

As propriedades físicas médias da areia-siltosa são apresentadas no Quadro 4.5 e sua curva granulométrica na Figura 4.1.

Quadro 4.5 - Propriedades físicas da areia-siltosa (PRIETTO, 1996)

PROPRIEDADES FÍSICAS	VALORES MÉDIOS
Peso Específico Real dos Grãos (γ_s)	27,0 kN/m ²
Coeficiente de uniformidade (C_u)	32
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,0028mm
% de areia média	2,4%
% de areia fina	46%
% de silte	32,6%
% de argila	19,0%
Limite de Liquidez (LL)	22%
Limite de Plasticidade (LP)	15%
Índice de Plasticidade (IP)	7%

c) Areia:

A areia estudada por MONTARDO (1999) trata-se de uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme extraída de uma jazida localizada no município de Osório/RS.

SPINELLI (1999) verificou que o quartzo corresponde a 99% da composição mineralógica da areia, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita.

DIAZ (1998) também realizou ensaios de distribuição granulométrica e determinação dos índices físicos da areia, que são apresentados na Figura 4.1 e no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Propriedades físicas da areia de Osório (MONTARDO, 1999)

PROPRIEDADES FÍSICAS	VALORES MÉDIOS
Peso Específico Real dos Grãos (γ_s)	26,2 kN/m ²
Coeficiente de uniformidade (C_u)	1,9
Coeficiente de curvatura (C_c)	1,2
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,16mm
% de areia fina	100%
Índice de vazios mínimo (e_{min})	0,57
Índice de vazios máximo (e_{max})	0,85

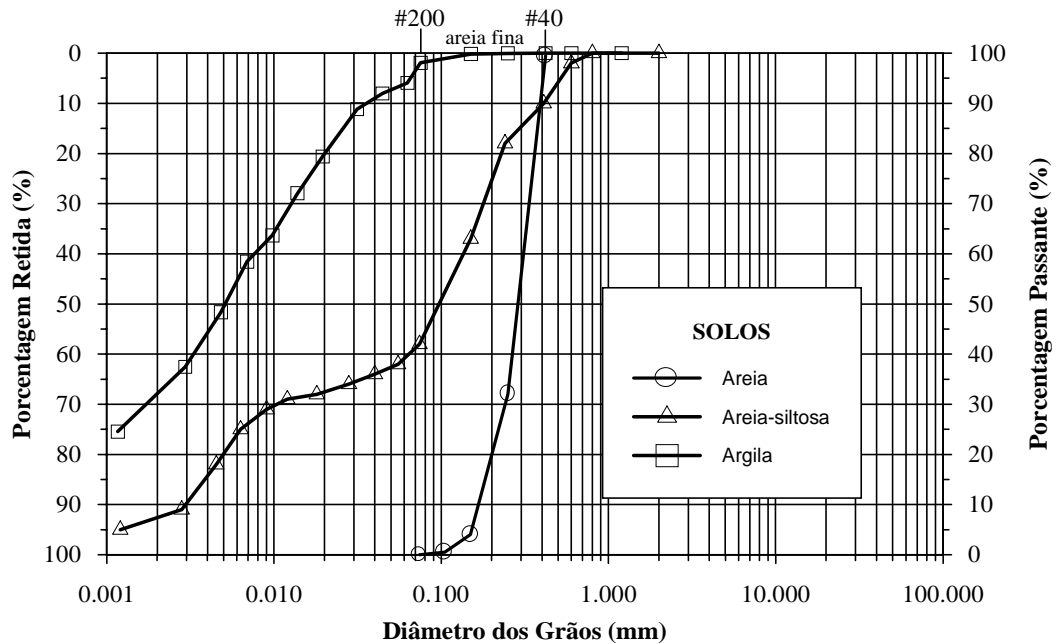


FIGURA 4.1 - Curvas granulométricas dos três solos analisados

4.6.2 O Cimento

O cimento utilizado nesta pesquisa assim como na pesquisa realizada por ROTTA & HEINECK(1999) e MONTARDO (1999) foi o cimento tipo CP-V Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI). As características físicas e mecânicas do cimento foram fornecidas pela Camargo Corrêa Industrial S.A. através do certificado de análise número 277/98 e são apresentadas no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Características físicas e mecânicas do cimento CP V - ARI (MONTARDO, 1999)

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

O fato que determinou o seu emprego foi a ausência da parcela pozolânica, presente no cimento Portland pozolânico, também disponível no mercado regional. Tal composição confere ao cimento ARI maior rapidez no ganho de resistência, ao

contrário da parcela de pozolana cujas reações seriam desprezadas para o período de cura empregado nesta pesquisa.

4.6.3 A água

A água utilizada na moldagem dos corpos-de-prova foi água potável, também empregada por MONTARDO (1999) e ROTTA & HEINECK (1999).

4.6.4 As fibras

As fibras empregadas nesta pesquisa assim como nos estudos de MONTARDO (1999) e ROTTA & HEINECK. (1999) são fibras de polipropileno, fabricadas pela Fitesa e Filamentos S.A. Seu título, usado na indústria têxtil, é 3,3 *dtex*, referente a sua espessura (1 *dtex* = 1g/10000m). Baseado na definição de *dtex*, na densidade relativa das fibras de polipropileno (0,91) e em imagens de microscopia eletrônica (Figura 4.2), estima-se que o diâmetro destas fibras seja algo em torno de 23 μm .

Segundo o fabricante, cada fibra de 3,3 *dtex* suporta uma carga de tração de 0,05N. Estima-se que a resistência à tração na ruptura seja de 120MPa, apresentando com um módulo de 3GPa e alongamento de ruptura de 80%.

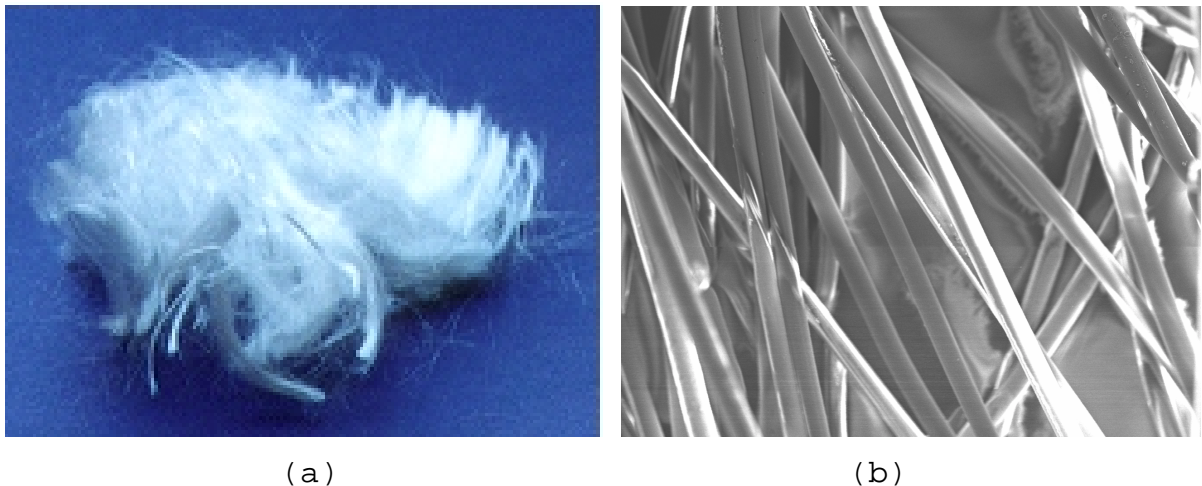


FIGURA 4.2 - Fibras de polipropileno (a)cortadas em comprimento de 24mm; (b)imagem de microscopia eletrônica de varredura com aumento de 230x (MONTARDO, 1999)

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos itens seguintes, em primeira instância, serão apresentados os resultados das misturas com a argila e nos itens subsequentes os resultados apresentados por ROTTA & HEINECK (1999) e MONTARDO (1999) empregando, respectivamente, a areia-siltosa e a areia.

Os demais materiais, que não o solo, e respectivos teores empregados na realização dos ensaios com a argila foram exatamente os mesmos utilizados por MONTARDO (1999) e ROTTA & HEINECK (1999).

5.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Na Figura 5.1 são apresentadas as curvas de compactação encontradas para as misturas: argila, argila + 7% de cimento e argila + 0,5% de fibra de 12mm de comprimento.

Como pode-se verificar, a inclusão de fibras assim como a inclusão de cimento não causaram alterações significativas para os parâmetros ótimos de compactação da argila, corroborando com resultados obtidos por NÚÑEZ (1991) para a adição de cimento e por vários autores com relação à adição de fibras (e.g. MAHER & HO, 1994; AL WAHAB & AL-QURNA, 1995; NATARAJ *et al.*, 1996; ULBRICH, 1997; CONSOLI *et al.*, 1999).

Em função disso, assumiu-se que a adição de cimento e fibras simultaneamente também não afetaria de forma significativa os parâmetros de compactação do material.

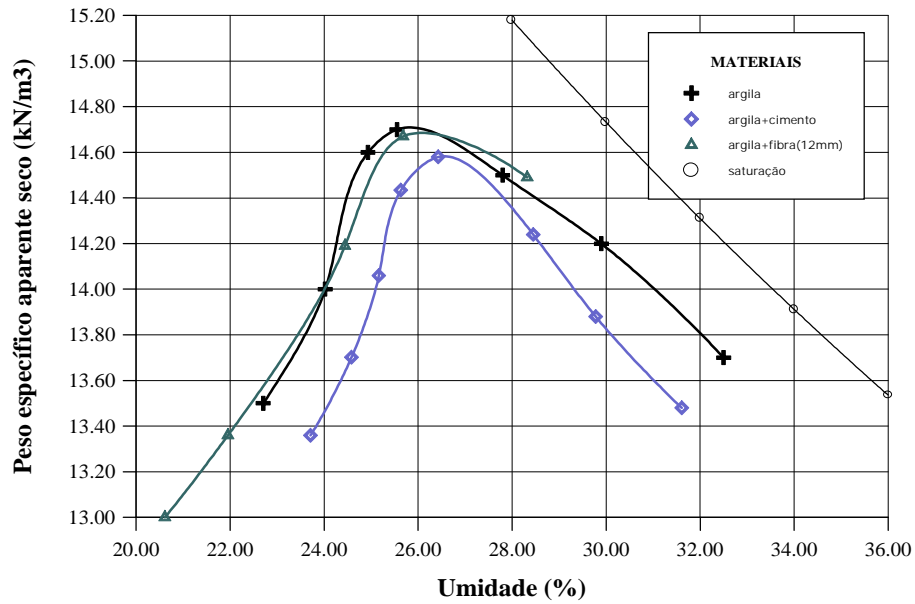


FIGURA 5.1 - Curvas de compactação da argila, argila + 7% de cimento e argila + 0,5% de fibras (12mm).

5.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Na Figura 5.2 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão simples de misturas argila-cimento-fibras plotados conjuntamente com a curva de compactação da argila.

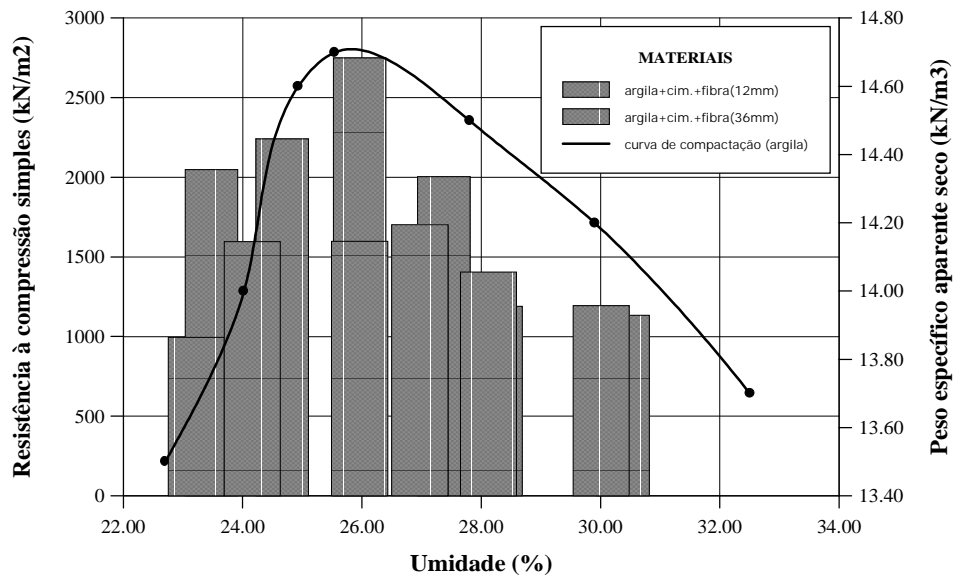


FIGURA 5.2 - Resistências à compressão simples de misturas argila + 7% de cimento + 0,5% de fibras

Observa-se que a resistência do material varia com a umidade de moldagem da amostra e o pico de resistência encontra-se muito próximo da umidade ótima de compactação no caso das fibras de 12mm. Observa-se também, no tramo seco da

curva, uma nítida queda na resistência com o aumento no comprimento das fibras.

5.4 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Nas Figuras 5.3 e 5.4 é apresentado a influência da tensão efetiva inicial na condutividade hidráulica das misturas com a argila e argila cimentada, respectivamente.

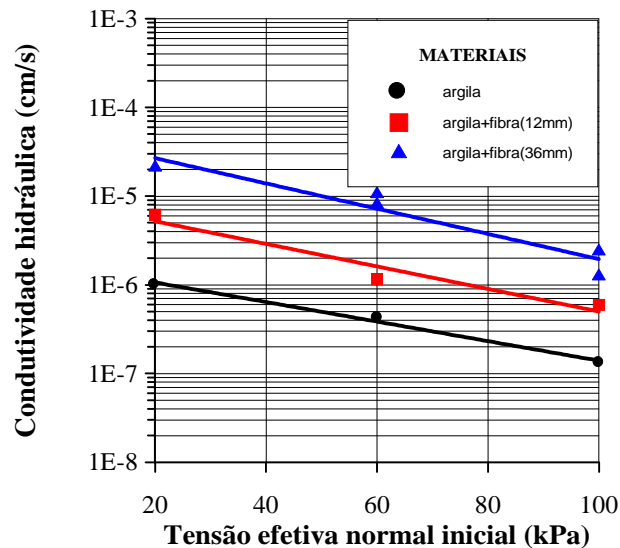


FIGURA 5.3 - Valores de condutividade hidráulica para a argila adicionada de fibras

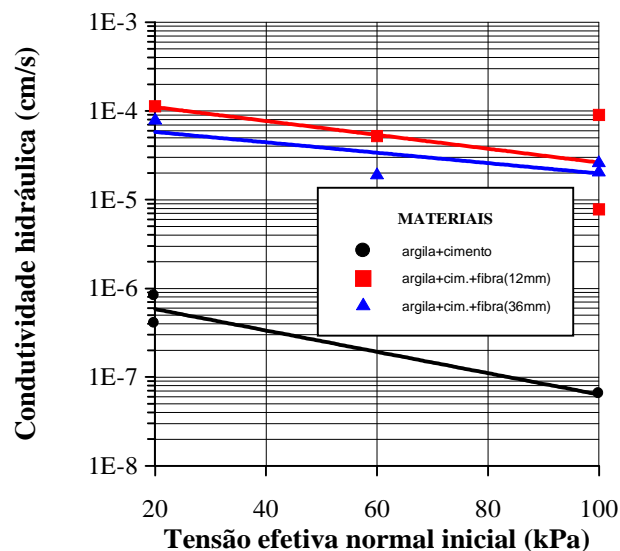


FIGURA 5.4 - Valores de condutividade hidráulica para a argila cimentada adicionada de fibras

Assim como vários autores (e.g. BUENO *et al.*, 1996; MAHER & HO, 1994; AL WAHAB & EL-KEDRAH, 1995) já haviam relatado, a adição de fibras provoca um aumento da condutividade hidráulica da argila.

No caso da argila não cimentada ambos os fatores PF (porcentagem de fibra) e CF (comprimento da fibra) aumentaram a permeabilidade do solo. O nível de tensões médias iniciais, TC (tensão confinante), também altera a permeabilidade do material. A análise da Figura 5.3 não revela interação alguma entre o fator TC e os demais fatores estudados PF e CF.

Para o solo cimentado, como é claramente mostrado pela Figura 5.4, a presença das fibras exerce um efeito predominante em relação ao comprimento destas. Ao adicionarmos fibras tem-se um aumento grande da condutividade hidráulica. No entanto, contrariamente ao que se esperava, aumentando o comprimento das fibras observou-se uma pequena redução na condutividade hidráulica.

Analisando as Figuras 5.3 e 5.4 conjuntamente vemos que a adição somente de cimento provoca uma redução, ainda que muito pequena, da permeabilidade, corroborando com observações feitas por BELEZZA & PASQUALINI (1997). Como já era esperado, pode-se identificar uma certa interação entre a quantidade de cimento e as tensões efetivas iniciais pois estas exercem menor influência na presença de cimento.

As observações feitas com relação às mudanças na condutividade hidráulica possuem uma importância grande em obras de engenharia pois a influência dos fatores PC, PF e CF, alterando as condições de drenagem do material, pode alterar o comportamento deste frente a certas solicitações, além de resultar valores de condutividade hidráulica fora dos limites requeridos para projetos de *liners* e *cover liners*.

5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS

Este item se encontra dividido em três partes, sendo na primeira delas apresentados os resultados com a argila, referente aos resultados obtidos pelo programa experimental previsto neste trabalho. As demais partes que se seguem

apresentam os resultados dos ensaios triaxiais com a areia-siltosa e com a areia.

5.5.1 Argila

Os ensaios de compressão triaxial inicialmente previstos pelo programa experimental deste trabalho somam um total de 18 ensaios. As Figuras 5.5 e 5.6 mostram as curvas tensão versus deformação axial e variação volumétrica versus deformação axial, resultantes dos ensaios triaxiais com a argila. No Quadro 5.1 é apresentado um resumo destes ensaios. Devido ao caráter completamente dúctil do solo, não foi definido a condição final para as misturas com a argila.

A partir destas curvas, vários pontos relacionados à influência da adição de fibras e do comprimento destas fibras serão discutidos nos itens subseqüentes, tais como (1) a variação da tensão desvio na ruptura, (2) o modo de ruptura, (3) a variação volumétrica durante o cisalhamento, (4) a rigidez inicial e os níveis de deformação na ruptura, (5) as envoltórias de resistência, (6) variação dos parâmetros de resistência e (7) o comportamento pós-ruptura.

Em linhas gerais, como esperado, o comportamento tensão X deformação da argila pode ser descrito como sendo dúctil e com um baixo módulo de elasticidade inicial. Características estas completamente distintas da matriz cimentada, que apresenta um comportamento extremamente frágil e uma rigidez inicial muito grande.

A adição de fibras causa o aumento da resistência para o caso da argila não cimentada e uma redução da mesma para a argila cimentada. Mas as características mais marcantes do material reforçado com fibras são observadas para níveis elevados de deformação, onde pode ser observada a redução da queda de resistência pós-pico, para o caso da matriz cimentada, e contínuo crescimento da tensão na curva tensão-

deformação do material, para o caso da matriz não cimentada. Com relação à variação volumétrica, tanto para a argila cimentada quanto para a argila não cimentada, a adição de fibras provoca um aumento da compressibilidade.

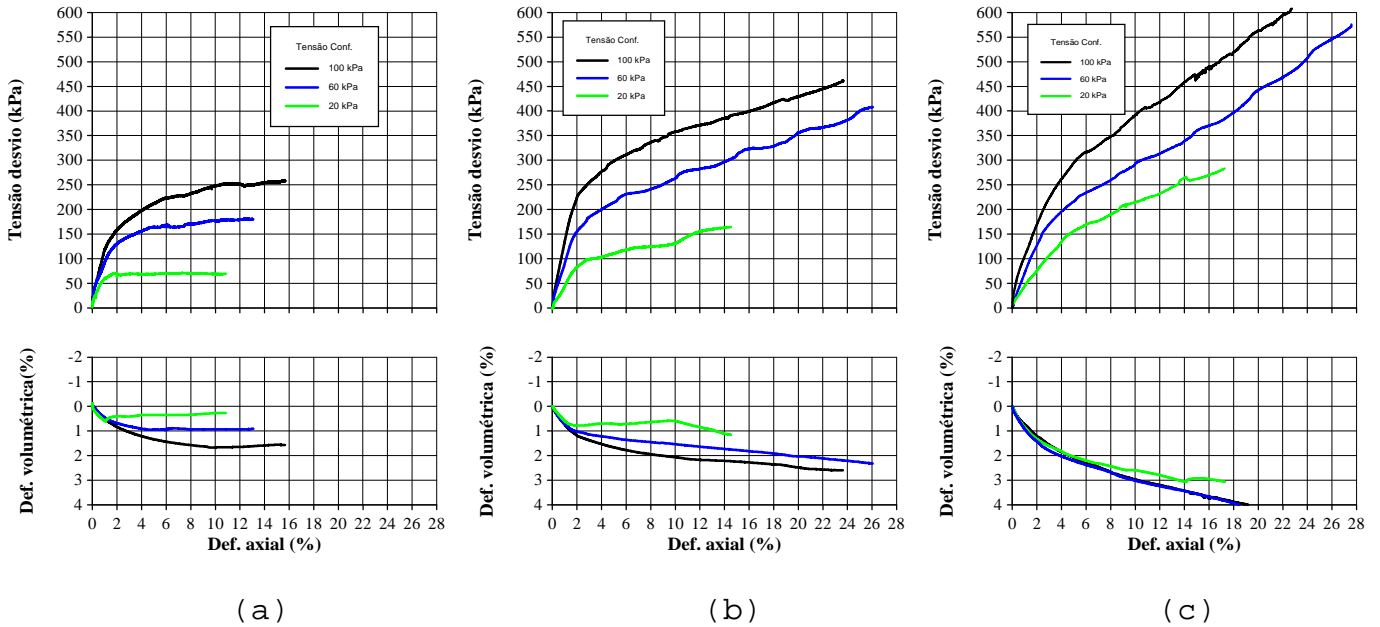


FIGURA 5.5 - Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da argila: (a)solo sem fibra; (b)solo + fibras (CF12); (c)solo + fibras (CF36)

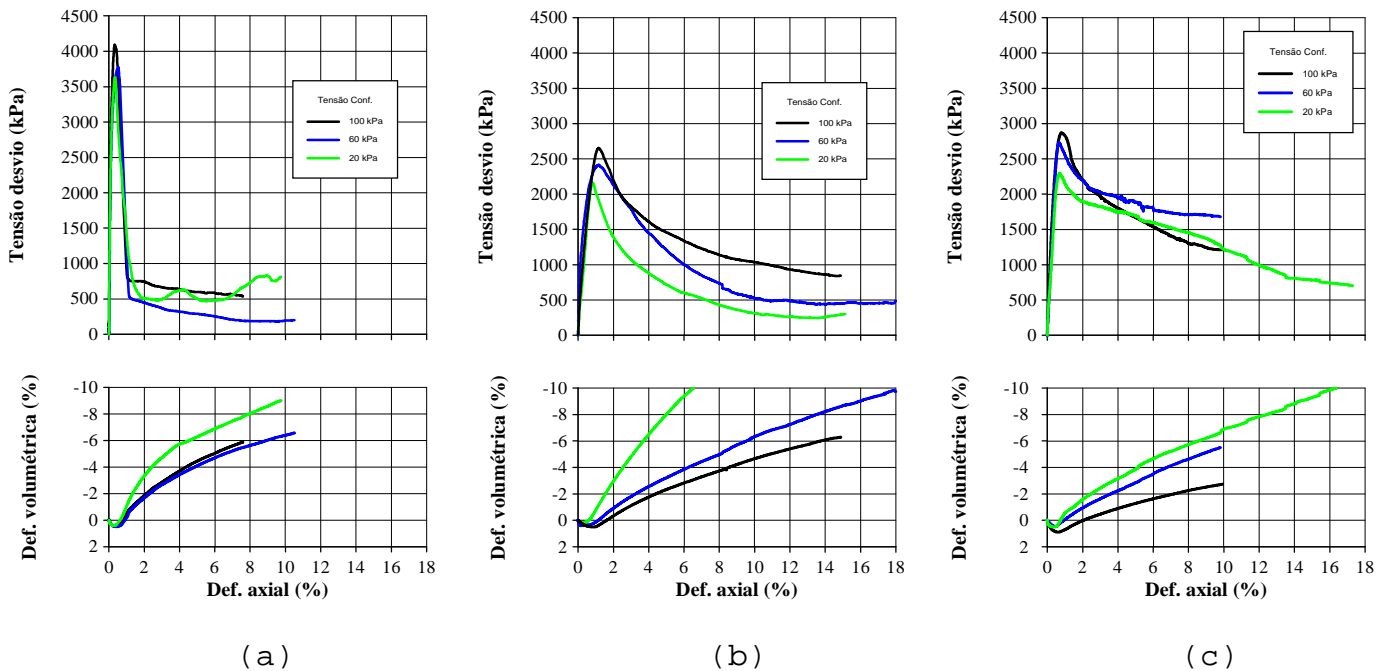


FIGURA 5.6 - Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da argila cimentada: (a)solo sem fibra; (b)solo + fibras (CF12); (c)solo + fibras (CF36)

Quadro 5.1 - Resumo dos ensaios triaxiais drenados com a argila

ENSAIO (*)	e_0	p'_{rup} (kPa)	q_{rup} (kPa)	e_{rup}	ϕ' (graus)	c' (kPa)	p'_{final} (kPa)	q_{final} (kPa)	e_{final}	ϕ'_{final} (graus)	c'_{final} (kPa)
Argila (TC20)	0,864	39,54	71,10	0,857	31,9	11,68	-	-	-	-	-
Argila (TC60)	0,848	113,35	173,56	0,827			-	-	-		
Argila (TC100)	0,860	185,10	259,00	0,830			-	-	-		
Argila (CF12/TC20)	0,870	76,52	175,00	0,856	36,1	33,51	-	-	-	-	-
Argila (CF12/TC60)	0,853	166,77	323,13	0,838			-	-	-		
Argila (CF12/TC100)	0,844	231,18	399,42	0,809			-	-	-		
Argila (CF36/TC20)	0,844	105,12	267,68	0,808	34,6	58,52	-	-	-	-	-
Argila (CF36/TC60)	0,861	175,05	360,75	0,800			-	-	-		
Argila (CF36/TC100)	0,854	264,64	490,51	0,786			-	-	-		
Argila (PC7/TC20)	0,867	1232,17	3631,83	0,859	51,3	604,67	186,05	481,05	0,995	43,06	0
Argila (PC7/TC60)	0,803	1333,40	3820,17	0,793			117,08	188,97	0,902		
Argila (PC7/TC100)	0,852	1472,52	4136,23	0,843			275,49	536,34	0,961		
Argila (PC7/CF12/TC20)	0,849	735,24	2134,69	0,855	53,0	324,83	172,12	425,92	1,063	57,91	9,39
Argila (PC7/CF12/TC60)	0,837	863,30	2412,60	0,837			310,05	735,68	0,929		
Argila (PC7/CF12/TC100)	0,876	976,12	2656,55	0,869			474,44	1138,25	0,946		
Argila (PC7/CF36/TC20)	0,873	791,17	2296,86	0,871	55,0	330,70	509,91	1454,72	0,980	65,23	105,60
Argila (PC7/CF36/TC60)	0,862	988,67	2778,44	0,858			604,31	1700,57	0,950		
Argila (PC7/CF36/TC100)	0,851	1076,61	2928,26	0,836			548,41	1349,40	0,893		

(*) PC = porcentagem de cimento; CF = comprimento de fibra; TC = tensão confinante.

Conforme definido no Capítulo 4, o critério de ruptura adotado para as amostras reforçadas está relacionado a um nível de deformação, fixado a partir do comportamento do solo não reforçado. Desta forma, a ruptura para a **condição de pico da argila** se dá aos 16% de deformação e para a **condição final da argila cimentada** aos 8%.

Para duas amostras artificialmente cimentadas, argila (PC7/TC20) e argila (PC7/CF12/TC20)¹, nota-se um comportamento pós-pico fora do padrão das demais amostras da mesma mistura. Em ambos os casos tais comportamentos se justificam pela formação diferenciada dos planos de ruptura. Tais rupturas serão comentadas com maiores detalhes mais adiante.

A seguir é analisada a influência da inserção do reforço sob vários aspectos do comportamento da argila.

a) Módulo de deformação:

O módulo secante inicial medido à deformação de 0,01% não pôde ser analisado pois a dispersão dos valores apresentou-se muito grande. A variação do módulo medido a 0,1% de deformação axial é apresentada na Figura 5.7.

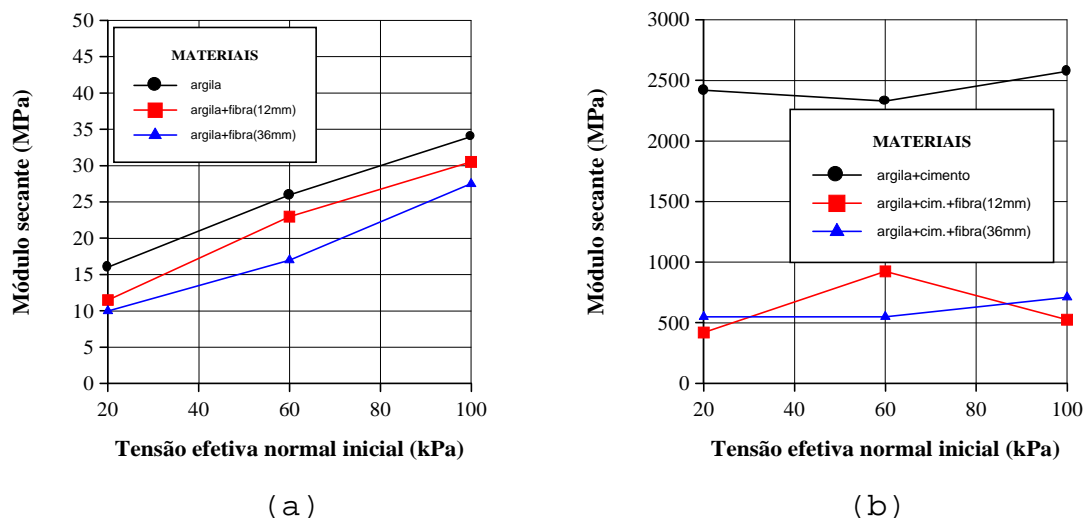


FIGURA 5.7 - Módulos de deformação secante $E_{s(0,1\%)}$ (a) da argila; (b) da argila cimentada

Apesar de alguma dispersão, observa-se claramente uma queda no módulo secante ($E_{s(0,1\%)}$) pela adição das fibras tanto

¹ De acordo com a nomenclatura adotada na Tabela 5.1.

para o solo cimentado como para o solo não cimentado, sendo esta influência muito menor para a argila não cimentada.

Para o solo cimentado a adição de fibras provoca uma quebra brusca do módulo secante. A influência do aumento no comprimento das fibras sobre o módulo não se mostrou muito bem definida, mas a ordem de grandeza de suas alterações é inferior a provocada pela adição das fibras de 12mm.

b) Resistência ao cisalhamento:

Através de análises de regressão múltipla, a resistência ao cisalhamento da argila pode ser expressa pelo seguinte modelo (empregando-se os valores codificados para os fatores):

$$q_{rup} [kPa] = -417,63PF + 170,19CF + 1497,43PC + 191,07TC + 85,21PC \times TC - 446,38PF \times PC + 96,39CF \times PC + 1767,84 \quad (5.1)$$

O modelo responde por uma variabilidade de 99,87% dos valores de q_{rup} , isto é, $R^2_{ajustado} = 0,9987$; apresentando um erro padrão (ϵ_p) de 52,491. Como já se esperava, a porcentagem de cimento é o fator principal na composição da resistência.

A análise dos demais fatores é melhor compreendida retirando-se o efeito de PC, ou seja, substituindo-o pelos respectivos valores codificados. Sendo assim, temos:

- Para a argila não cimentada:

$$q_{rup} [kPa] = 28,75PF + 73,80CF + 105,86TC + 270,41 \quad (5.2)$$

- Para a argila cimentada:

$$q_{rup} [kPa] = -864,01PF + 266,58CF + 276,28TC + 3265,27 \quad (5.3)$$

Observa-se os fatores PF e CF atuando de forma significativa na definição da resistência. A interação de PC com PF, CF e TC é evidenciada pela diferença dos coeficientes destes nos modelos 5.2 e 5.3. O efeito da adição das fibras (PF), que contribui aumentando a resistência da argila, passa

a atuar de forma contrária na argila cimentada, reduzindo fortemente a resistência desta.

As envoltórias de resistência das misturas em questão são apresentadas na Figura 5.8. Cabe lembrar aqui que, para fins de análise, na Fig. 5.8 assim como em todas as demais figuras que empregarem esta convenção de cores (preto, vermelho e azul), a diferença entre as linhas preta e vermelha se deve à variação de dois fatores, PF e CF, e a discrepância entre as linhas vermelha e azul se deve exclusivamente à mudança de CF.

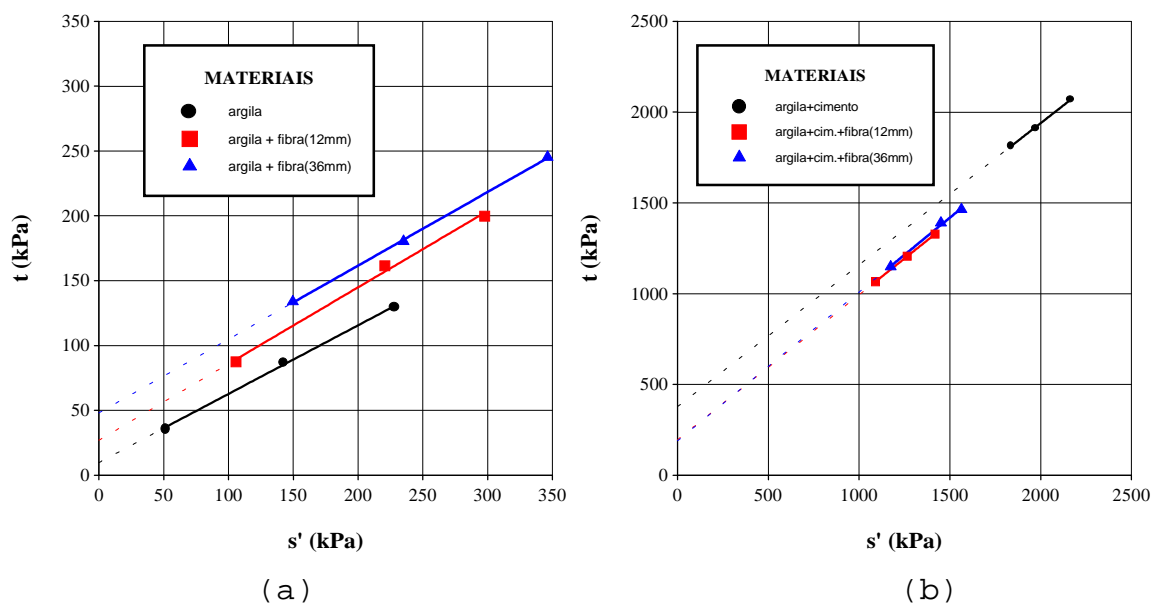


FIGURA 5.8 - Envoltórias de resistência (a)da argila;
(b)da argila cimentada

Todas as envoltórias obtidas são essencialmente lineares para os níveis de tensão ensaiados, apresentando coeficientes de determinação R^2 muito próximos da unidade. Os valores de c' e ϕ' são apresentados no Quadro 5.1.

c) Modo de ruptura:

De forma geral, foram observadas duas formas de ruptura bem definidas: 1) ruptura frágil, características de materiais muito rígidos, que é acompanhada por uma queda brusca da resistência após a ruptura e pela formação de planos de ruptura bem definidos; 2) ruptura dúctil, característica das

areias fofas e argilas moles, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa da resistência após a tensão desvio máxima. Enquanto que, no primeiro caso, a amostra após a ruptura se comporta essencialmente como dois blocos rígidos deslizando-se um sobre o outro, na ruptura dúctil observam-se deformações distribuídas por toda a amostra, sendo esta forma de ruptura conhecida como "bulging".

Todas as amostras não cimentadas apresentaram ruptura dúctil, enquanto que para as amostras cimentadas observou-se o tipo de ruptura frágil, com planos de ruptura bem definidos formando ângulos θ_{crit} , com o plano onde atua a tensão principal maior (conforme definido por LAMBE & WITHMAN, 1979), entre 61 e 67 graus.

Em duas amostras, argila (PC7/TC20) e argila (PC7/CF12/TC20), apresentadas na Figura 5.9, foram observados padrões distintos na formação dos planos de ruptura.



FIGURA 5.9 - Amostras apresentando formação diferenciada dos planos de ruptura (a) argila (PC7/TC20); (b) argila (PC7/CF12/TC20)

Na amostra não reforçada, Fig. 5.9a, vemos a formação de uma cunha na parte superior do corpo-de-prova. Esta forma de ruptura foi observada para duas amostras uma vez que, constatada tal ruptura, outra amostra foi ensaiada com o

intuito de eliminar a hipótese de problemas relacionados com a moldagem do corpo-de-prova. Para a amostra reforçada, Fig. 5.9b, vemos a formação de dois planos de ruptura orientados de forma perfeitamente simétrica em relação ao eixo do corpo-de-prova; ambos os planos com $\theta_{crit} = 66^\circ$. Ruptura similar foi reportada por PETLEY *et al.* (1993), para um calcário cisalhado sob condições de carregamento não drenadas e consolidado a uma tensão baixa.

A formação de padrões típicos de ruptura para ensaios triaxiais é um assunto já extensamente estudado e revisado pela literatura e, desta forma, apesar das rupturas reportadas acima serem atípicas para a Mecânica dos Solos, são consideradas comuns para a Mecânica das Rochas. Segundo HAWKES & MELLOR (1971), citados por NUNES (1997), as rupturas observadas, fraturação múltipla e com formação de fragmentos cônicos nas extremidades, são denominadas de cataclase e estão relacionadas com a não uniformidade das deformações radiais ao longo do corpo-de-prova, induzidas pela influência dos sistemas de aplicação de carga. SANTARELLI & BROWN (1989) observaram ainda que a forma de ruptura está relacionada à relação entre a resistência do material e a pressão de confinamento do ensaio.

Confirmando considerações de SHEWBRIDGE & SITAR (1989), observou-se um aumento da espessura da zona de cisalhamento com a adição e o aumento no comprimento das fibras para as misturas cimentadas.

O índice de fragilidade (I_F), definido pela equação 4.3, é um indicador que representa uma medida da fragilidade do material, sendo ele mais frágil quanto maior o I_F . Na Figura 5.10 é mostrada a variação do índice de fragilidade em um gráfico log-normal de dois fatores.

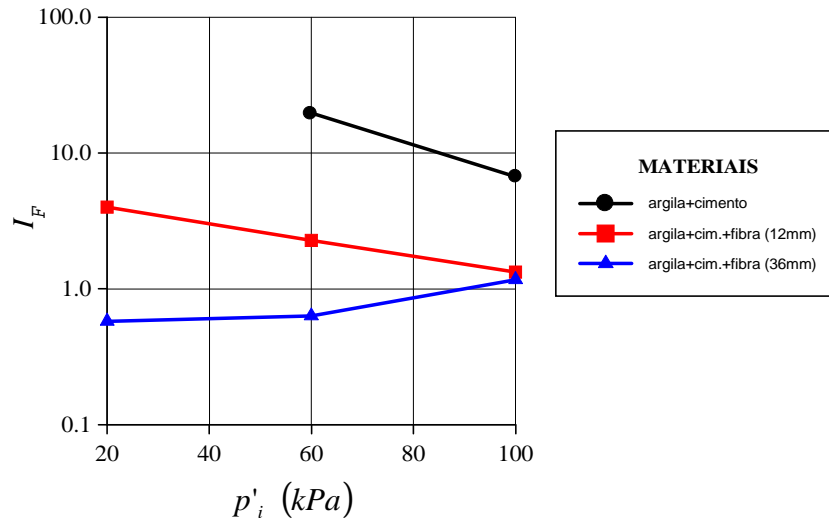


FIGURA 5.10 - Variação do índice de fragilidade para a argila com 7% de cimento

O valor não plotado corresponde a uma das amostras que apresentou ruptura diferenciada, mencionada anteriormente.

A partir da análise da Figura 5.10 verifica-se que a forma de ruptura é fortemente influenciada pela presença das fibras e também pela tensão efetiva média inicial. Verifica-se também uma forte interação entre os fatores comprimento de fibra e tensão efetiva inicial, ou seja, o efeito da adição e do aumento no comprimento das fibras sobre o modo de ruptura depende do nível de tensões atuante. Para níveis baixos de tensão o efeito da cimentação sobre o modo de ruptura é muito maior que para tensões altas. Conforme já havia sido observado por PRIETTO (1996), quanto maior a tensão efetiva média inicial menos frágil é a ruptura do solo cimentado.

Uma observação importante provinda desta análise é que a classificação como frágil ou dúctil é uma característica que não depende exclusivamente do material em questão, mas também dos níveis de tensões atuantes nele.

d) Variação volumétrica:

As curvas de deformação volumétrica versus deformação axial são apresentadas nas Fig. 5.5 e 5.6. Em linhas gerais, a adição de fibras aumenta a compressibilidade da argila e reduz

a dilatância da argila cimentada frágil. A partir das Figuras 5.11 e 5.12 a influência da inclusão e do comprimento das fibras assim como da tensão efetiva média inicial ao comportamento volumétrico da argila se torna mais clara.

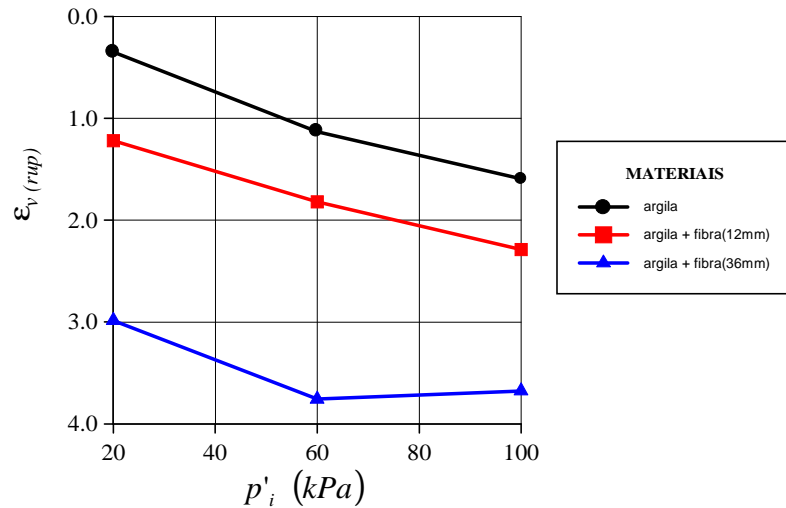


FIGURA 5.11 - Variação da deformação volumétrica de ruptura para as misturas com argila

A análise da Figura 5.12 revela que a adição e o aumento do comprimento das fibras, bem como o aumento das tensões efetivas médias iniciais provocam um aumento das deformações de compressão. Nota-se ainda uma pequena interação entre presença das fibras e as tensões efetivas iniciais.

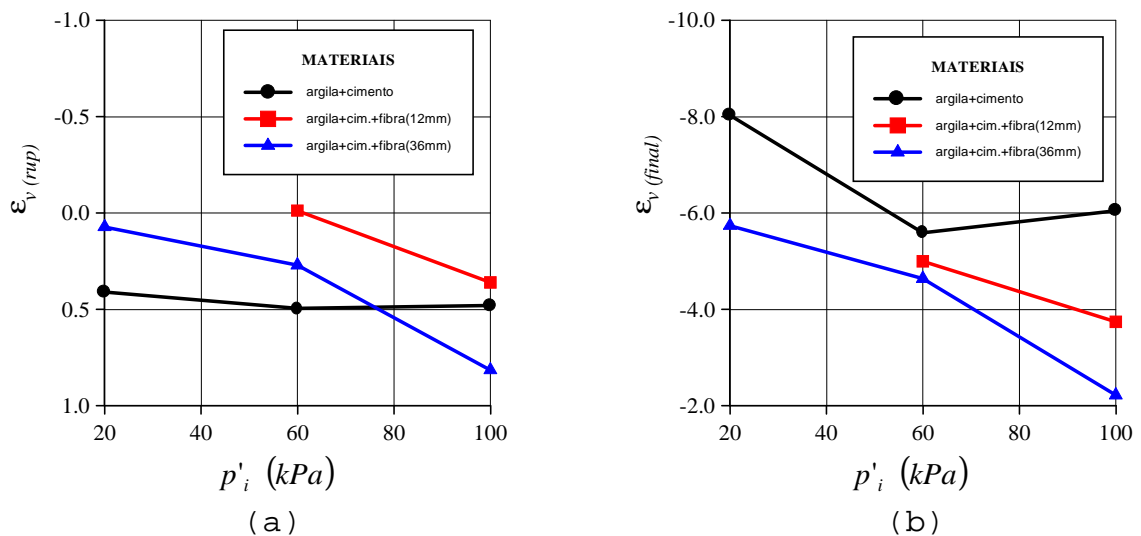


FIGURA 5.12 - Variação das deformações volumétricas das misturas com argila e cimento (a)ruptura; (b)final

Na condição final das misturas cimentadas, os fatores PF e CF ocasionam um aumento das deformações volumétricas de compressão. Pode-se identificar ainda uma certa interação destes fatores com TC.

Para a condição de ruptura das misturas cimentadas, primeiramente a adição de fibras de 12mm provocou uma redução das deformações volumétricas de compressão. No entanto, aumentando-se o comprimento das fibras observou-se o efeito contrário. Como a variação volumétrica de materiais frágeis submetidos a pequenas deformações varia de forma bastante significativa com a deformação axial, a Fig. 5.13 pode nos ajudar a compreender o comportamento observado na Fig. 5.12.

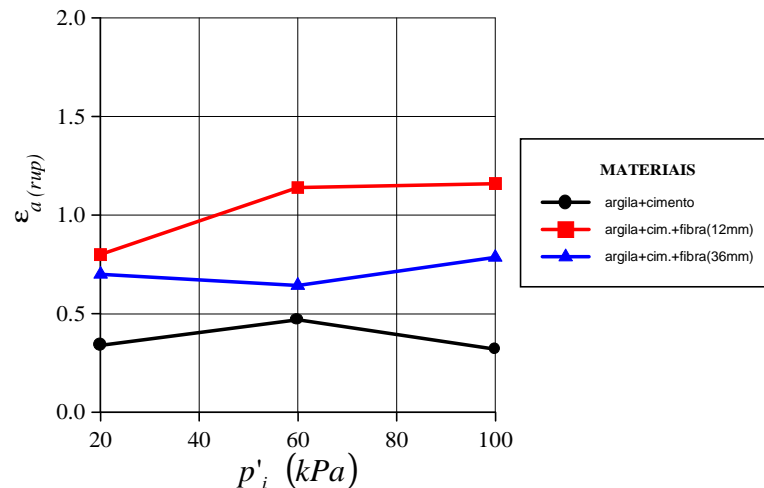


FIGURA 5.13 - Variação da deformação axial de ruptura para a argila com 7% de cimento

e) Resistência pós-pico:

Os parâmetros de resistência pós-pico encontrados são apresentados no Quadro 5.1. A Figura 5.14 mostra as envoltórias de resistência final para as misturas cimentadas.

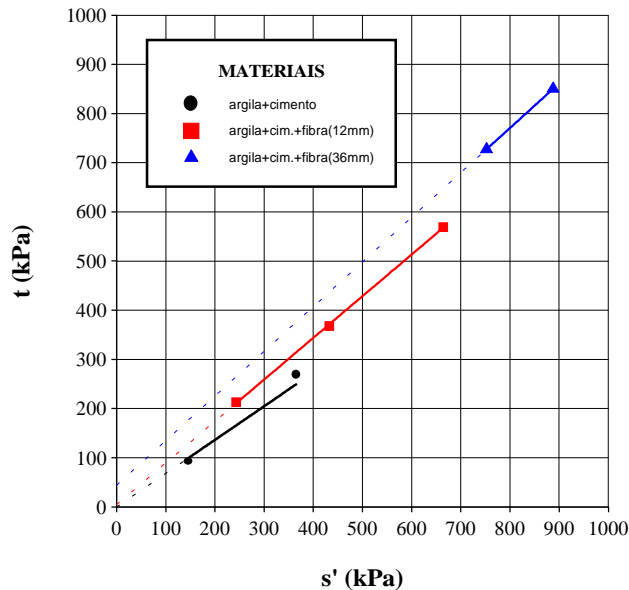


FIGURA 5.14 - Envoltórias finais de resistência das misturas com argila e cimento

Na Figura 5.14 observa-se a tendência de que a adição de fibras de polipropileno, assim como o aumento em seu comprimento provocam um aumento do ângulo de atrito final, ficando o aumento da coesão final praticamente por conta do aumento no comprimento das fibras.

f) Energia de deformação absorvida:

A análise referente à energia de deformação absorvida foi realizada separadamente para as condições de pico e final. Em função da adoção de critérios de ruptura diferenciados para as misturas com a argila e com a argila cimentada, realizou-se também análises distintas para tais misturas.

A energia de deformação absorvida foi analisada pelo método de regressões múltiplas, considerando-se os efeitos dos três fatores principais PF, CF e TC e suas respectivas interações. Chegou-se ao seguinte modelo:

$$E_{deform} [kJ/m^3] = 4,90PF + 3,33CF + 13,05TC + 31,57 \quad (5.4)$$

que apresenta $\varepsilon_p = 2,1512$ e $R^2_{ajustado} = 0,9750$.

O modelo 5.4 indica a presença somente dos três efeitos principais dos fatores analisados, sendo TC o fator predominante.

A grande dispersão apresentada pelos valores de energia de deformação absorvida para as misturas com a argila cimentada inviabilizaram a determinação de modelos estatísticos.

5.5.2 Areia-siltosa

Os resultados dos ensaios triaxiais apresentados nas Figuras 5.15 e 5.16, extraídos de ROTTA & HEINECK (1999), revelam a influência da adição de fibras às matrizes de areia-siltosa cimentada e não cimentada, respectivamente. Um resumo dos resultados destes ensaios é apresentado no Quadro 5.2.

A areia-siltosa pode ser descrita como um material com baixo módulo inicial. Pela pequena, mas consistente, tendência dilatante das curvas de variação volumétrica revela-se o caráter compacto de sua matriz, conseqüência da boa distribuição granulométrica do solo. Apesar disso o material praticamente não apresenta a formação de um pico de resistência até a deformação final do ensaio. Fato este devido ao pequeno intertravamento entre as partículas do solo. Já a areia-siltosa cimentada mostra-se bastante rígida inicialmente e apresenta um comportamento altamente frágil.

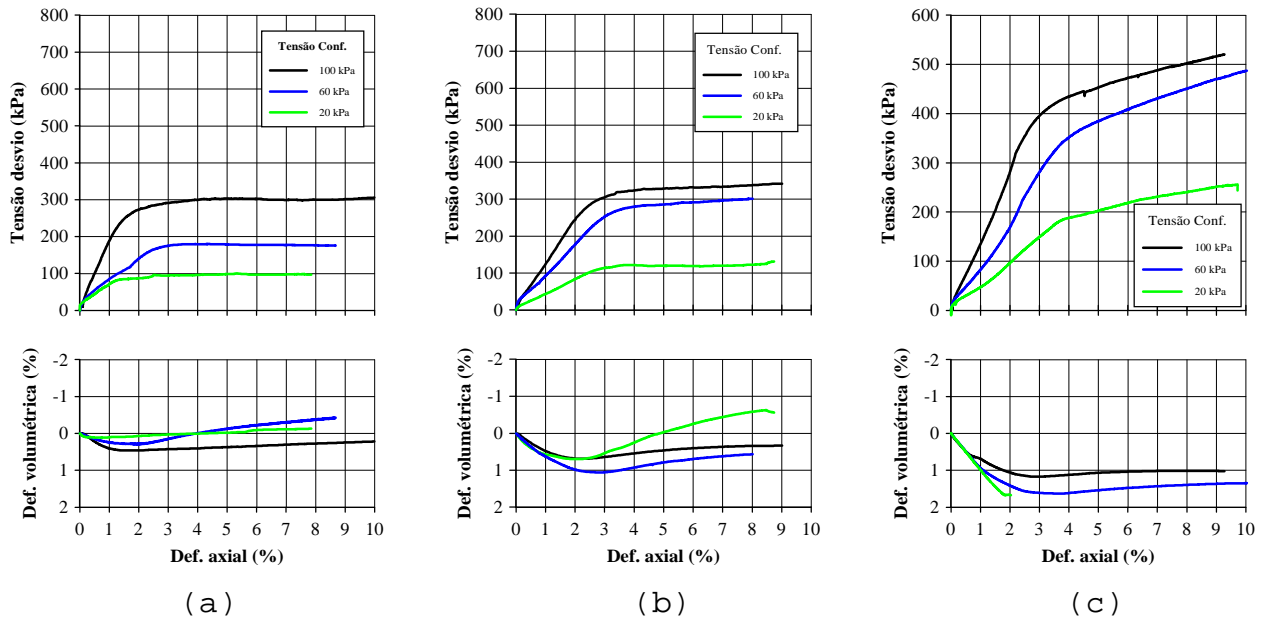


FIGURA 5.15 - Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia-siltosa: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras (CF12); (c) solo + fibras (CF36)

[ROTTA & HEINECK, 1999]

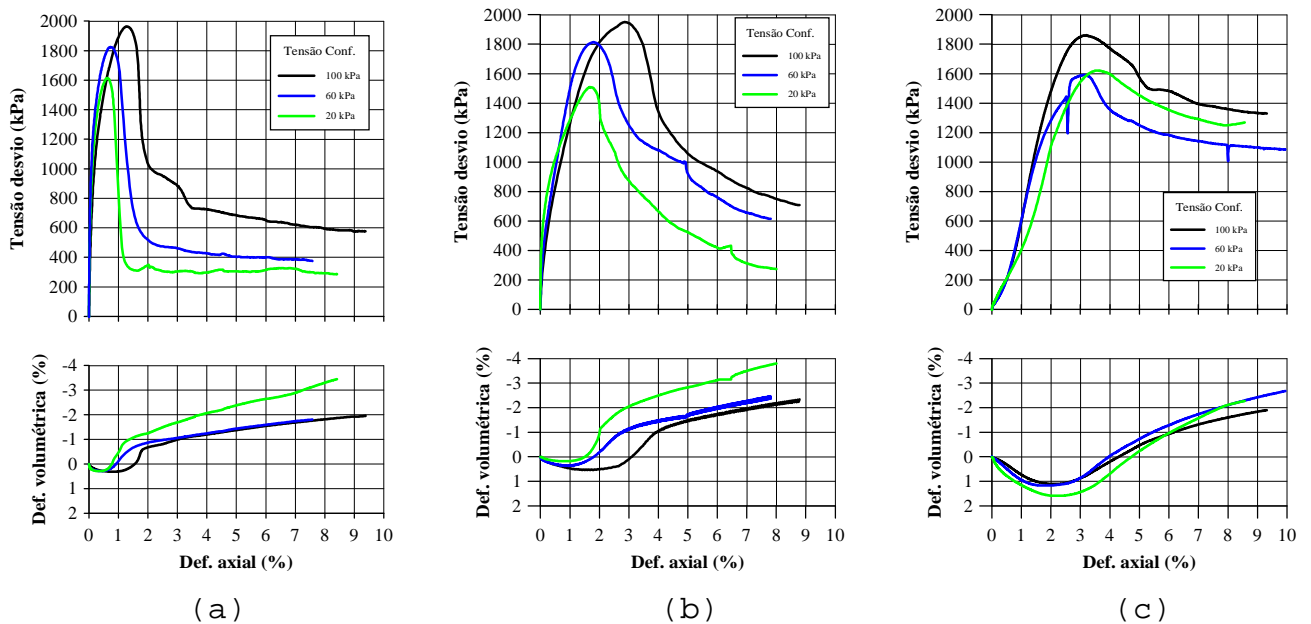


FIGURA 5.16 - Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia-siltosa cimentada: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras (CF12); (c) solo + fibras (CF36)

[ROTTA & HEINECK, 1999]

Quadro 5.2 - Resumo dos ensaios triaxiais drenados com a areia-siltosa

ENSAIO	e_0	p'_{rup} (kPa)	q_{rup} (kPa)	e_{rup}	ϕ' (graus)	c' (kPa)	p'_{final} (kPa)	q_{final} (kPa)	e_{final}	ϕ'_{final} (graus)	c'_{final} (kPa)
Asiltosa(TC20)	0,540	43,29	98,45	0,540	35,27	4,71	-	-	-	-	-
Asiltosa(TC60)	0,520	112,30	180,44	0,518			-	-	-		
Asiltosa(TC100)	0,512	198,24	303,03	0,507			-	-	-		
Asiltosa(CF12/TC20)	0,577	58,58	119,07	0,573	35,29	20,44	-	-	-	-	-
Asiltosa(CF12/TC60)	0,566	154,64	285,11	0,553			-	-	-		
Asiltosa(CF12/TC100)	0,555	208,58	327,28	0,548			-	-	-		
Asiltosa(CF36/TC20)	0,580	85,09	202,70	-	38,20	34,62	-	-	-	-	-
Asiltosa(CF36/TC60)	0,550	183,47	371,58	0,526			-	-	-		
Asiltosa(CF36/TC100)	0,544	247,54	451,30	0,528			-	-	-		
Asiltosa(PC7/TC20)	0,559	555,87	1615,46	0,556	43,36	327,66	140,51	350	0,599	42,81	29,11
Asiltosa(PC7/TC60)	0,586	663,03	1828,86	0,583			213,63	430	0,610		
Asiltosa(PC7/TC100)	0,538	752,58	1969,04	0,535			283,20	590	0,560		
Asiltosa(PC7/CF12/TC20)	0,543	539,22	1509,26	0,546	43,79	320,13	120,00	300	0,585	45,37	49,32
Asiltosa(PC7/CF12/TC60)	0,551	657,85	1813,69	0,551			260,00	600	0,574		
Asiltosa(PC7/CF12/TC100)	0,543	746,16	1950,80	0,539			350,00	750	0,565		
Asiltosa(PC7/CF36/TC20)	0,610	551,48	1613,58	0,594	41,90	312,92	425,67	1250	0,623	49,87	145,3
Asiltosa(PC7/CF36/TC60)	0,598	588,16	1584,04	0,586			424,93	1125	0,609		
Asiltosa(PC7/CF36/TC100)	0,575	713,95	1833,90	0,563			540,13	1350	0,582		

(*) PC = percentagem de cimento; CF = comprimento de fibra; TC = tensão confinante.

De acordo com o comportamento do material não reforçado, a ruptura para a **condição de pico da areia-siltosa reforçada** se dá aos 5% de deformação axial, e a **condição final da areia-siltosa cimentada reforçada** aos 8%.

Na Figura 5.17 é apresentado o resultado de um ensaio de compressão triaxial realizado neste trabalho, empregando a mesma areia-siltosa estudada por ROTTA & HEINECK (1999). Este ensaio repete um dos ensaios realizados por estes autores, porém levando a amostra a deformações compatíveis com as deformações a que foram submetidas as amostras argilosas.

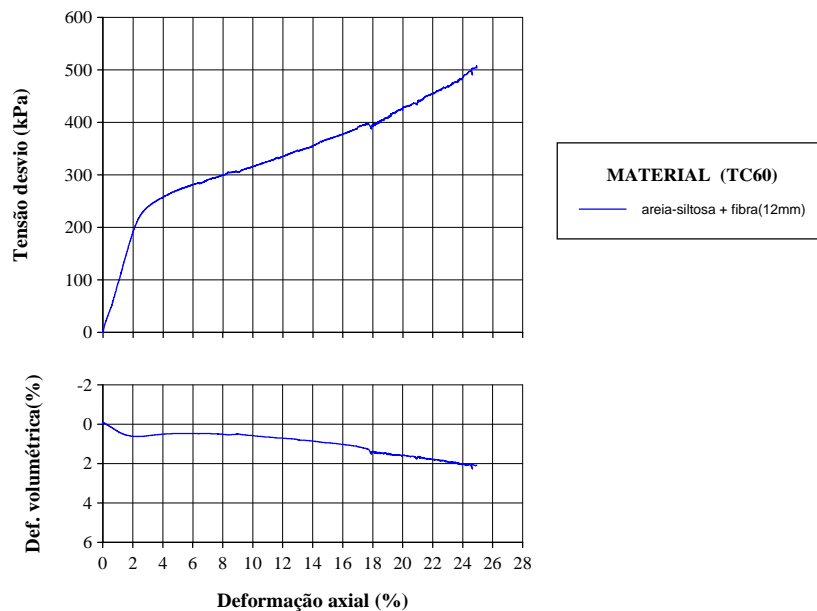


FIGURA 5.17 - Curvas tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial da areia-siltosa reforçada submetida a grandes deformações (TC60)

Observa-se um crescimento constante da tensão com o aumento da deformação axial, comportamento similar ao observado para a argila.

A seguir são discutidos os vários aspectos do comportamento das misturas de areia-siltosa, influenciados pelo reforço com fibras de polipropileno.

a) Módulo de elasticidade:

A variação do módulo secante $E_{S(0,1\%)}$, medido a 0,1% de deformação axial é apresentada na Figura 5.18.

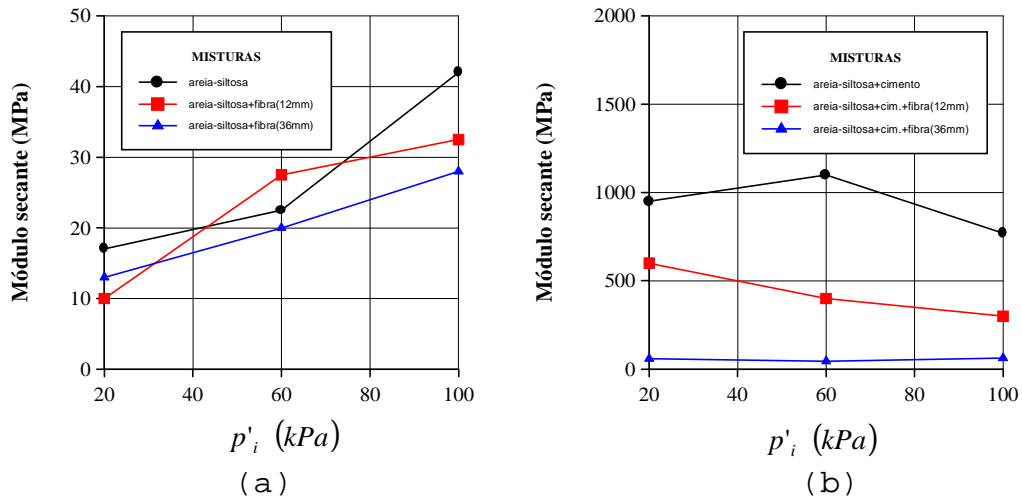


FIGURA 5.18 - Módulos de deformação secante $E_{S(0,1\%)}$
(a) da areia-siltosa; (b) da areia-siltosa cimentada

A análise da Figura 5.18a indica que a adição de fibras à areia-siltosa não cimentada provoca uma pequena redução do módulo de deformação do solo, para o nível de deformação analisado. No entanto, para a areia-siltosa cimentada a adição de fibras de polipropileno assim como o aumento em seu comprimento causam uma grande redução do módulo secante. Observa-se ainda na Fig. 5.18b uma certa interação entre o fator TC e os fatores PF e CF.

b) Resistência ao cisalhamento:

Através da análise estatística por regressões múltiplas empregando os valores codificados chegou-se ao seguinte modelo:

$$q_{rup} [kPa] = 747,68PC + 140,86TC - 63,35CF \times PC + 30,63PC \times TC + 1007,48 \quad (5.5)$$

que apresenta um $\epsilon_p = 54,355$ e um $R^2_{ajustado} = 0,9952$. O fator PC aparece como fator principal na composição da resistência, seguido por TC. O efeito de PF não apareceu como fator significativo, mas o comprimento de fibra aparece interagindo com PC, aumentando a resistência da areia-siltosa e reduzindo a da areia-siltosa cimentada. A interação entre PC e TC sugere

que o efeito da tensão confinante seja mais expressivo para a areia-siltosa adicionada de cimento.

A Figura 5.19 apresenta as envoltórias de resistência cujos parâmetros são apresentados no Quadro 5.2.

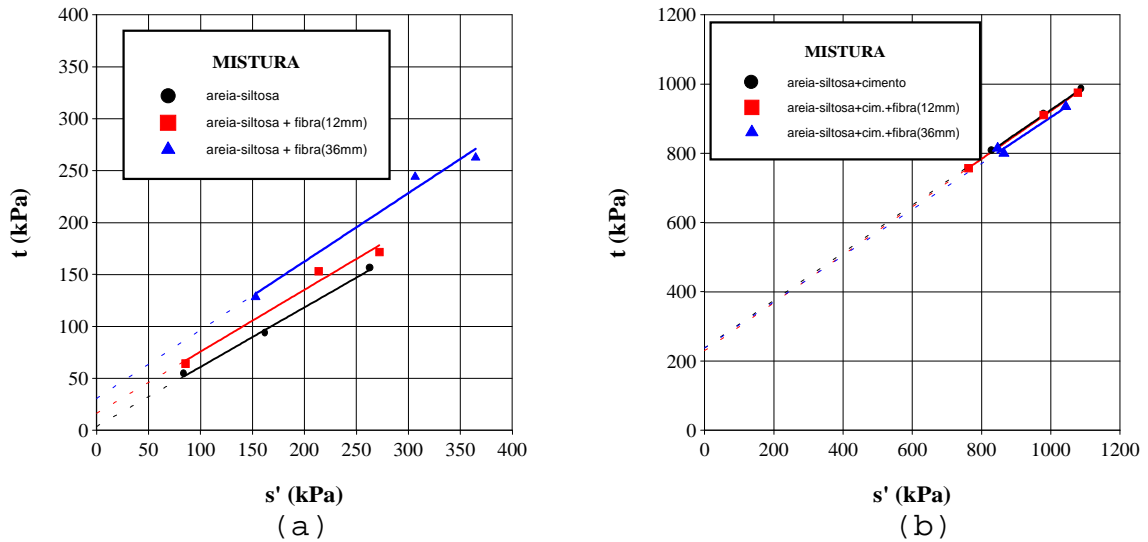


FIGURA 5.19 - Envoltórias de resistência (a)da areia-siltosa; (b)da areia-siltosa cimentada

Para as misturas com areia-siltosa, a adição de fibras de 12mm provocou um pequeno aumento na coesão do material, mantendo seu ângulo de atrito praticamente inalterado. Já o aumento no comprimento das fibras ocasionou um aumento sensível tanto na coesão como no ângulo de atrito. Para a areia-siltosa cimentada, a envoltória de pico do material praticamente não foi alterada com a inclusão das fibras.

c) Modo de ruptura:

A Figura 5.20 mostra a variação do índice de fragilidade da areia-siltosa em função dos fatores PF, CF e TC.

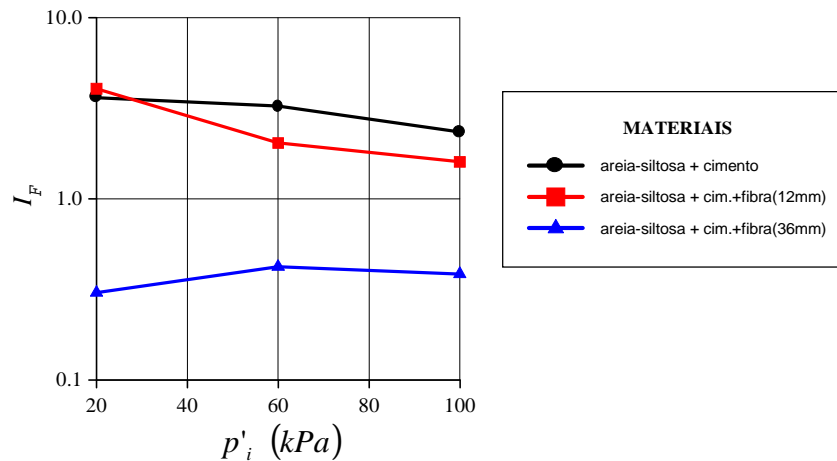


FIGURA 5.20 - Variação do índice de fragilidade das misturas com areia-siltosa cimentada

De acordo com a Figura 5.20, o fator CF desempenhou papel predominante, provocando uma queda acentuada de I_F com o aumento de 12 para 36mm. A adição de fibras de polipropileno de 12mm provocou uma leve redução de I_F .

d) Variação volumétrica:

As curvas de variação volumétrica da areia-siltosa, cimentada e não cimentada, são apresentadas nas Figuras 5.15 a 5.17. Observa-se uma tendência à redução da dilatância tanto para a areia-siltosa como para a areia-siltosa adicionada de cimento.

e) Resistência pós-pico:

Os parâmetros de resistência final são apresentados no Quadro 5.2. Analisando estes dados identifica-se uma tendência bastante clara de aumento da coesão com a adição das fibras de 36mm. Com relação ao ângulo de atrito não se pode identificar uma tendência definida.

f) Energia de deformação absorvida:

Da mesma forma como foi feito para as misturas com a argila, empregou-se o método estatístico baseado em regressões múltiplas para avaliar a influência dos fatores PF, CF e TC sobre a energia de deformação absorvida das misturas com

areia-siltosa. Para a condição de ruptura das misturas com a areia-siltosa, empregando os valores codificados, chegou-se ao seguinte modelo:

$$E_{deform} [kJ/m^3] = 1,27CF + 4,06TC + 8,97 \quad (5.6)$$

que apresenta um $\varepsilon_p = 1,016$ e um $R^2_{ajustado} = 0,9282$. Assim como observado para a argila, o fator TC exerce um efeito predominante. A análise por regressão múltipla não apontou o fator PF como significativo.

5.5.3 Areia

Nas Figuras 5.21 e 5.22 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais realizados por MONTARDO (1999) em uma areia uniforme, revelando a influência da adição de fibras às matrizes não cimentada e cimentada. No Quadro 5.3 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais realizados pelo autor.

Observa-se que as curvas de variação volumétrica da areia não cimentada apresentam um comportamento dilatante, identificando uma matriz no estado denso. Apesar disso as curvas tensão versus deformação axial apresentam picos de resistência muito pequenos, indicando um reduzido intertravamento entre as partículas de areia (MONTARDO, 1999).

Já a areia cimentada apresenta características de alta rigidez inicial, com quedas acentuadas da resistência pós-pico, revelando o caráter frágil do material. Com relação à deformação volumétrica, como é típico deste tipo de material, apresenta uma leve diminuição de volume até um ponto próximo à deformação de ruptura, e após, um comportamento expansivo. A taxa de dilatância é bastante acentuada logo após a ruptura e decresce gradualmente a medida que o cisalhamento progride.

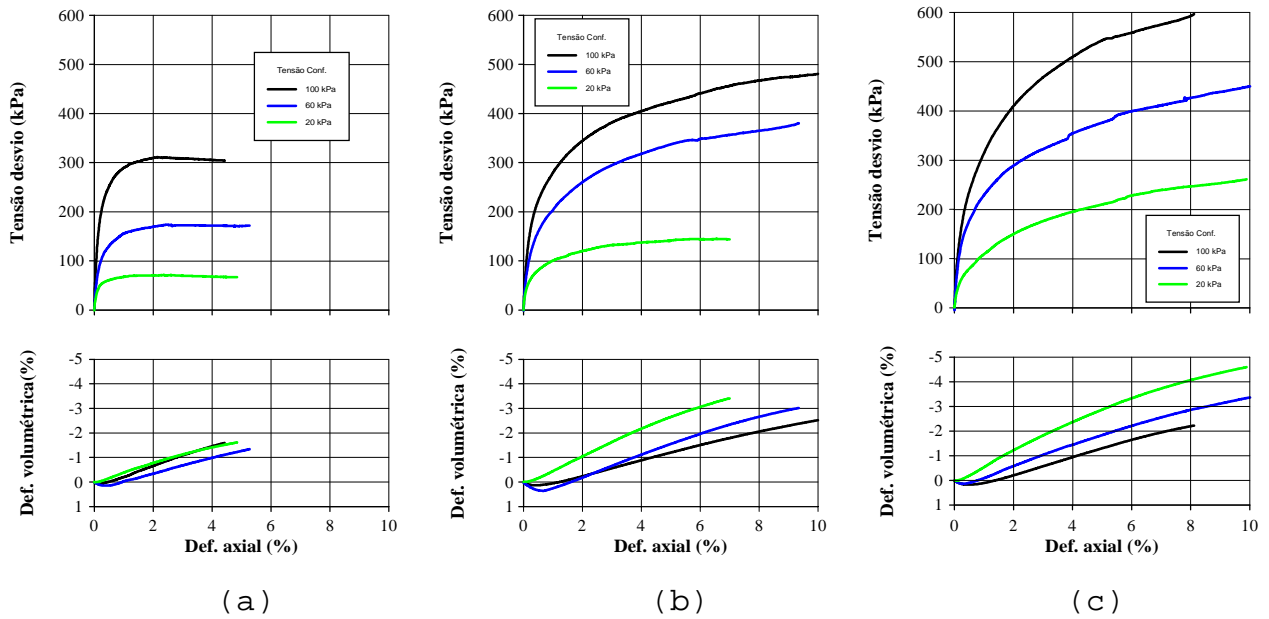


FIGURA 5.21 - Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras (CF12); (c) solo + fibras (CF36) [MONTARDO, 1999]

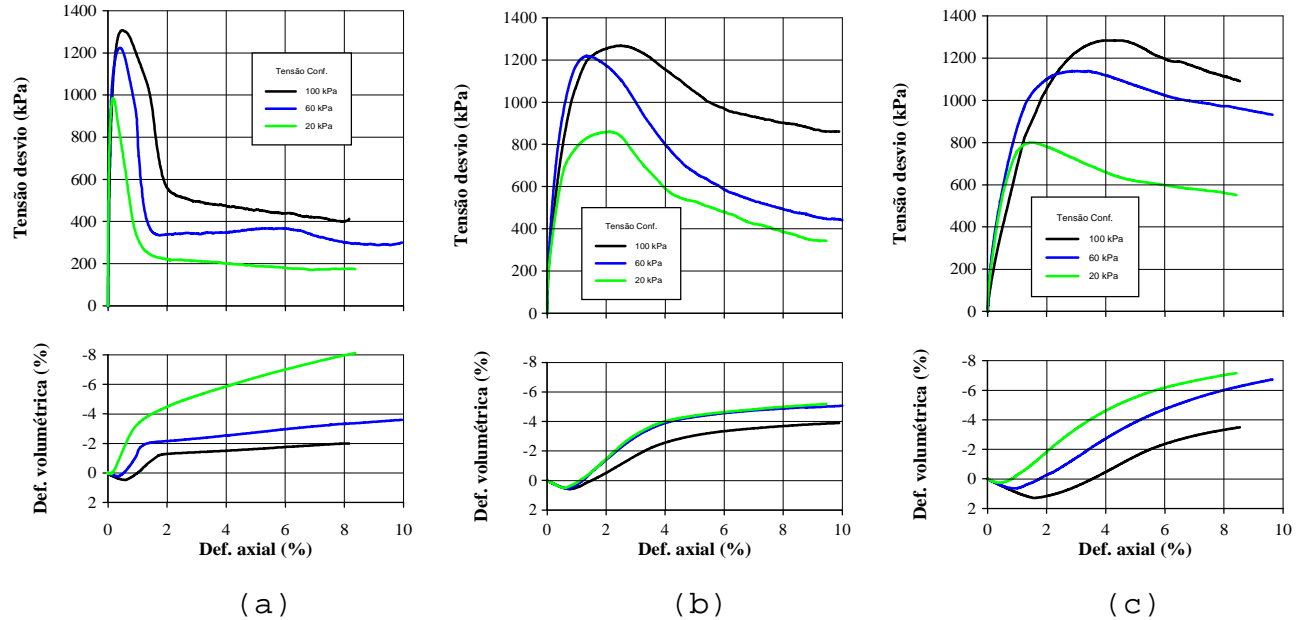


FIGURA 5.22 - Curvas tensão desvio X deformação axial e variação volumétrica X deformação axial da areia cimentada: (a) solo sem fibra; (b) solo + fibras (CF12); (c) solo + fibras (CF36) [MONTARDO, 1999]

De acordo com o comportamento do material não reforçado, a deformação axial que define a **condição de pico da areia reforçada** é **2,5%** e da **condição final da areia cimentada reforçada** é **8%**.

Na Figura 5.23 é apresentado o resultado de um ensaio triaxial realizado neste trabalho, empregando o mesmo solo estudado por MONTARDO (1999). Neste ensaio, realizado com uma mistura já previamente estudada por este autor, submeteu-se a amostra a grandes deformações, compatíveis com as deformações finais dos ensaios com a argila.

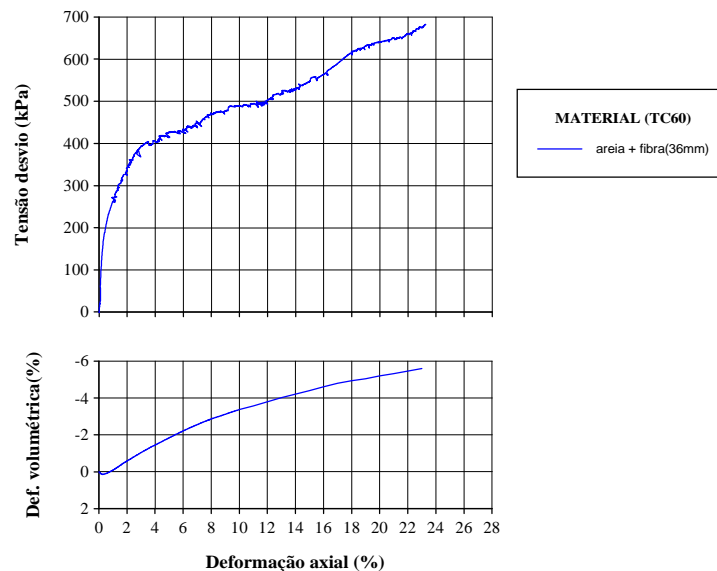


FIGURA 5.23 - Curva tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial da areia reforçada submetida a grandes deformações (TC60)

Observa-se na Figura 5.23 um crescimento quase que contínuo da tensão com o aumento da deformação axial.

A seguir são apresentadas análises preliminares sobre a influência do emprego do reforço sob vários aspectos do comportamento da areia.

Quadro 5.3 - Resumo dos ensaios triaxiais drenados com a areia

ENSAIO (*)	e_0	p'_{rup} (kPa)	q_{rup} (kPa)	e_{rup}	ϕ' (graus)	c' (kPa)	p'_{final} (kPa)	q_{final} (kPa)	e_{final}	ϕ'_{final} (graus)	c'_{final} (kPa)
Areia (TC20)	0,692	40,65	72,00	0,708	36,53	0	-	-	-	-	-
Areia (TC60)	0,691	115,99	174,00	0,699			-	-	-		
Areia (TC100)	0,691	202,03	311,00	0,706			-	-	-		
Areia (CF12/TC20)	0,677	65,39	127,30	0,699	37,11	15,24	-	-	-	-	-
Areia (CF12/TC60)	0,687	154,92	279,85	0,695			-	-	-		
Areia (CF12/TC100)	0,686	224,05	365,50	0,692			-	-	-		
Areia (CF36/TC20)	0,696	77,38	164,64	0,708	39,84	18,04	-	-	-	-	-
Areia (CF36/TC60)	0,694	163,94	308,12	0,705			-	-	-		
Areia (CF36/TC100)	0,698	248,36	442,57	0,715			-	-	-		
Areia (PC7/TC20)	0,622	347,13	985	0,623	42,82	199,74	77,13	175	0,752	35,82	30,07
Areia (PC7/TC60)	0,642	468,87	1225	0,639			152,13	280	0,697		
Areia (PC7/TC100)	0,635	534,47	1308	0,628			232,13	400	0,668		
Areia (PC7/CF12/TC20)	0,671	305,20	860	0,699	48,00	145,95	146,93	335	0,755	51,05	32,71
Areia (PC7/CF12/TC60)	0,653	465,57	1219	0,656			225,27	500	0,734		
Areia (PC7/CF12/TC100)	0,663	520,78	1268	0,681			398,60	900	0,724		
Areia (PC7/CF36/TC20)	0,646	284,53	782	0,661	49,34	126,44	206,13	565	0,762	51,46	81,44
Areia (PC7/CF36/TC60)	0,673	437,20	1139	0,696			382,80	975	0,774		
Areia (PC7/CF36/TC100)	0,674	525,73	1284	0,686			464,47	1100	0,730		

(*) PC = porcentagem de cimento; CF = comprimento de fibra; TC = tensão confinante.

a) Módulo de deformação:

A variação do módulo secante $E_{S(0,1\%)}$, medido a 0,1% de deformação axial é apresentada na Figura 5.24.

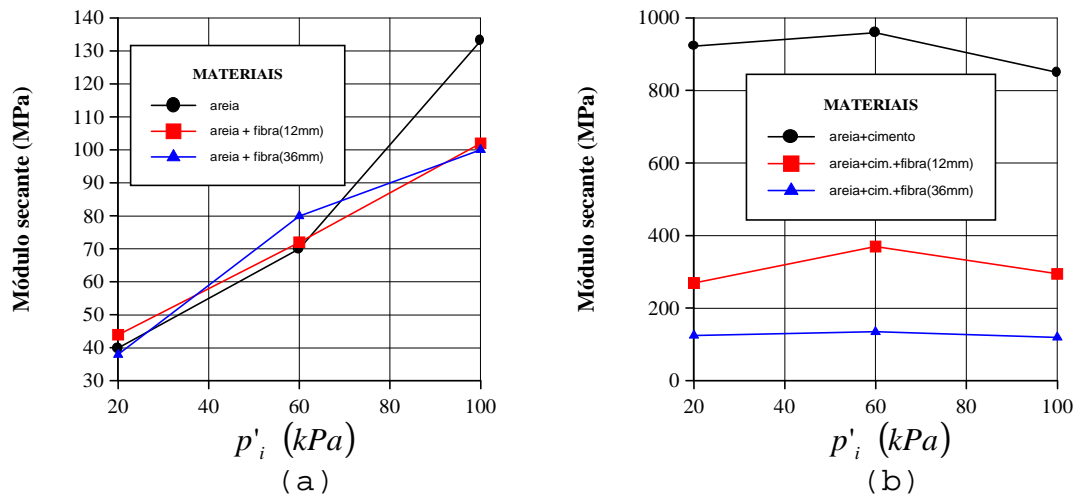


FIGURA 5.24 - Módulos de deformação secante $E_{S(0,1\%)}$ (a) da areia; (b) da areia cimentada

Para as misturas com areia, Figura 5.24a, observa-se o efeito predominante do nível de tensões efetivas médias iniciais. Já o efeito da adição das fibras não se encontra muito bem definido. Para as misturas com areia e cimento, Figura 5.24b, é claro a influência predominante da adição das fibras reduzindo o módulo de deformação do material. Aumentando-se o comprimento das fibras também observa-se uma queda do módulo. Comparando-se as Figuras 5.24a e 5.24b, é clara a influência da cimentação no módulo das misturas.

MONTARDO (1999) analisou o comportamento do módulo secante das misturas medido a deformações axiais de 0,01% e 0,1%. Segundo o autor para ambas as deformações os módulos são igualmente influenciados pelos fatores estudados.

b) Resistência ao cisalhamento:

O seguinte modelo estatístico foi encontrado para a resistência ao cisalhamento das misturas com a areia:

$$q_{rup} [kPa] = 430PC + 164,18TC - 58,49TC^2 - 51,43CF \times PC + 38,32PC \times TC + 724,16 \quad (5.7)$$

Este modelo apresenta um $R^2_{ajustado}=0,9911$ e um $\varepsilon_p=44,802$. O modelo aponta apenas os efeitos principais dos fatores PC e TC na constituição da resistência ao cisalhamento. A predominância de PC assim como suas interações com outros fatores revelam a importância da cimentação na determinação do comportamento resistente das misturas com areia. O fator PF é dado como não significativo enquanto o fator CF aparece na interação com PC. Observa-se também a presença de um efeito quadrático de TC e sua interação com PC.

Na Figura 5.25 são apresentadas as envoltórias de resistência das misturas com areia e areia cimentada.

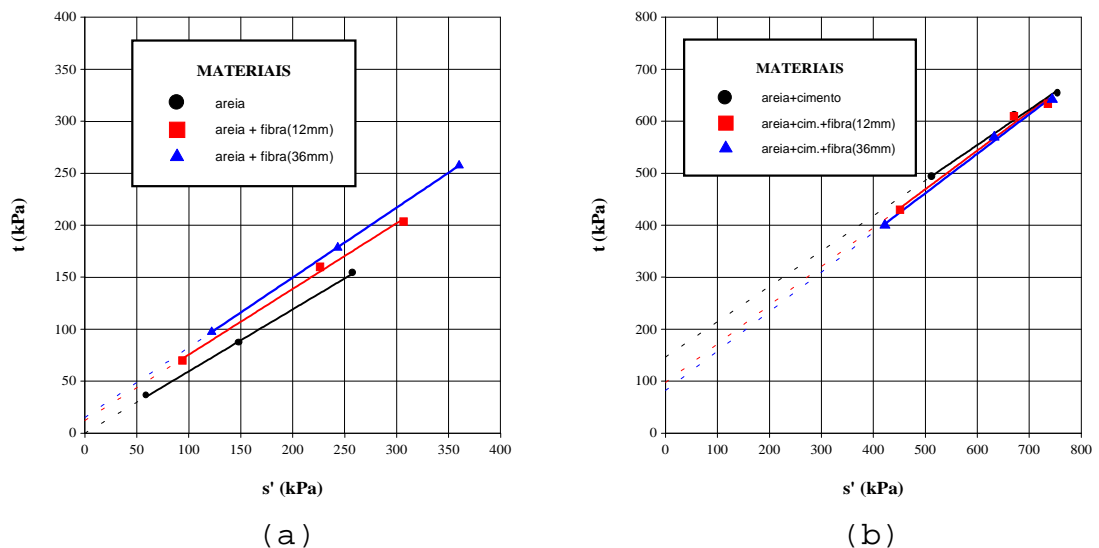


FIGURA 5.25 - Envoltórias de resistência (a)da areia;
(b)da areia cimentada

Os valores dos parâmetros de resistência das misturas são apresentados no Quadro 5.3. A inclusão de fibras na areia provocou um aumento tanto na coesão como no ângulo de atrito. Para a areia cimentada, a inclusão de fibras provocou um aumento no ângulo de atrito aliado a uma queda na coesão.

c) Modo de ruptura:

A Figura 5.26 apresenta a variação do índice de fragilidade das misturas empregando-se areia e cimento como matriz.

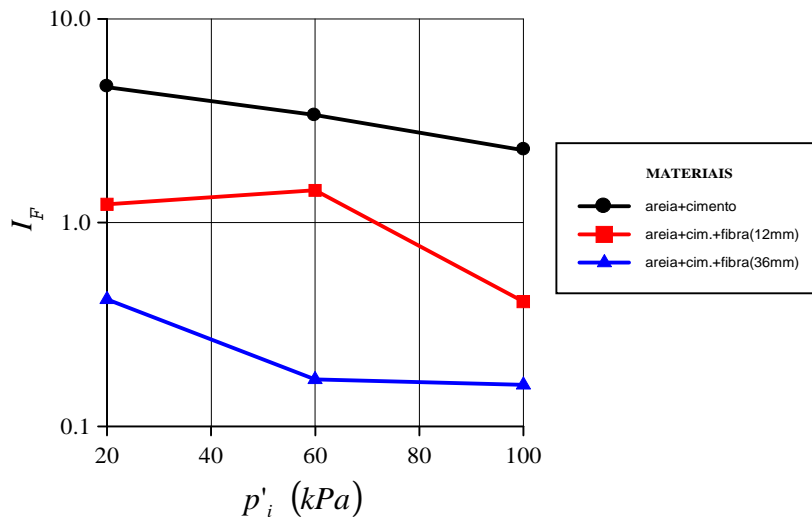


FIGURA 5.26 - Variação do I_F para misturas com areia e cimento

Observa-se uma drástica queda do I_F com a inclusão de fibras e o aumento de seu comprimento, revelando a mudança de um comportamento do material essencialmente frágil para um comportamento predominantemente dúctil. Observa-se também uma pequena queda do I_F com o aumento da tensão efetiva média atuante. A Figura 5.26 nos mostra ainda uma pequena interação entre a presença das fibras e o efeito da tensão confinante, cuja influência no I_F é ligeiramente aumentada na presença destas.

d) Variação volumétrica:

As curvas de variação volumétrica versus deformação axial podem ser observadas nas Fig. 5.21 a 5.23. Para as misturas não cimentadas, não observou-se nenhuma alteração significativa pela inclusão das fibras. Para as misturas cimentadas observa-se uma nítida tendência de aumento da dilatância.

e) Resistência pós-pico:

Os valores de resistência e os parâmetros ϕ'_{final} e c'_{final} para as misturas cimentadas podem ser observados no Quadro 5.3.

A coesão final é aumentada principalmente em função do aumento no comprimento das fibras de 12 para 36mm. Observa-se

também um aumento no ângulo de atrito, porém este se deve em grande parte pela inclusão das fibras de 12mm, apresentando um pequeno acréscimo com o aumento do comprimento destas para 36mm.

f) Energia de deformação absorvida:

Com relação a energia de deformação absorvida até a condição de pico das misturas empregando a areia não cimentada, a análise estatística por regressão múltipla apontou o seguinte modelo:

$$E_{deform} [kJ/m^3] = 0,67CF + 2,52TC + 4,89 \quad (5.8)$$

que apresenta um $\epsilon_p = 0,388$ e um $R^2_{ajustado} = 0,9711$. Da mesma forma como observado para os outros dois solos, o fator TC mostra-se predominante na determinação da energia absorvida pela mistura até o ponto de ruptura.

A análise da energia absorvida das misturas com a areia e cimento foi comprometida pela grande dispersão dos valores, tanto para a energia absorvida computada em relação à condição de resistência de pico como em relação à condição de resistência final.

CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este Capítulo encontra-se organizado em duas partes. Na primeira delas é feita uma discussão sobre as análises apresentadas no Capítulo 5, procurando identificar as causas para os comportamentos encontrados e desvendar os mecanismos de interação solo-fibra para cada um dos solos estudados; enfoque este discutido no item 4 do Capítulo 3.

Na segunda parte são discutidos os resultados dos três solos conjuntamente, procurando avaliar as mudanças na interação solo-fibra decorrentes do tipo de solo.

6.2 ANÁLISE INDIVIDUAL

6.2.1 Argila

Com base nas curvas de compactação e nos valores de condutividade hidráulica das misturas, torna se evidente que a adição de fibras ou cimento separadamente ou ainda combinações destes dois materiais à argila provocam alterações significativas na estrutura do material.

A adição somente das fibras não altera significativamente a porosidade do solo, mas propicia uma maior interconexão entre os poros do solo, tornando-o mais permeável. Sendo ainda este efeito mais pronunciado quanto mais compridas forem as fibras. Desta forma, os efeitos à estrutura de um solo argiloso devido à incorporação de fibras de polipropileno

aleatoriamente distribuídas se dão exclusivamente por alterações de natureza física.

Já os efeitos causados à argila pela adição de cimento são basicamente de natureza química. Ao misturarmos cimento e água ao caulim, várias reações químicas se processam. Dentre estas reações, se destacam as reações de hidrólise da água e a dissolução de compostos anidros do cimento em seus constituintes iônicos. Com isso, tem-se então uma alteração do equilíbrio iônico inicial. Como as partículas de argila são eletricamente carregadas, observa-se uma floculação imediata do material. Em função disso a trabalhabilidade da mistura se modifica totalmente, passando a se comportar como um material mais granular. Este fenômeno é semelhante ao observado na estabilização de solos com cal, conforme mencionado por THOMÉ (1994). Os efeitos desta floculação são sentidos na curva de compactação por uma pequena redução na densidade do material. A adição de cimento provocou ainda uma pequena queda na condutividade hidráulica do solo, corroborando com observações de BELLEZZA & PASQUALINI (1997). Segundo estes autores, os valores de condutividade hidráulica podem chegar a níveis ainda mais baixos com o aumento do período de cura.

No momento em que são adicionados os dois elementos, fibras e cimento, conjuntamente à argila observamos valores de condutividade hidráulica bem mais elevados, aproximadamente duas ordens de grandeza. Com a floculação das partículas de argila, estas, que antes aderiam às fibras, passaram a se aglomerar ao redor de partículas de cimento, não aderindo mais às fibras e propiciando a segregação destas. Desta forma a homogeneidade que se obtinha com a adição das fibras sem o cimento não é mais atingida. Estas grandes mudanças na condutividade hidráulica do material evidenciam mudanças consideráveis na estrutura. Em função disso, coloca-se em dúvida a hipótese anteriormente adotada de que a adição de cimento e fibras não alteraria significativamente os

parâmetros ótimos de compactação do material. A redução, embora pequena, observada na condutividade hidráulica em função do aumento no comprimento das fibras é um fato a ser melhor estudado.

Com relação à resistência, a primeira constatação que se tem, a partir dos ensaios de compressão simples, é que a resistência do material argila+cimento+fibras varia com a umidade de moldagem da mistura, apresentando um pico de resistência coincidente com o pico de densidade obtido a partir da curva de compactação.

Outro ponto levantado a partir dos ensaios de compressão simples é que o aumento no comprimento das fibras representa uma redução na resistência do material. No entanto este comportamento não se verifica para umidades altas, pois a 4% acima da umidade ótima, o aumento no comprimento das fibras provocou um aumento na resistência do material. Tal observação se comprovou com resultados obtidos nos ensaios triaxiais e possivelmente esteja relacionado com uma maior adesão solo-fibra decorrente da maior umidade de compactação.

Na Figura 6.1 são apresentados os resultados de ensaios triaxiais de misturas com argila e argila cimentada para o nível de tensões efetivas médias iniciais de 60 kPa.

Conforme mostra a Figura 6.1a, o efeito das fibras na resistência do material somente é significativo a partir de um dado momento. Segundo MCGOWN *et al.* (1978), as fibras passam a atuar a partir do momento em que o solo que as envolve sofre deformações. Observando então a curva tensão X deformação da argila não reforçada constata-se que o efeito das fibras é muito pequeno até o momento em que passam a predominar as deformações plásticas na amostra, confirmando observações feitas por JEWELL & WROTH (1987).

Na Figura 6.1a o círculo e a seta marcam o ponto a partir do qual as fibras passam a atuar de forma mais efetiva.

Em função da argila ser um material essencialmente dúctil, apresentando um padrão de deformações conhecido por "*bulging*", praticamente todas as fibras contidas na amostra são solicitadas e contribuem para o aumento da resistência ao cisalhamento. E quanto maior o comprimento das fibras maior é essa contribuição.

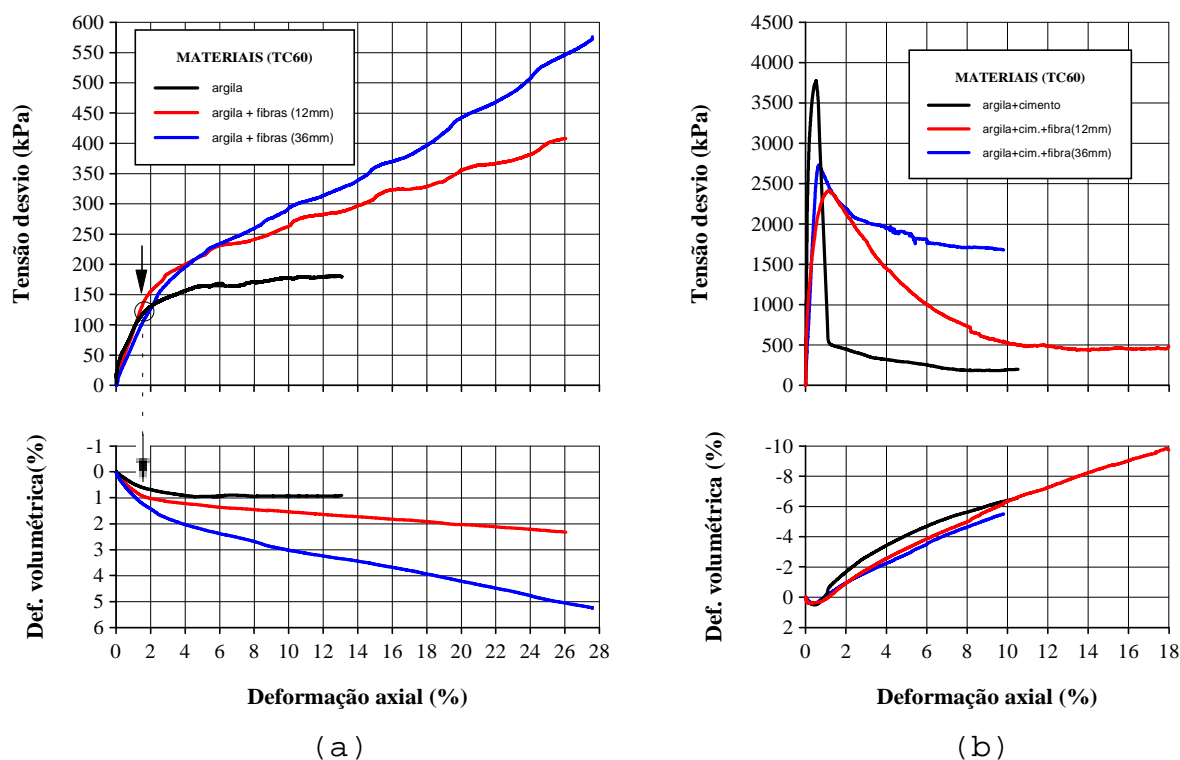


FIGURA 6.1 - Influência da adição das fibras à argila (TC60)
(a) não cimentada; (b) cimentada

Outro aspecto importante revelado pelos ensaios triaxiais é a elevada e constante taxa de acréscimo da resistência com a deformação axial, mesmo para níveis de deformação da ordem de 28%. A Figura 6.1a sugere ainda que a inclinação da curva esteja relacionada com o comprimento da fibra, porém este aspecto necessita de estudos mais aprofundados.

Para a argila cimentada, sendo este material tão rígido e compacto, a presença das fibras representa pontos de fraqueza em sua estrutura, afetando a rigidez do material como um todo.

A resistência de pico da argila cimentada também sofre influências pela adição das fibras, traduzidas por uma queda

bastante expressiva. Em um material frágil, como é o caso da argila cimentada, o comportamento tensão versus deformação a partir da ruptura da matriz é comandado exclusivamente pela superfície de cisalhamento. Sendo assim, somente as fibras que interceptam esta superfície são submetidas a esforços de tração e contribuem para a resistência do material. Por serem as fibras constituídas de um material muito menos rígido que a argila cimentada, a deformação necessária para causar a ruptura da matriz é responsável por mobilizar tensões muito menores nas fibras que as tensões desenvolvidas na matriz à sua volta, justificando assim a queda expressiva na resistência de pico do material com a inclusão das fibras.

Aumentando o comprimento das fibras, não se altera o número de fibras que interceptam a zona de cisalhamento, mas aumenta-se a aderência destas em cada um dos lados da referida região. Desta forma, o aumento na resistência de pico da argila cimentada reforçada, observado na Figura 6.1b, obtido com o aumento no comprimento das fibras pode ser atribuído, conforme GRAY & OHASHI (1983), ao mecanismo de atuação dos elementos de reforço. Com o aumento no seu comprimento, uma parcela de fibras que antes falhavam por deslizamento, pela falta de aderência à matriz, passaram a falhar por ruptura, mobilizando toda a resistência à tração das fibras.

Com o colapso da matriz de argila cimentada, grande parte dos esforços de cisalhamento que antes eram suportados por ela são transferidos para as fibras, reduzindo drasticamente a queda de resistência pós pico e modificando a forma de ruptura do material, que adquire características mais dúcteis. Tal afirmação é confirmada pelo índice de fragilidade (Fig. 5.10). Ao serem solicitadas, as fibras provocam uma redistribuição de esforços e deformações, fato constatado por JEWELL & WROTH (1987). Esta redistribuição é responsável por uma expansão da região onde se concentram as deformações, expandindo a superfície de cisalhamento e definindo uma zona de

cisalhamento. Esta expansão, observada também por SHEWBRIDGE & SITAR (1989), é responsável por um acréscimo na componente friccional da resistência. Já o efeito de ancoragem promovido pelas fibras é responsável por um acréscimo ainda mais expressivo na parcela coesiva da resistência.

Seguindo as considerações de SAXENA & LASTRICO (1978) sobre o comportamento de resistência do solo, tem-se ainda uma terceira parcela referente à dilataância, a qual, para a argila cimentada, é reduzida com a adição das fibras. Apesar do comportamento volumétrico não estar muito bem definido na Figura 6.1b, para os demais níveis de tensões iniciais observa-se uma redução da dilatação volumétrica com a inclusão e aumento no comprimento das fibras. Tal observação é facilmente entendida pois o efeito de ancoragem proporcionado pelas fibras se opõe à separação dos blocos rígidos separados pela zona de cisalhamento.

Dentro do intervalo de comprimentos de fibra estudados, quanto maior o comprimento, maior é esta redistribuição e maior é a espessura da zona de cisalhamento. Na Figura 6.1b pode-se verificar o ganho de resistência obtido com o aumento no comprimento das fibras.

Deve-se ter em mente também que os efeitos causados pelas propriedades do reforço porcentagem (PF) e comprimento das fibras (CF) produzem efeitos distintos ao material. Ao alterar-se a porcentagem de fibras dentro da massa de solo altera-se a quantidade de fibras contidas na zona de cisalhamento. Por outro lado, ao alterar-se o comprimento destas, este número não se altera, mas modifica o fator de forma¹, modificando a relação entre os esforços mobilizados de tração nas fibras e de cisalhamento na interface destas com o solo.

¹Relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro desta.

Outra característica importante adquirida com a incorporação de fibras é a capacidade de absorção de energia em função das deformações impostas ao material. Tal característica advém principalmente das melhorias no comportamento pós-pico do material e atingem acréscimos acima de 150% com a adição de fibras de 36mm. Tal característica garante ao material grande capacidade de resistir a impactos.

6.2.2 Areia-siltosa

Nas Figuras 6.2a e 6.2b são mostradas, respectivamente, os resultados de ensaios triaxiais de misturas com a areia-siltosa e com a areia-siltosa cimentada para a tensão efetiva média inicial de 60kPa. Analisando estas figuras observa-se que as principais alterações provocadas pela inclusão de fibras de polipropileno estão relacionadas à deformabilidade e ao comportamento resistente sob condições pós ruptura da matriz ou para grandes deformações.

No caso das misturas com fibras e areia-siltosa a influência da inserção das fibras é sentida praticamente desde o início do cisalhamento. Ela se revela por um aumento na compressibilidade do material aliado a uma queda no módulo de rigidez inicial. O instante no qual as fibras passam a atuar de forma mais significativa para o acréscimo de resistência do material, indicado no gráfico pela seta, corresponde aproximadamente à deformação axial onde passam a predominar as deformações plásticas na matriz não reforçada (ponto indicado pelo círculo). A partir desta deformação torna-se evidente a diferença de comportamento entre as curvas tensão versus deformação axial das misturas com fibras de 12 e 36mm.

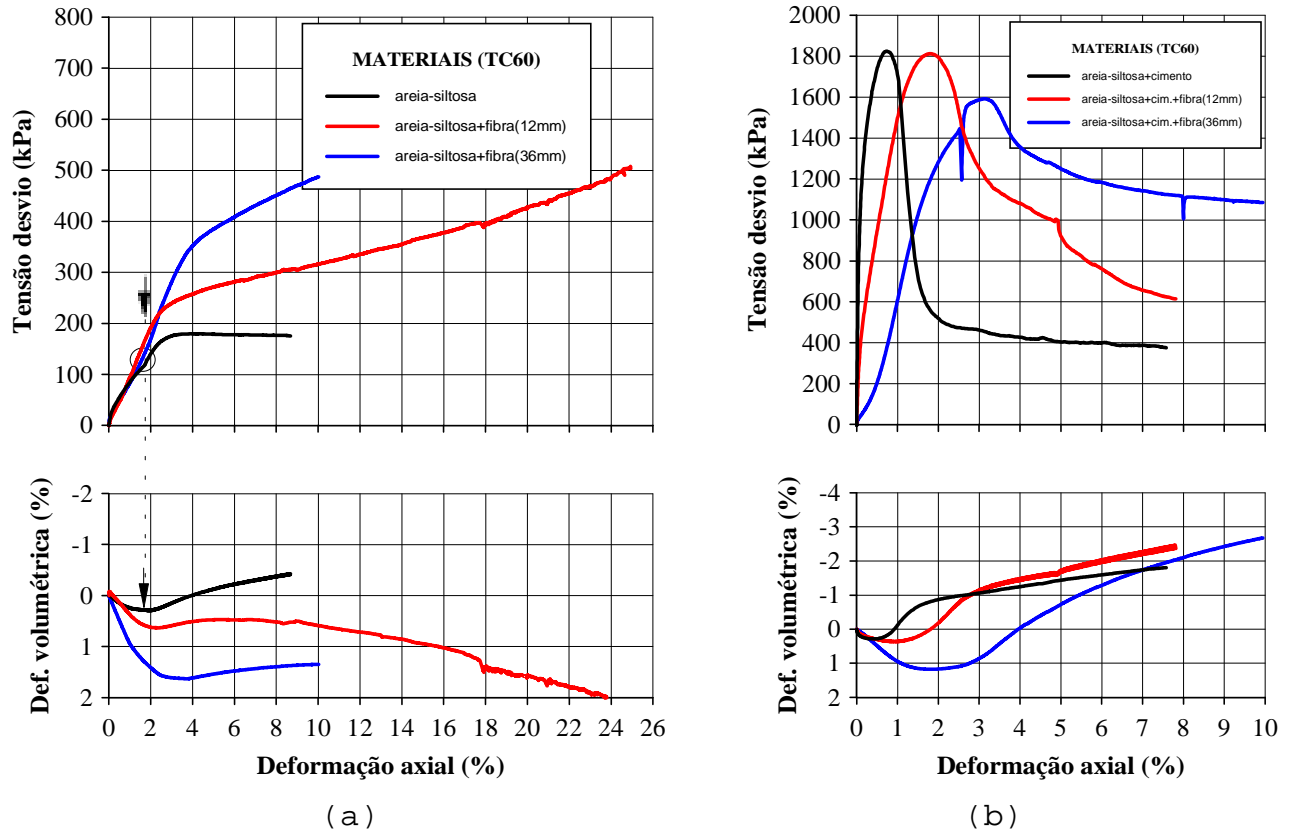


FIGURA 6.2 - Influência da adição das fibras à areia-siltosa (a) não cimentada; (b) cimentada (TC60)

Observa-se também um aumento na rigidez do material, principalmente para as misturas com fibras de 36mm. Este enrijecimento se deve provavelmente à redistribuição de esforços e deformações, anteriormente comentada. O fato deste enrijecimento ser mais acentuado para as fibras de 36mm revela que não foi aproveitada toda a capacidade de redistribuição das fibras de comprimento 12mm. Sendo assim, parte das fibras de 12mm sofrem deslizamento em relação ao solo à sua volta.

O aumento da coesão efetiva da areia-siltosa deve-se, provavelmente, ao efeito de ancoragem promovido pelas fibras. Já o acréscimo no ângulo de atrito, observado somente para a mistura com fibras de 36mm, revela mudanças no mecanismo de interação solo-fibra em função da alteração no equilíbrio entre os esforços desenvolvidos na fibra propriamente dita e na interface solo-fibra.

Para as misturas com a areia-siltosa cimentada, Figura 6.2b, observa-se na fase inicial do cisalhamento uma redução no módulo aliada a um aumento nas deformações volumétricas de compressão, principalmente para as misturas com fibras de 36mm. Estas alterações são conseqüência de mudanças na estrutura do material devido à incorporação das fibras. Provavelmente tais mudanças encontram-se relacionadas com dificuldades de homogeneização da mistura.

Em relação ao comportamento resistente, a inclusão de fibras de 12 e 36mm provocou apenas uma pequena queda na resistência de pico da areia-siltosa cimentada, porém grandes mudanças se verificam para o comportamento após a ruptura da matriz. Tem-se um grande aumento na resistência pós-pico com a inclusão das fibras. Para as fibras de 36mm são obtidos os maiores acréscimos, chegando a valores da ordem de 214% de acréscimo contra 65% para as fibras de 12mm, para uma tensão efetiva média inicial de 60kPa. Com isso, a forma de ruptura da areia-siltosa cimentada, avaliada pelo índice de fragilidade (Figura 5.20), apresenta uma mudança acentuada indicando um comportamento mais dúctil.

Tais observações vêm confirmar, de forma análoga à observada para a areia-siltosa reforçada, mudanças no mecanismo de interação solo-fibra em função do aumento no comprimento das fibras.

6.2.3 Areia

Nas Figuras 6.3a e 6.3b são apresentadas, respectivamente, os resultados dos ensaios triaxiais com as misturas com areia e areia + cimento para o nível de tensões efetivas médias iniciais de 60kPa.

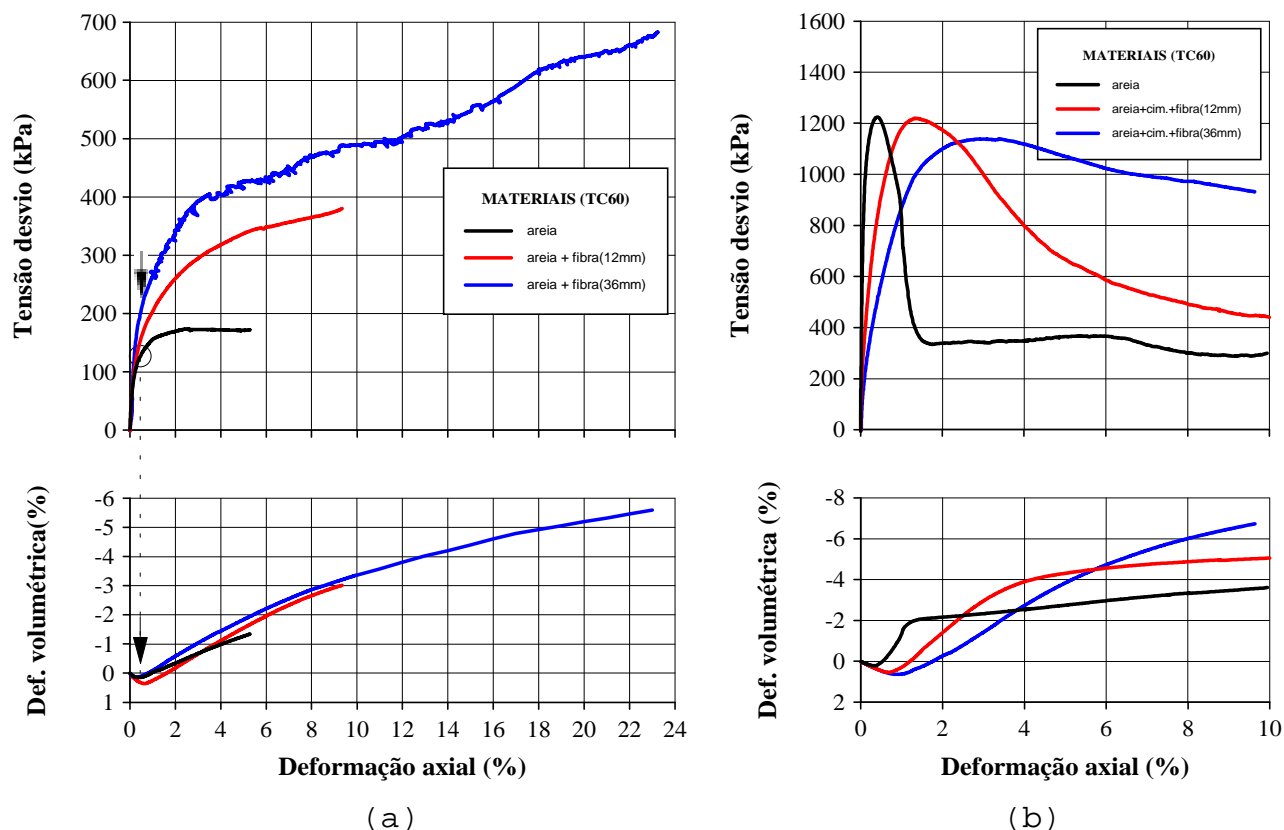


FIGURA 6.3 - Influência da adição das fibras na areia
(a) não cimentada; (b) cimentada (TC60)

Como mostra a Figura 6.3a, as alterações no comportamento da areia, no trecho inicial do cisalhamento, provocadas pela inclusão das fibras de polipropileno são muito pequenas. Tais alterações constituem-se em uma leve redução no módulo e um pequeno aumento nas deformações volumétricas de compressão.

A partir do momento, indicado na figura pela seta e pelo círculo, em que passam a predominar as deformações plásticas na areia não reforçada, torna-se mais evidente a influência das fibras. Tornam-se evidentes também as diferenças de comportamento entre a areia reforçada com fibras de 12 e 36mm.

Em relação ao comportamento volumétrico, a areia torna-se inicialmente mais compressível com inclusão das fibras, mas tem seu comportamento dilatante aumentado. A areia reforçada apresenta um comportamento até então desconhecido, pois se por um lado a dilatância aumenta, indicando a mobilização de um maior intertravamento entre as partículas, por outro lado não

se observa indício nenhum da presença de um pico de resistência.

Observa-se também que, aumentando o comprimento das fibras para 36mm, o comportamento volumétrico do material é pouco alterado, no entanto, sua resistência é consideravelmente aumentada. Estima-se, com isso, que o aumento na resistência é atribuído quase que exclusivamente às fibras.

De forma análoga ao que ocorre com a areia reforçada, para as misturas com areia cimentada, a inclusão das fibras de polipropileno provoca uma redução no módulo de elasticidade do material, um aumento nas deformações volumétricas iniciais de compressão e um posterior aumento na dilatação do material. Todos estes efeitos são sentidos em maior intensidade que os observados para a areia.

Em relação à resistência de pico, os resultados sugerem que os efeitos causados pela inserção das fibras são influenciados pelo nível de tensões efetivas médias iniciais. Para o nível de tensões mais alto praticamente não se observa queda na resistência, no entanto para o nível de tensões mais baixo a queda é de 20%. Uma hipótese para tal comportamento é que o aumento na adesão entre solo e fibras, provocado pelo aumento no nível de tensões efetivas médias normais atuantes, seja capaz de impedir o deslizamento entre estes dois elementos, mobilizando maiores esforços nas fibras.

A queda de resistência após a ruptura da matriz de areia cimentada é reduzida com a inclusão das fibras, mas é para o comprimento de 36mm que esta redução é mais efetiva. Com o aumento no comprimento das fibras, ao mesmo tempo que se verifica um aumento na tendência dilatante do material, observa-se uma redução na queda da resistência pós-pico. Esse aumento no comportamento dilatante da areia cimentada reforçada é conseqüência da formação da zona de cisalhamento,

mobilizando desta forma um maior intertravamento das partículas.

6.3 ANÁLISE GLOBAL

Na Figura 6.4 são apresentadas as curvas tensão versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial dos três solos reforçados sem a adição de cimento.

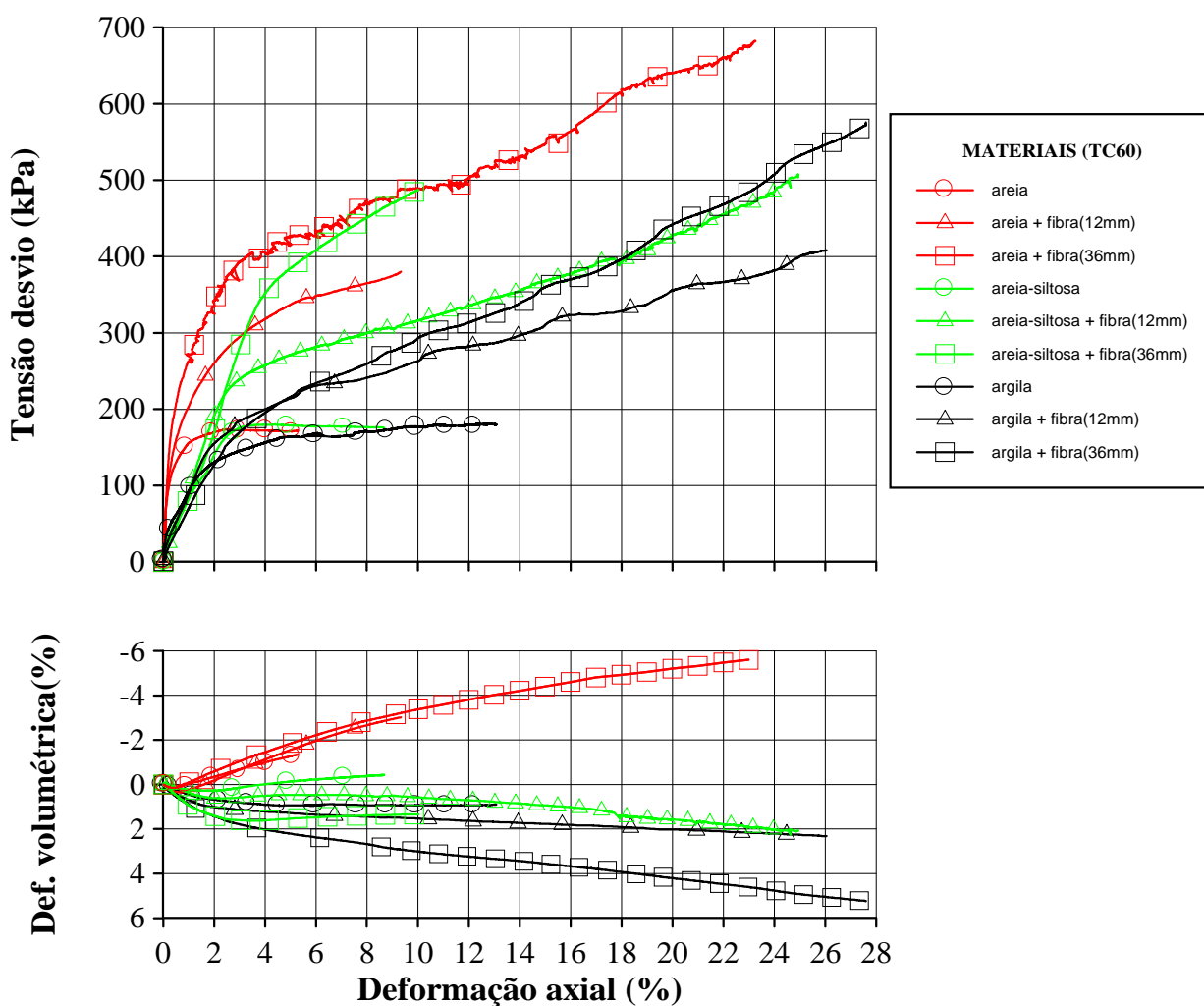


FIGURA 6.4 - Curvas tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial das misturas sem cimento (TC60)

Os três solos em questão, não reforçados, apresentam deformabilidades e comportamentos volumétricos completamente distintos. Mas apesar da natureza distinta dos três solos, observando a Figura 6.4, pode-se identificar alguns padrões de comportamento entre os solos reforçados e traçar algumas

considerações sobre o efeito das fibras de polipropileno quando empregadas como reforço de solos.

Como já foi discutido anteriormente, para os três solos analisados, o desenvolvimento de deformações plásticas na matriz de solo condiciona a atuação efetiva do reforço. Conforme indicam os resultados analisados, o ponto indicativo da predominância das deformações plásticas da curva tensão X deformação da matriz não reforçada é uma boa estimativa do ponto correspondente para a matriz reforçada.

A partir deste ponto torna-se evidente a contribuição das fibras para a resistência do material e também as diferenças entre materiais compósitos reforçados com fibras de diferentes comprimentos.

Comparando-se as curvas tensão X deformação das misturas "areia + fibra(36mm)" com "argila + fibra(36mm)" e "areia-siltosa + fibra(12mm)" com "argila + fibra(12mm)", conforme indicado na Figura 6.4, verifica-se que a partir de um certo ponto as curvas tornam-se retas paralelas entre si. Tais observações comprovam que para grandes deformações o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras e que a taxa de acréscimo de resistência com a deformação está intimamente ligada com o comprimento das fibras.

Além disso, verifica-se que mesmo para níveis de deformação muito altos, acima de 20%, a resistência continua crescendo com a deformação a uma taxa praticamente constante.

Desde o instante em que as fibras passam a atuar de forma efetiva até o ponto onde o comportamento é comandado exclusivamente pelas fibras o material compósito passa por uma etapa transitória, onde a matriz e o reforço atuam conjuntamente. Nesta etapa a contribuição das fibras para a resistência foi mais efetiva para a areia e para a areia-

siltosa do que para a argila. A Figura 6.4 exemplifica bem isso pois devido a uma "feliz coincidência" os três solos não reforçados exibem a mesma resistência, facilitando a comparação dos resultados.

Com relação à variação volumétrica pode-se afirmar que a influências das fibras depende da forma como ocorre a ruptura do material compósito e como se distribuem as deformações pela amostra.

Para os três solos não cimentados, além de seus comportamentos serem completamente distintos, a influência da inclusão das fibras sobre eles se dá também de forma distinta. No caso da argila e da areia-siltosa, a estrutura entrelaçada formada pelo emaranhado de fibras aleatoriamente distribuídas se opõe às deformações radiais na amostra. Desta forma, quanto maior for esta resistência maior serão as deformações volumétricas de compressão. Para a areia, no entanto, não se observam alterações significativas em sua variação volumétrica com a inclusão de fibras, o que provavelmente se deve à pouca adesão existente entre o solo e as fibras.

Na Figura 6.5 são apresentados resultados dos ensaios triaxiais com as misturas dos três solos cimentados analisados. Observam-se valores de resistência bastante distintos para os três solos. Partindo de uma mesma resistência e tendo sido adicionados do mesmo percentual de cimento, tal disparidade nos dá uma idéia da eficiência da cimentação atingida para cada solo. Os acréscimos de resistência variam de 1268% para a areia, 1541% para a areia-siltosa e 5008% para a argila, para uma tensão média inicial de 20kPa.

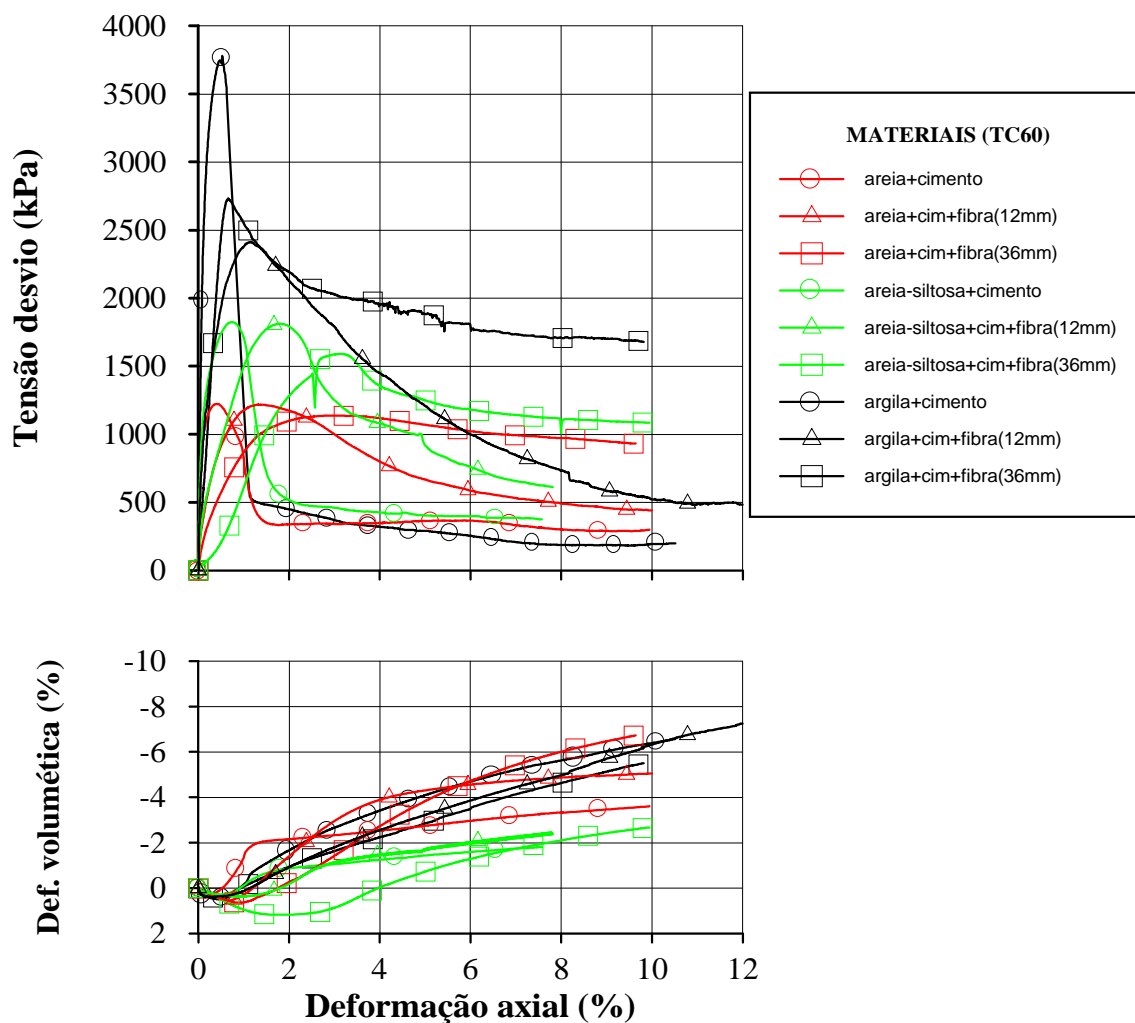


FIGURA 6.5 - Curvas tensão desvio X deformação axial e deformação volumétrica X deformação axial das misturas com cimento (TC60)

Como os três solos possuem pesos específicos reais dos grãos ligeiramente distintos, as quantidades de cimento por volume unitário de solo variam um pouco, mas não o suficiente para provocar diferenças tão acentuadas como as observadas. É provável que a eficiência da cimentação esteja relacionada principalmente com a superfície específica de cada solo e com o número de pontos de contato entre as partículas do solo.

Com relação ao comportamento pós-pico dos solos cimentados, verifica-se que quanto mais efetiva a cimentação ou quanto melhor a adesão da fibra à matriz maior é a contribuição das fibras.

Com relação à variação volumétrica, as misturas cimentadas não reforçadas apresentam a formação de uma superfície de ruptura, que separa a amostra em dois blocos rígidos independentes, seguido de um comportamento dilatante. Desta forma, pequenas deformações podem danificar a estrutura cimentada, acompanhada de grande expansão volumétrica.

Para se compreender a influência das fibras sobre as variações volumétricas destes materiais compósitos, deve-se procurar compreender os mecanismos físicos que envolvem seus componentes (matriz e reforço). A hipótese formulada para tais comportamentos contempla dois efeitos principais causados pelas fibras: (1) o efeito de ancoragem e (2) a redistribuição de esforços, causando a expansão da zona de cisalhamento. O efeito de ancoragem proporcionado pelas fibras tende a reduzir o comportamento dilatante do material. As fibras ancoradas em ambos os lados da superfície de cisalhamento impedem que as duas partes da amostra, separadas pela referida superfície, se distanciem. Já a expansão da superfície de cisalhamento danifica em uma região maior a estrutura cimentada do compósito, aumentando as deformações volumétricas de expansão.

A intensidade destes dois efeitos é comandada principalmente pelas características da estrutura cimentada formada artificialmente pela adição de algum agente cimentante. Quanto mais resistente for esta cimentação ou quanto maior o grau de cimentação maior será a adesão solo-fibra. Desta forma, maior será a ancoragem proporcionada pelas fibras e também maior será a redistribuição de esforços para as áreas adjacentes à superfície de cisalhamento.

Neste momento, se a estrutura cimentada for resistente o suficiente para conter estes esforços e impedir a expansão da superfície de cisalhamento, se terá uma redução da dilatância com a inclusão das fibras. Caso contrário, a dilatância do material reforçado será maior.

Como se verifica na Figura 6.5, a argila, que possui uma cimentação muito forte, apresenta uma redução da dilatância enquanto que a areia, cuja cimentação é bem mais fraca que a da argila, apresenta um grande aumento em sua dilatância. Já a areia-siltosa, cuja cimentação encontra-se num grau intermediário entre a areia e a argila, apresenta um aumento menos acentuado em sua dilatância.

No Quadro 6.1 são apresentados os coeficientes dos modelos estatísticos encontrados para a resistência de pico e para a energia de deformação absorvida para os três solos em questão. Possibilitando uma comparação, os modelos foram normalizados dividindo-se os seus coeficientes por uma constante de tal forma que seu termo independente seja unitário. Os valores em preto correspondem aos coeficientes originais dos modelos e os valores em azul aos coeficientes dos modelos normalizados.

QUADRO 6.1 - Comparação entre os modelos estatísticos

	Resistência de pico			Energia de deformação absorvida*		
	ARGILA	AREIA-SILTOSA	AREIA	ARGILA	AREIA-SILTOSA	AREIA
PF	-417.63 / -0.24	-	-	4.90 / 0.16	-	-
CF	170.19 / 0.10	-	-	3.33 / 0.11	1.27 / 0.14	0.67 / 0.14
PC	1497.43 / 0.85	747.68 / 0.74	430.0 / 0.59			
TC	191.07 / 0.11	140.86 / 0.14	164.18 / 0.23	13.05 / 0.41	4.06 / 0.45	2.52 / 0.52
PFxPC	-446.38 / -0.25	-	-			
CFxPC	96.39 / 0.06	-63.35 / -0.06	-51.43 / -0.07			
PCxTC	85.21 / 0.05	30.63 / 0.03	38.32 / 0.05			
PFxTC	-	-	-	-	-	-
CFxTC	-	-	-	-	-	-
TC2	-	-	-58.49 / -0.08	-	-	-
1	1767.84 / 1	1007.48 / 1	724.16 / 1	31.57 / 1	8.97 / 1	4.89 / 1

* - Energia de deformação absorvida na condição final das misturas cimentadas.

Para a areia, observa-se que as tensões efetivas médias iniciais atuam de forma mais efetiva que para os demais solos, evidenciando a natureza friccional de sua resistência.

Para a argila, observa-se que tanto a percentagem de fibras como o comprimento das fibras aparecem como fatores significativos nos modelos analisados, evidenciando a natureza distinta de seus efeitos.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados dos ensaios laboratoriais realizados neste trabalho e das análises destes resultados conjuntamente com resultados extraídos de MONTARDO (1999) e ROTTA & HEINECK (1999) foram estabelecidas algumas conclusões.

a) Quanto ao módulo inicial do solo:

- A adição de fibras de polipropileno provoca queda do módulo inicial do solo. Tais influências se devem a mudanças na estrutura dos solos provocadas pela presença das fibras. A intensidade das alterações no módulo de elasticidade dependem do tipo e das características de cada solo. Para as misturas não cimentadas, os solos menos rígidos, argila e areia-siltosa, foram os mais afetados enquanto que as alterações na areia foram muito pequenas. Para as misturas cimentadas, as reduções foram bastante acentuadas para os três solos analisados, sendo as mais expressivas registradas para a argila e a areia areia-siltosa, principalmente para as menores tensões efetivas normais médias iniciais.

b) Quanto à resistência ao cisalhamento:

- O comportamento resistente dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas: (1) uma etapa inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo; (2) uma etapa intermediária, na qual o

comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelos elementos de reforço e (3) uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras.

- A passagem da etapa inicial para a etapa intermediária ocorre no momento em que passam a predominar as deformações plásticas na matriz de solo.

- A deformação, na curva tensão X deformação do solo não cimentado e não reforçado, correspondente ao momento onde passam a predominar as deformações plásticas parece ser uma boa estimativa da passagem entre a etapa inicial e a etapa intermediária do mesmo solo porém reforçado.

- Os acréscimos de resistência devido à inserção das fibras de polipropileno a solos não cimentados se mostraram mais expressivos para os solos mais granulares.

- A eficiência da cimentação obtida pela adição de um percentual de cimento depende do tipo de solo. Os resultados sugerem uma relação entre esta eficiência e a superfície específica e o número de pontos de contato entre as partículas do solo.

- A incorporação das fibras de polipropileno a solos cimentados muito resistentes e rígidos ocasiona uma redução na resistência de pico destes materiais.

- O aumento no comprimento das fibras inseridas em solos cimentados pode provocar a queda ou aumento da resistência de pico. O acréscimo de resistência se deve a uma boa adesão entre solo e fibras, mobilizando maiores esforços nas fibras. Em hipótese, acredita-se que a queda na resistência esteja relacionada com a formação de uma estrutura diferenciada oriunda de dificuldades adicionais de homogeneização da mistura com as fibras mais longas.

- Para a argila, possivelmente por desenvolver maior adesão com as fibras de polipropileno, ambos os fatores percentagem e comprimento das fibras aparecem como significativos na composição dos modelos estatísticos aplicados à resistência ao cisalhamento e à energia de deformação absorvida (calculada para a condição de pico das misturas cimentadas), evidenciando os efeitos distintos provocados por estes dois fatores ao comportamento dos solos.

c) Quanto à variação volumétrica:

- Os efeitos provocados pela adição das fibras de polipropileno para a variação volumétrica dos solos podem ser bastante distintos e dependem fundamentalmente da forma como ocorre o colapso da matriz e como se distribuem as deformações provocadas pelo cisalhamento na amostra.

- 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.

- Para os solos cimentados, onde as deformações se concentram apenas na superfície de ruptura, as fibras atuam, em hipótese, de duas maneiras: (1) o efeito de ancoragem, proporcionado pelas fibras ancoradas nos dois lados da superfície de cisalhamento e que tende a reduzir a dilatância; (2) a redistribuição de esforços, que causa a expansão da superfície de cisalhamento, tendendo a aumentar as deformações volumétricas de expansão.

- A presença de uma estrutura cimentada aumenta a adesão existente entre a matriz e o reforço; por um lado,

aumentando o efeito de ancoragem, e, por outro lado, aumentando a redistribuição de esforços. A partir daí, se a estrutura cimentada for muito resistente, como é o caso da argila cimentada, irá inibir a expansão da superfície de cisalhamento e o efeito de ancoragem reduzirá a dilatação. Se a estrutura cimentada não for tão resistente, como é o caso da areia cimentada, a superfície de cisalhamento se expandirá mais, danificando a estrutura em uma região maior de solo e aumentando a dilatação.

d) Quanto ao modo de ruptura:

- As fibras promovem uma redistribuição de esforços e deformações, modificando a forma como as deformações se distribuem no solo mediante uma solicitação externa. Para os solos cimentados as fibras provocam a expansão da superfície de cisalhamento, definindo uma zona de cisalhamento.

- A formação de uma estrutura cimentada muito resistente inibe a expansão das deformações provocadas pelas fibras, resultando em zonas de cisalhamento com espessuras menores.

- A forma de ruptura dos solos cimentados é grandemente alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo sua fragilidade. A amplitude destas alterações provocadas pelas fibras depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida (1) pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente ou (2) por uma combinação apropriada dos fatores comprimento das fibras e tensões efetivas médias normais atuantes.

- O nível de tensões efetivas médias normais atuantes altera também o modo de ruptura do solo. Quanto maior o nível de tensões normais atuantes, menos frágil é o solo.

e) Quanto ao comportamento pós-ruptura:

- A queda de resistência pós-pico, observada para os solos cimentados, é drasticamente reduzida pela incorporação das fibras de polipropileno. A intensidade dessa redução é comandada pela adesão solo-fibra e pela resistência à tração das fibras.

- Aumentando-se o comprimento das fibras, aumenta-se a resistência pós-ruptura do solo cimentado reforçado pois é aumentada a adesão solo-fibra.

- A inserção das fibras de polipropileno provocou um aumento da coesão efetiva final e do ângulo de atrito efetivo final dos três solos cimentados analisados. Porém os aumentos obtidos para a argila cimentada foram os mais expressivos, provavelmente em função da eficiente cimentação obtida para este solo.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo de um estudo de doutorado, mestrado ou qualquer trabalho de pesquisa se procura sempre aprofundar-se mais e mais em um determinado assunto, desvendando "regiões do conhecimento" até então desconhecidas. Durante este processo, a percepção que se tem do problema em si fatalmente se modifica. E aos autores de tais estudos se revelam novos horizontes, novos caminhos, que até então não haviam sido vislumbrados. Contempla-se uma infinidade de possibilidades, que acabam sendo deixadas para trás por não terem sido contempladas no cronograma inicial, e também muitas deficiências, as quais nem se sonhava existirem antes. Relata-se aqui então uma pequena amostra de tais possibilidades e deficiências, que ficam como sugestões para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre o reforço de solos com fibras:

- A realização de estudos de campo, avaliando as reais dificuldades de preparação das misturas de solo e fibras em grande escala e quantificando o quão precisos são os ensaios laboratoriais para prever o comportamento destes materiais em campo;
- O estudo da influência de diferentes densidades e umidades de moldagem das misturas solo-fibras e solo-fibras-cimento, baseado em ensaios triaxiais;
- O estudo de diferentes velocidades de carregamento aplicadas a misturas solo-fibras já que é fato conhecido que o comportamento das fibras se modifica de acordo com a taxa de carregamento (MOREL & GOURC, 1997);
- Avaliação dos efeitos provocados pelos fatores porcentagem de fibras e comprimento das fibras, procurando quantificar a influência de cada um deles separadamente.
- Avaliar qual a relação existente entre a inclinação da curva tensão X deformação, apresentada na etapa final do comportamento do compósito, que é comandada somente pelas fibras, e as características geométricas das fibras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M. Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. In: **CURSO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSINTÉTICOS EM GEOTECNICA E MEIO AMBIENTE**, 1998, São Paulo. São Paulo: 1998. p.D1-D32.
- ACAR, Y.B.; EL-TAHIR, A.E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.11, p.1001-1015, 1986.
- ADACHI, T.; TAKASE, A. Prediction of long term strength of soft sedimentary rock. IN: International Symposium of Weak Rock, 1., Tokyo, 1981. **Proceedings...** v.1, p.99-104.
- ADASKA, W.S. Soil-Cement Liners. In Johnson, Frabel, Cavalli and Petterson (eds) **Hydraulic Barriers in Soil and Rock**. ASTM STP 874, Philadelphia. 1985, p. 299-313.
- AL WAHAB, R.M.; AL-QURNA, H.H. Fiber reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures. **GEOSYNTHETICS '95 CONFERENCE**. 1995, Nashville. **Proceedings...** v.2, p.433-446.
- AL WAHAB, R.M.; EL-KEDRAH, M.A. Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay. **GEOENVIRONMENT 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics**, Louisiana, Geotechnical Special Publication, ASTM,1995. 2v. v.1, n.46, p.791-805, 1995.
- AL WAHAB, R.M.; HENCKEL, G.B.; AL-QURNA, H.H. Total and effective strength parameters of compacted fiber reinforced soils. 1996, p.423-426
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standart test method for measurement of hydrylic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter**: ASTM D5084-90(reaprovada em 1997).

- ANDERSLAND, O.B.; KATTAK, A.S. Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. **Proceedings...** 1979. p.11-16.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - determinação do limite de liquidez:** NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984a, 6p.
- _____. **Solo - determinação do limite de plasticidade:** NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984b, 4p.
- _____. **Solo - análise granulométrica:** NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984c, 13p.
- _____. **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - determinação da massa específica:** NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984d, 8p.
- _____. **Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização:** NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986a, 9p.
- _____. **Solo - ensaio de compactação:** NBR 7182. Rio de Janeiro, 1986b, 10p.
- _____. **Solo coesivo - determinação da resistência à compressão não confinada:** NBR 12777. Rio de Janeiro, 1995, 8p.
- AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, A. Some aspects of the mechanical behavior of 'structured' soils and soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.359-366.
- BELLEZZA, I.; PASQUALINI, E. Hydraulic performance of soil-cement liners. **GeoEnvironmental97** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.271-276.
- BENSON, C.H.; KHIRE, M.V. Reinforcing sand with strips of reclaimed high-density polyethylene. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.120, n.5, p.838-855, 1994.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurements of soil properties in the triaxial test.** 2ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.

- BISHOP, A.W. Progress failure- with special reference to mechanism causing it, Geotechnical Conference, Oslo, 1967 **Proceedings...** v.2, p.142-150.
- BRESSANI, L.A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London, 1990. 459p. Tese de Doutorado em Engenharia (Ph.D.)- University of London.
- BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R. Damage to soil structure during triaxial testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., Rio de Janeiro, 1989. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1989. v.1, p.17-20.
- BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B.; BICA, A.V.D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS - INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1994, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. v.1, p.315-322.
- BRODERICK, G.P.; DANIEL, D.E. Stabilizing compacted clay against chemical attack. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.116, n.10, p.1549-1567, 1990.
- BUDINSKI, K.G. **Engineering Materials**; properties and selection. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 1996. 653p.
- BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO, N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., 1996, San Diego. **Proceedings...**1996. v.1, p.878-884.
- CARRARO, J.A.H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. Porto Alegre, 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 152p.
- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behavior of randomly distributed fibre-reinforced cement soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN

- SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.481-486.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. The behavior of a fibre-reinforced cement soil. **Ground Improvement**, v.3, p.21-30, 1999.
- CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. Influence of curing under stress on the triaxial response of cement soils. **Géotechnique**, London, v.50, n.1, p.99-105, 2000.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- DANIEL, E.D. Soil barrier versus geosynthetic barriers in landfill cover systems. **Landfill Closures; environmental protection and land recovery**. ASCE, New York, 1995.
- DANIEL, D.E; KOERNER, R.M. **Waste containment facilities; guidance for construction, quality control of liner and cover systems**. ASCE, New York, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada - determinação da resistência à tração por compressão diametral**. DNER - ME 181, Rio de Janeiro, 1994.
- DIAZ, J. G. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. Porto Alegre, 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 136p.
- DUPAS, J.; PECKER, A. Static and dynamic properties of sand-cement. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.3, p.419-436, 1979.
- ENDO, T.; TSURUTA, T. Effects os tree's roots upon the shering strength of doils. **Ann. Report of the Hokkaido Branch Gov. Forest Exp. Stations**, Tokyo, p. 167-179. 1969.
- FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULANI, N. Reinforced soil with ligned and randomly oriented metallic fibers. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.14, n.1, p.78-87, 1991.
- FOGAÇA, B.C. **Análise paramétrica de estruturas de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul**

- estabilizada com cinza volante e cal.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 143p.
- FOOSE, G.J.; BENSON, C.H.; BOSSCHER, P.J. Sand Reinforced with wastes tires. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.122, n.9, p.760-767, 1996.
- FREITAG, D.R. Soil randomly reinforced with fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.8, p.823-826, 1986.
- GRAHAM, J.; AU, V.C.S. Effects of freeze-thaw and softening on a natural clay at low stresses. **Canadian Geotechnical Journal**. v.22, n.1, p.69-78, 1985.
- GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.8, p.804-820, 1986.
- GRAY, D.H.; MAHER, M.G. Admixtures stabilization of sands with random fibers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1989. v.2, p.1363-1366.
- GRAY, D.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforced in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.109, n.3, p.333-353, 1983.
- HANNANT, L. Polymers and polymers composities. In: J. M. ILLSTON. **Construction Materials**; their nature and behavior.. 2ed., London: J. M. Illston/E & FN Spon, 1994. p.359-403.
- HAWKES, I.; MELLOR, M. Uniaxial testing in rock mechanics. **Engineering Geologie**, v.4, p.177-285, 1970.
- HEINECK, K.S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão.** Porto Alegre, 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 117p.
- HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials.** London: E. Arnold, 2ed., 1994.
- HOARE, D.J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. Int: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT. Paris, 1979. **Proceedings...**1979. v.1, p.47-52.

- HOLLAWAY, L. Polymers and polymers composities. In: J. M. ILLSTON. **Construction Materials**; their nature and behavior.. 2ed., London: J. M. Illston/E & FN Spon, 1994. p.321-358.
- ILLSTON, J.M. [Ed]. **Construction Materials**; their nature and behavior. 2ed. London: E & FN Spon, 1994. 518p.
- JEWELL, R.A. Some Factors Wich Influence the Shear Strngth of Reinforced Sand. **CUED/D-Soils/TR85**. Cambridge University Engineering Department, Cambridge, England. 1980.
- 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. Fibre-reinforced cement and concrete. In: V. M. MALHORTA. **Advances in concrete technology**. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, 1994. p.603-673.
- KAUL, R.N. **The influence of roots on certain mechanical properties of na uncompacted soil**. University of North Carolina at Raleigh, 1965. Ph.D. Dissertation. 149p.
- LA ROCHELLE, P.; LEFEBVRE, G. Sampling disturbance in chaplain clays. Sampling of Soil and Rock. **Special Techical Publication**. ASTM, 1971 n.483, p.143-163.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM, 1988. 1v., p.715-731.
- LADE, P.V.; OVERTON, D.D. Cementation effects in frictional materials. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.115, n.10, p.1373-1387, 1989.
- LAMBE, T.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**, SI version. New York: John Wiley & Sons Inc., 1979. 553p.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects os structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.467-488, 1990.
- LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; THOMASI, L. The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short systhetic fiber. In: INTERNATIONAL AYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. **Proceedings...** v.1, p.868-877.

- LO, K.Y.; MORIN, J.P. Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays. **Canadian Geotechnical Journal**. v.9, n.3, p.261-277, 1972.
- MAHER, M.H. **Static and dynamic response of sands reinforced with discrete, randomly distributed fibers**. University of Michigan, 1988. Doctor of Philosophy Thesis.
- MAHER, M.H.; GRAY, D.H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. Behavior of fiber-reinforced cement sand under static and cyclic loads. **Geotechnical Testing Journal**, 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**, v.120, n.8 p.1387-1393, 1994.
- MAMBEIAN, T. **The influence of soil moisture suction, cyclic wetting and drying, and plant roots on the shear strength of a cohesive soil and stability of slopes**. 1972. Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, 207p.
- MANASSERO, M.; PASQUALINI, E.; VEGGI, S. Stability os Compacted Clay Liners at Landfill Sidewalls. In: XIII International Conference on Soil Mech. And Foundation Engineering. **Proceedings...** New Delhi, 1994, p. 1587-1589.
- MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. Efect 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, 1988. **Proceedings...** 1988. v.3, p.1735-1738.
- MICHALOWSKI, R.L.; ZHAO, A. Failure of fiber-reinforced granular soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v.122,n.3, p.226-234, 1996.
- MITCHELL, J.K.; KATTI, R.K. Soil improvement. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND

FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...**
Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. v.4, p.261-317.

- MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes.** Porto Alegre, 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 130p.
- MOREL, J.C.; GOURC, J.P. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. **Geosynthetics International**, Minnessota, v.4, n.5, p.481-508, 1997.
- NAMAAN, T.; MOAVENZADAH, F ; McGARRY, F. **Probabilistic Analysis of Fiber Reinforced Concrete.** Vol.1, Paris, France, 1979, p. 25-74.
- NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.L. Planejamento e avaliação de experimentos. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992. 193p.(CT 17).
- NATARAJ, M.S.; ADDULA, H.R.; McMANIS, K.L. Strength and deformations characteristics of fiber reinforced soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. **Proceedings...** Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, 1996. v.1, p.826-835.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 150p.
- NUNES, A.L.L.S. **Nouvelle méthode de détermination de la déformabilité des roches transversalement isotropes avec la cellule triaxiale CSIR.** Dép. Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, 1997. Thèse de Philosophie Doctor, 491p.
- OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. Effect of plastic wastes in improving cement-treated soils. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS. **Proceedings...** Rotterdam, Balkema. 1996. p.875-880.

- O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.114, p.1126-1147, 1988.
- PALMEIRA, E. M. Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. **Geossintéticos 92...** Brasília: 1992., p.1-20.
- PETLEY, D.; JONES, M.; FAN, C.; STAFFORD, C. Deformation and fabric changes in weak fine-grained rocks during high pressure consolidation and shear. In: Int. Symp. On Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam A. A. Balkema, 1993. 3v., v.1, p.737-743.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 150p.
- PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas** São Paulo: ABMS/AABGE, v.20, n.3, 1997.
- RANJAN, G.R.; CHARAN, H.D. Probabilistic analysis of randomly distributed fiber reinforced soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.122, n.6, p.419-426, 1996.
- ROHLFES JR., J.A. **Comportamento de um solo cimentado e sua aplicação na engenharia de fundações.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 114p.
- ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998. Brasília. **Anais...** 1998. v.2, p.1125-1132.
- ROTTA, G.V.; HEINECK, K.S. **Influência da adição de fibras de polipropileno a uma areia-siltosa.** Publicação interna - PPGEC/UFRGS. 1999.
- ROTTA, G.V. **Cimentação introduzida sob tensão: compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados.** Porto Alegre, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PPGEC/UFRGS.

- SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** Porto Alegre, 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 129p.
- SANGREY, D.A. Naturally cemented sensitive soils. **Géotechnique**, London, v.22, n.1, p.139-152, 1972.
- SANTARELLI, F.J.; BROWN, E.T. Failure of Three Sedimentary Rocks in Triaxial and Hollow Cylinder Compression Tests. **Int. J. of Rock Mechanics Min. Sci. & Geomechanics Abstr.**, v.26, n.5, p.401-413. 1989.
- SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.104, n.12, p.1449-1465, 1978.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- 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.
- SHAEFER, V.R.; SHARP, K.D.; DRUMHELLER, C.; ABRAMSON, L.W. Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997. **Geotechnical Special Publication**. ASCE, 1997 n.69 Cap.2.11: Fiber reinforced soils, p.273-291.
- SILVA, M.A.; BUENO, B.S.; LIMA, D.C. Estabilização de solos com inclusões curtas aleatórias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995. **Geossintéticos 95...** p.327-335.
- SOARES, J.M.D.; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall. **Solos e Rochas**. São Paulo, v.17, n.3, p.183-188, 1994.
- SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a**

- pavimentação.** Porto Alegre, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PPGEC/UFRGS. 130p.
- 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.
- TAVENAS, F.; LEROUEIL, S. Effects of stresses and time on yielding of clays. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS & FOUNDATION ENGINEERING, 9., Tokyo, 1977. Proceedings... 1977. v.1, p.319-326.
- TAVENAS, F.; LEROUEIL, S.; LA ROCHELLE, P.; ROY, M. Creep behaviour of an undisturbed lightly over-consolidated clay. **Canadian Geotechnical Journal**. 1978. v.15, n.3, p.403-423.
- TAYLOR, G.D. **Materials in Construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 1994, 284p.
- 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.
- TEODORO, J.M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. São Paulo, 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de São Carlos/USP.
- TESSARI, M.A. **Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratadas com cimento**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 84p.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) CPGEC/UFRGS. 149p.
- THOMÉ, A. ??? Porto Alegre, 1999 Tese (Doutorado em Engenharia) PPGEC/UFRGS. ???
- ULBRICH, L.A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. Porto Alegre, 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 122p.

- VENDRUSCOLO, M. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS. 141p.
- WALDRON, L.J. The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil. **Soil Science Society of Am. J.**, v.41, n.3, p.843-849, 1977.
- WALDRON L.J.; DAKESSIAN, S. Effect os grass, legume and tree roots on soil shering resistence. **Soil Science Society of Am. J.**, v.46, p. 849-899, 1982.
- WEI, M.; BOUAZZA, A. Interface friction of polypropylene straps. **Grouting/Improvement and Geosynthetics.** 1990, p.1175-1187.
- WOOD, D.M. On stress parameters. **Géotechnique**, London, v.34, n.2, p. 282-287, 1984.
- WOODHOUSE, W.W.; HANES, R.E. Dune Stabilization with Vegetation on the outer banks of north Carolina. Coastal Engineering Research Center, Washington, D.C., **CERC Technical Memo**, n.22, 1967.
- WU, T.H. Investigatin of Landslides on Price of Wales Island, Alaska. **Geotechnical Engineering Report.** Department of Civil Engineering, Ohio State Univ., Columbus, Ohio, n. 5 1976.
- YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEACK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.87-92.