

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLO REFORÇADO COM FIBRAS DE POLIPROPILENO

MACIEL DONATO

Dissertação 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
Fevereiro de 2003

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / UFGRS.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Orientador

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Alexandre Benetti Parreira
D.Sc. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
- Prof. Antônio Thomé
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul
- Prof^a. Karla Salvagni Heineck
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul
- Prof. Washington Peres Núñez
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

*Dedico este trabalho à
minha mãe, Rosa*

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos a todos que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização desta dissertação, mesmo não estando aqui citados.

Agradeço de uma forma muito especial ao meu orientador, professor Nilo Cesar Consoli, pela dedicação, competência, otimismo, companheirismo... E, sobretudo pelas “injeções de ânimo”. Quando tudo parecia perdido, quando nada dava certo, lá estava ele, ajudando a resolver os problemas, desvendar os mistérios e sempre, mas sempre mesmo, no “maior alto astral”. Nilo, muito obrigado!

Agradeço a todos os professores do PPGEC/Geotecnia, pelos ensinamentos ministrados e aos funcionários da UFRGS: Jair Floriano da Silva e Carlos Ivan H. Ribas, pelo auxílio na montagem de equipamento e na execução dos ensaios, e também ao João Diniz, por estar sempre disponível nos momentos em que precisei.

Aos professores: Ignácio Iturrioz e Helio J. Belinazo, por me iniciarem na carreira científica. Um agradecimento especial ao professor Antônio Thomé, pela orientação durante o curso de Engenharia Civil na Universidade de Passo Fundo e principalmente por me motivar a seguir nesta carreira.

Ao bolsista de iniciação científica Diego Foppa, pela ajuda indispensável.

Aos meus amigos e colegas da Geotecnia, em especial à: Cícero N. Eisemberg, Juliana Bernardes, Leonardo F. Vieira, Lilian Perazzolo, Rafael Rhallal, Roselene Sheeren e Vinícius R. Aguiar.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e a CAPES, pela oportunidade e auxílio financeiro.

Por fim, gostaria de agradecer a minha mãe, quem mais acreditou em mim, e a Thaíz, quem dividiu comigo todos os momentos tristes e felizes desta etapa de nossas vidas.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE QUADROS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	xii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT	xv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVO GERAL.....	2
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	4
2.2 CONCRETO COMPACTADO COM ROLO.....	4
2.2.1 Definições, vantagens e aplicações	4
2.2.2 Um breve histórico	6
2.2.3 Propriedades mecânicas	7
2.2.4 Métodos de dosagem	8
2.3 MATERIAIS COMPÓSITOS E COMPÓSITO FIBROSOS	12
2.4 TIPOS DE FIBRAS EMPREGADAS COMO REFORÇO	14
2.4.1 Fibras poliméricas	15
2.4.2 Fibras metálicas	16
2.4.3 Fibras vegetais	16
2.4.4 Fibras minerais	16

2.5 SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS.....	17
2.5.1 Estudos experimentais	17
2.5.2 Alterações nas características de compactação dos solos	23
2.5.2 Resistência ao cisalhamento de pico	24
2.5.3 Resistência ao cisalhamento pós-pico	25
2.5.4 Deformabilidade	25
2.5.5 Modo de ruptura	26
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	27
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	27
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS.....	28
3.2.1 Água	28
3.2.2 Cimento	28
3.2.3 Cinza	29
3.2.4 Agregado miúdo	29
3.2.5 Agregado graúdo	30
3.2.6 Fibras	31
3.3 ENSAIOS PRELIMINARES	32
3.3.1 Caracterização física dos materiais	32
3.3.2 Ensaio de Compactação	33
3.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS	33
3.4.1 Ensaio de compressão não-confinada	33
3.4.2 Ensaio de compressão triaxial	33
3.4.3 Ensaio de tração por compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga	34
3.5 VARIÁVEIS DE RESPOSTA	34
3.6 MÉTODOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	36
3.6.1 Preparação dos corpos de prova	36
3.6.2 Ensaio de caracterização física	38
3.6.3 Ensaio de compactação	38
3.6.4 Ensaio de compressão não-confinada	38
3.6.5 Ensaio de compressão triaxial	38
3.6.6 Ensaio de tração por compressão diametral	40
3.6.7 Ensaio de módulo de resiliência	40
3.6.8 Ensaio de fadiga	41

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	42
4.1 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO.....	42
4.1.1 Ensaios de granulometria.....	42
4.1.2 Ensaios de compactação.....	43
4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CCR.....	44
4.2.1 Resistência à compressão não-confinada.....	44
4.2.2 Ensaios à compressão triaxial.....	44
4.2.3 Resistência à tração por compressão diametral.....	50
4.2.4 Módulo de resiliência.....	51
4.2.5 Vida de fadiga.....	52
4.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA AREIA.....	53
4.3.1 Resistência à compressão não-confinada.....	53
4.3.2 Ensaios à compressão triaxial.....	54
4.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA AREIA-SILTOSA.....	59
4.4.1 Resistência à compressão não-confinada.....	59
4.4.2 Ensaios à compressão triaxial.....	59
4.5 ANÁLISE GLOBAL.....	64
4.5.1 Resistência à compressão não-confinada.....	64
4.5.2 Resistência à compressão triaxial.....	66
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	72
5.1 CONCLUSÕES.....	72
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Teor de cimento versus resistência à compressão (adaptada de USACE, 2000)	10
Figura 2.4 – Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994)	14
Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados miúdos	30
Figura 3.2 – Curvas granulométricas dos agregados graúdos	31
Figura 3.3 – Fibras de polipropileno (a) cortadas em comprimento de 24mm; (b) imagem de microscopia eletrônica de varredura com aumento de 90x (Specht, 2000).	32
Figura 3.4 – Representação esquemática do equipamento para ensaio de fadiga (Ceratti,1991).....	41
Figura 4.1 – Curvas granulométricas das misturas	42
Figura 4.2 – Curvas de compactação das misturas	43
Figura 4.3 – Resistência à compressão não-confinada versus tempo de cura do CCR	44
Figura 4.4 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial do CCR: (a) sem fibras, (b) com fibra	45
Figura 4.5 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial do CCR não cimentado: (a) sem fibras, (b) com fibra.....	45
Figura 4.6 – Módulo de deformação secante para: (a) CCR; (b) CCR não cimentado.....	47
Figura 4.6 – Envoltórias de resistência de pico do CCR.....	48
Figura 4.7 – Variação do índice de fragilidade com a tensão confinante para: (a) CCR; (b) CCR não cimentado	49
Figura 4.8 – Variação da energia de deformação com a tensão confinante para: (a) CCR; (b) CCR não cimentado	50
Figura 4.9 – Módulo de resiliência versus tensão confinante das matrizes cimentadas de CCR	51
Figura 4.10 – Tensão de tração versus vida de fadiga das matrizes cimentadas de CCR.....	53
Figura 4.11 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra	55
Figura 4.12 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia não cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra.....	55
Figura 4.13 – Módulo de deformação secante para: (a) Areia cimentada; (b) Areia não cimentada	56
Figura 4.14 – Envoltórias de resistência de pico da Areia	57

Figura 4.15 – Variação do índice de fragilidade com a tensão confinante para a Areia cimentada	58
Figura 4.16 – Variação da energia de deformação com a tensão confinante para: (a) Areia cimentada; (b) Areia não cimentada	59
Figura 4.17 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia-siltosa cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra.....	60
Figura 4.18 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia-siltosa não cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra	60
Figura 4.19 – Módulo de deformação secante para: (a) Areia-siltosa cimentada; (b) Areia-siltosa não cimentada	62
Figura 4.20 – Envoltórias de resistência de pico da Areia-siltosa	63
Figura 4.21 – Variação do índice de fragilidade com a tensão confinante para a Areia-siltosa cimentada.....	63
Figura 4.22 – Variação da energia de deformação com a tensão confinante para: (a) Areia-siltosa cimentada; (b) Areia -siltosa não cimentada	64
Figura 4.23 – Resistência à compressão não-confinada dos materiais cimentados	65
Figura 4.24 – Resultados normalizados da resistência à compressão não-confinada.....	65
Figura 4.25 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial para os materiais cimentados: (a) CCR, (b) Areia, (c) Areia-siltosa	66
Figura 4.26 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial para os materiais não cimentados: (a) CCR, (b) Areia, (c) Areia-siltosa	68
Figura 4.27 – Variação das resistências: (a) de pico, (b) final	69
Figura 4.28 – Variação dos parâmetros de resistência de pico: (a) intercepto coesivo, (b) ângulo de atrito interno	70
Figura 4.29 – Resultados normalizados do índice de fragilidade dos materiais cimentados	70
Figura 4.30 – Resultados normalizados da energia de deformação absorvida	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Distribuição granulométrica ideal para agregado graúdo (adaptada de USACE, 2000)	10
Tabela 2.2 – Distribuição granulométrica ideal para agregado miúdo (adaptada de USACE, 2000)	11
Tabela 2.3 – Quantidade dos materiais constituintes do CCR (adaptada de USACE, 2000)	11
Tabela 3.1 – Quantidade dos materiais constituintes das misturas propostas	28
Tabela 3.2 – Propriedades físicas dos agregados miúdos	30
Tabela 3.3 – Propriedades físicas dos agregados graúdos	31
Tabela 3.4 – Resumo das propriedades mecânicas das fibras	32
Tabela 3.5 – Variáveis investigadas nos ensaios de compressão não-confinada	33
Tabela 3.6 – Variáveis investigadas nos ensaios de compressão triaxial.....	34
Tabela 3.7 – Variáveis investigadas nos ensaios de compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga	34
Tabela 4.1 – Parâmetros de compactação adotados para as diferentes misturas	43
Tabela 4.2 – Resistência à tração por compressão diametral das matrizes cimentadas de CCR	50
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de fadiga das matrizes cimentadas de CCR	52
Tabela 4.4 – Resistência à compressão não-confinada da Areia cimentada.....	53
Tabela 4.5 – Resistência à compressão não-confinada da Areia-siltosa cimentada	59

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 – Resumo dos ensaios triaxiais com CCR.....	46
Quadro 4.2 – Resumo dos ensaios triaxiais com Areia	56
Quadro 4.3 – Resumo dos ensaios triaxiais com Areia-siltosa.....	61

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CID	Ensaio triaxial adensado isotropicamente drenado
CCR	Concreto compactado com rolo
CMC	Concreto massa convencional
d	Diâmetro do corpo de prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
D_{10}	Diâmetro efetivo
D_{50}	Diâmetro médio
E_{def}	Capacidade de absorção de energia de deformação
$E_{def(15\%)}$	Energia de deformação absorvida medida para 15% de deformação
E_s	Módulo de deformação secante
$E_{s(0,1\%)}$	Módulo de deformação secante medido para 0,1% de deformação
F	Carga de ruptura
F_a	Resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra
F_t	Resistência à tração da fibra
h	Altura do corpo de prova
I_F	Índice de fragilidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
M_r	Módulo de resiliência
N	Número de repetições de carga
Nf	Vida de fadiga
PC	Porcentagem de cimento
PET	Polietileno Tereftalato
R^2	Coefficiente de determinação
TC	Tensão confinante

TF	Teor de fibra
USACE	United States Army Corps of Engineers
c'	Intercepto coesivo de pico
D	Diâmetro da fibra
l/d	Fator de forma da fibra
l	Comprimento da fibra
p'	$(\sigma_a' + 2 \cdot \sigma_r') / 3$
q	$\sigma_a - \sigma_r$
q_{final}	Tensão desvio final
q_{rup}	Tensão desvio na ruptura
q_u	Resistência à compressão não-confinada
q_{ut}	Resistência à compressão diametral
u	Porosidade
ω	Teor de umidade
ω_{ot}	Teor de umidade ótimo
f'	Ângulo de atrito interno de pico
γ_s	Massa específica real dos grãos
γ_d	Massa específica máxima
s'	$(\sigma_a' + \sigma_r') / 2$
t	$(\sigma_a - \sigma_r) / 2$
s_a	Tensão total axial
s_r	Tensão total radial
s_d	Tensão desvio aplicada repetidamente
s'_a	Tensão efetiva axial
s_r	Tensão efetiva radial
s_t	Tensão de tração em ensaios cíclicos
e_a	Deformação axial
e_r	Deformação axial recuperável

RESUMO

Este trabalho avaliou os efeitos da inclusão de fibras de polipropileno, aleatoriamente distribuídas, sob condições de carregamento estático e dinâmico, sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um concreto compactado com rolo. Ensaio de compressão não-confinada, compressão triaxial, compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga foram realizados em amostras com 0,5% em peso de fibras de 24 mm de comprimento e 0,021 mm de diâmetro, com o objetivo de avaliar o potencial aumento de resistência e ductilidade, bem como a possível redução do índice de fragilidade devido à inserção das fibras. Além disto, foi também avaliada a influência da granulometria da matriz solo-brita, no tocante à modificação das propriedades mecânicas do material quando da inclusão de fibras em materiais com uma mesma matriz granulométrica fina, mas com a retirada das porções de fração grosseira. Os resultados dos ensaios indicaram que a inclusão de fibras provocou ganhos na resistência a compressão e no comportamento relacionado a fadiga, reduções da rigidez inicial, do módulo de resiliência e do índice de fragilidade, sendo estas modificações de comportamento mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz.

ABSTRACT

Unconfined compression, triaxial compression, splitting tension, resilient modulus and fatigue tests were carried out in specimens of roller compacted concrete reinforced with 0.5% in weight of 24mm long and 0.021 mm thick randomly distributed polypropylene fibers, with the objective of evaluating strength and ductility increase, as well as a possible reduction of brittleness index due to fiber insertion. Besides, it was also assessed the influence of soil-gravel matrix granulometry, regarding changes in the mechanical properties of the material due to inclusion of fibers in a similar fine grained matrix, where the thicker portion of the material was removed. Test results indicate that fiber inclusion increased strength and fatigue life, reducing initial stiffness, resilient modulus and brittleness index, being more effective for fine-grained soil matrixes.

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A tecnologia de concreto compactado com rolo (CCR) vem sendo bastante difundida, principalmente após a realização de grandes barragens a gravidade nos Estados Unidos da América, a partir da década de 80. Com a proposta de reduzir o consumo de cimento, o tempo de execução, a mão-de-obra por unidade de volume e conseqüentemente os custos, este método executivo tornou-se técnica e economicamente atrativo.

O CCR pode apresentar características semelhantes às de um solo cimentado. Segundo o Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE, 2000) ele pode ser aplicado em qualquer situação onde um concreto de baixa fluidez (zero-slump) possa ser transportado, lançado e compactado usando equipamentos empregados em obras de terra/enrocamento. Neste contexto o CCR é abordado neste trabalho como um material geotécnico, assim como solos cimentados.

Apesar de ter um consumo de cimento menor quando comparado com o concreto convencional, o CCR ainda apresenta problemas de fissuração relacionados a problemas térmicos, quando aplicado a barragens, onde o volume de concreto utilizado é geralmente maior que em obras correntes.

Para Specht (2000) a grande fragilidade e fissuração excessiva dos materiais cimentados têm, muitas vezes, desmotivado o uso destes em pavimentação. Segundo Trichês (1993):

O trincamento de camadas cimentadas e asfálticas tem sido apontado por pesquisadores brasileiros (Pinto, 1991; Ceratti, 1991) como uma das principais causas da queda da serventia dos pavimentos rodoviários no Brasil.

Para Specht (2000) este defeito representa o início de uma fase de deterioração estrutural, com o surgimento de deformações plásticas e a reflexão de trincas de tração ou retração para o revestimento betuminoso.

Uma das técnicas que tem sido desenvolvida para melhorar o desempenho de materiais suscetíveis a problemas derivados do surgimento de fissuras, não só no âmbito da engenharia geotécnica, mas que envolve, de maneira geral, compósitos baseados em cimento Portland é a inclusão de fibras poliméricas. Elas atuam como elementos de reforço, não impedindo a formação de fissuras, porém, atuando diretamente no controle da propagação destas ao longo da massa cimentada, beneficiando as propriedades mecânicas do estado pós-fissuração.

A técnica de reforço de solos através da inclusão de fibras tem sido estudada por vários pesquisadores (e.g. Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Maher e Gray, 1990; Maher e Ho, 1993; Consoli et al., 1999 e 2002; Montardo et al., 2000; Specht et al., 2002) e tem se mostrado eficiente inclusive para solos cimentados, aumentando a ductilidade e reduzindo o índice de fragilidade de compósitos fibrosos.

Para que sejam concebidos novos materiais é importante que se conheçam as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição, bem como suas possíveis combinações. O conhecimento do mecanismo de interação matriz-reforço é de grande importância no entendimento da resposta da mistura no que tange ao seu comportamento mecânico. Este mecanismo depende de vários fatores relacionados com a matriz (concretos, solo-cimento ou solo), como granulometria, índice de vazios e grau de cimentação, e com as fibras, como comprimento, espessura, rugosidade, módulo de elasticidade, capacidade de alongamento, etc.

1.2 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral estudar o comportamento mecânico do concreto compactado com rolo, reforçado com fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas, sob condições de carregamento estático e dinâmico.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são avaliar as propriedades mecânicas do CCR reforçado e não reforçado, analisando a influência dos fatores: tensão confinante, teor de cimento e granulometria do material.

1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

A presente pesquisa foi executada em cinco etapas, a seguir descritas: (1) identificação do problema e objetivos da pesquisa; (2) revisão da literatura existente sobre o assunto; (3) planejamento e execução do programa experimental; (4) análise e discussão dos resultados; (5) redação final.

A primeira etapa consistiu na discussão a respeito dos benefícios e dos problemas relacionados ao comportamento do CCR e das misturas solo-fibra. A partir daí delineou-se um projeto de pesquisa, cujos objetivos foram apresentados no item 1.2.

A segunda etapa consistiu na revisão da literatura existente a respeito do tema deste trabalho, priorizando trabalhos científicos que pudessem fornecer subsídios para o desenvolvimento de um programa experimental adequado à pesquisa proposta. Tal revisão é apresentada no Capítulo 2.

Na terceira etapa, que consiste no planejamento e execução do programa experimental, foram determinadas quais características geotécnicas de resistência e deformabilidade seriam relevantes à verificação da eficácia, ou não, da adição de fibras nas misturas. No Capítulo 3 é apresentada a descrição do programa experimental, além da descrição dos materiais utilizados na pesquisa, dos detalhes a respeito da preparação dos corpos de prova e dos métodos utilizados para a realização dos ensaios.

No Capítulo 4 são apresentadas as análises e discussões dos resultados obtidos no programa experimental.

As principais conclusões que representam a síntese de todo o conhecimento adquirido durante a realização deste trabalho são apresentadas no Capítulo 5, onde também são feitas sugestões para as próximas pesquisas.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A necessidade de entender-se os mecanismos de interação entre uma matriz e um reforço, quando pretende-se desenvolver novos materiais, faz com que cada parte dos materiais constituintes sejam estudos separadamente. Desta forma procurou-se apresentar as informações disponíveis na literatura nacional e internacional sobre CCR e fibras de forma separada, visto que, até o momento não há qualquer menção sobre o uso destes dois materiais conjuntamente.

No decorrer do presente capítulo será apresentada uma revisão da literatura que está subdividida em quatro partes. Na primeira parte é abordada de maneira genérica o concreto compactado com rolo (CCR). Em seguida é feita uma revisão sobre materiais compósitos e compósitos fibrosos. Após, será relatado o estudo de alguns tipos de fibras e suas características. Por último, apresenta-se um apanhado geral sobre solos reforçados com fibras, tanto os solos artificialmente cimentados quanto os não cimentados.

2.2 CONCRETO COMPACTADO COM ROLO

2.2.1 Definições, vantagens e aplicações

O concreto compactado com rolo (CCR) é definido pelo American Concrete Institute (ACI, 1989) como, concreto que, em estado não endurecido, pode suportar um rolo enquanto está sendo compactado. Schrader (1994) o define como um concreto, porém lançado e

compactado por métodos não tradicionais. Andriolo (1989) o define mais abrangentemente, como:

Concreto de consistência seca, que, no estado fresco, pode ser misturado, transportado, lançado e compactado por meio de equipamentos usualmente utilizados em serviços de terraplanagem ou enrocamento.

De acordo com Jofré et al (1990), citado por Trichês (1993), o:

CCR é uma mistura de agregado, água e cimento, que atinge resistência similar ao concreto convencional para pavimento, mas que o teor de umidade da mistura e o processo construtivo são similares àqueles da base tratada com cimento.

Segundo o Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE, 2000), o CCR pode ser aplicado em qualquer situação onde um concreto de “zero-slump” possa ser transportado, lançado e compactado usando equipamentos empregados em obras de terra/enrocamento. Sua aplicação deve ser considerada apenas quando ele se torna economicamente competitivo, comparando-se com outros métodos construtivos. Exemplos: empedramento de proteção “riprap”, ensecadeiras, grandes aterros, aberturas de fundações, grandes áreas pavimentadas, barragens de concreto gravidade, dentre outros.

Seu desenvolvimento visava a produção de um material com propriedades estruturais de um concreto com características de lançamento semelhantes às de um material de aterro. O resultado foi um material que, quando projetado e construído como uma estrutura de gravidade, seria mais econômico quando comparado com estruturas de concreto convencional e aterro/enrocamento (USACE, 2000).

A economia que o CCR para barragens de gravidade oferece, segundo o Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE, 2000), é devido aos seguintes fatores: Seu custo é de 25% a 50% menor do que o concreto convencional, a quantidade de cimento é menor, sua construção é mais rápida e a mão-de-obra por unidade de volume é reduzida. Schrader (1994) salienta, também, a possibilidade do uso de agregados de baixa qualidade em barragens de CCR, diferentemente dos exigidos para concreto convencional. Andriolo (1989) acrescenta, ainda, a redução sensível no uso de formas e a simplificação e redução na infraestrutura de apoio.

2.2.2 Um breve histórico

A utilização de concreto em barragens iniciou-se na segunda metade do século XIX, sem cuidados especiais quanto ao controle de qualidade dos materiais. A evolução do emprego do concreto em obras de grande porte levou ao conceito de concreto massa, definido como aquele concreto lançado em grandes volumes e que requeira meios especiais para combate à geração de calor e às mudanças de volume (Marques Filho, 2001).

O conceito de concreto rolado surgiu após a segunda guerra mundial, quando a indústria de equipamentos pesados tornou viável a utilização dos equipamentos de terraplenagem e o desenvolvimento intenso das barragens de materiais soltos. A idéia era de se otimizar o processo executivo das barragens de concreto com equipamentos semelhantes aos das obras de terra, utilizando-se um concreto com consistência que suportasse o tráfego de equipamentos de transporte, espalhamento e compactação (Marques Filho, 2001).

Segundo Andriolo (1989), em 1970 o conceito de concreto rolado teve um grande impulso nas conferências de Asilomar, nos EUA, onde foram apresentados trabalhos sobre a aplicação de equipamentos de construção de maciços de terra e rocha para a construção de maciços de concreto.

A primeira aplicação do concreto rolado iniciou-se em pavimentos e em concretos de regularização, principalmente como base de pavimentos e pistas aeroportuárias, a partir da década de 20. A técnica teve a denominação usual de mistura pobre, concreto seco pobre e outras denominações de materiais grosseiros para aplicações secundárias (Marques Filho, 2001).

A primeira aplicação de CCR em pavimentação, no Brasil, foi realizada pela prefeitura de Porto Alegre (RS), em 1972. O CCR foi empregado como camada de base de pavimentos semi-rígidos nas avenidas Sertório, Bento Gonçalves, 1^a e 2^a Perimetrais e Osvaldo Aranha (Carvalho et al, 1987 citado por Trichês, 1993).

O Corpo de Engenheiro do Exército dos EUA (USACE) construiu, em 1975, a primeira pista de teste em CCR, na cidade de Vicksburg, EUA. O objetivo foi de comprovar a viabilidade do uso da técnica na construção de pavimentos (Saucier, 1994).

A primeira grande obra de CCR foi a construção da barragem de Willow Creek, em 1982, nos Estados Unidos da América. Em seguida foram construídas as barragens de Castilblanco de los Arroyos, na Espanha, Kengkou, na China, Upper Stillwater e Elk Creek, ambas nos Estados Unidos (Saucier, 1994; Schrader, 1994; Marques Filho, 2001).

No Brasil, os primeiros estudos de CCR em barragens, foram desenvolvidos na Itaipu Binacional, em 1978 na rampa de acesso e nas adufas de desvio (Andriolo, 1989; Marques Filho, 2001). A primeira aplicação em barragem de grande porte ocorreu em 1986, na Barragem de Saco de Nova Olinda, na Paraíba. Outra barragem de grande porte foi a Usina Hidrelétrica Salto Caxias, em 1998, no Paraná. No Rio Grande do Sul, cabe mencionar as barragens de Val de Serra, Betarello e Dona Francisca (Marques Filho, 2001).

2.2.3 Propriedades mecânicas

As propriedades do concreto compactado com rolo (CCR) são similares às daquelas do concreto massa convencional (CMC). Algumas diferenças são geralmente devido ao baixo teor de água do CCR, diferenças no índice de vazios, nos agregados ou em outros materiais (ACI, 1989; Saucier, 1994; USACE, 2000).

A seguir serão apresentadas algumas propriedades mecânicas do CCR, organizadas em tópicos de acordo com o parâmetro de interesse, segundo a USACE (2000):

a) Resistência à compressão simples: Como para o CMC, a resistência à compressão simples é utilizada como uma medida da resistência média do CCR, e também como medida da durabilidade. CCRs comuns podem apresentar resistências de 6,9 MPa a 27,6 MPa após um ano de cura.

b) Resistência à tração: A razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão apresentam valores típicos na ordem de 5 a 15%, dependendo da qualidade dos agregados, resistência, tempo de cura e método de ensaio.

c) Resistência ao cisalhamento: É a propriedade mais importante para barragens e é representada pela envoltória de Mohr. A coesão varia com a quantidade de pasta, teor de cimento e tempo de cura, seu valor está em torno de 0,5 MPa e 4,1 MPa e a razão entre a coesão e a resistência à compressão atinge valores de até 20%. O ângulo de atrito interno depende do tipo e da forma dos agregados, e seu valor varia de 40 a 60 graus.

d) Módulo de elasticidade: Schrader (1994) salienta que dentre as várias propriedades mecânicas desejadas em um CCR para barragens, está a obtenção de baixos módulos de elasticidade, e uma das formas para alcançá-lo é a utilização de agregados de baixa qualidade. Valores típicos de módulos de elasticidade estão entre 30 e 47 GPa para um ano de cura.

e) Massa específica: A massa específica do CCR depende principalmente da massa específica dos agregados e do grau de compactação. Um aumento de 5% na porosidade devido a uma compactação incompleta pode resultar em 30% de perda de resistência. Valores típicos de massa específica estão entre 2240 a 2560 kg/m³.

2.2.4 Métodos de dosagem

O procedimento de dosagem de CCR é similar àquele utilizado para concreto convencional, porém com algumas diferenças, entre elas o baixo teor de água utilizado e a baixa trabalhabilidade, afinal, a mistura deve ser estável suficiente para suportar um rolo vibratório e outros equipamentos pesados (USACE, 2000; Saucier, 1994).

Segundo o Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE, 2000), a dosagem do CCR depende fundamentalmente da resistência e da durabilidade requerida, entretanto, há outros fatores que também são relevantes como a disponibilidade de materiais, método de transporte, equipamentos de lançamento e compactação, entre outros.

Segundo o Instituto Americano de Concreto (ACI, 1989) existem vários métodos que são utilizados com sucesso para dosagem de concreto compactado com rolo. Eles podem ser classificados em três diferentes grupos: (1) dosagem através da especificação dos limites de consistência; (2) através de ensaios de diferentes misturas para escolher a combinação agregado-cimento mais econômica; e (3) através dos conceitos de compactação utilizados em solos.

O método dos limites de consistência tem como base à determinação da trabalhabilidade, que é medida através de um ensaio chamado Vebe modificado (ACI, 1989). O aparelho consiste em uma mesa vibratória com frequência e amplitude padronizadas que suportará um recipiente com 9,44 dm³. A amostra de CCR é colocada dentro do recipiente e vibrada até completa consolidação. O tempo que essa amostra leva para adensar é o chamado

tempo de Vebe, também conhecido como o tempo de Canon (*Canon time*) (ACI, 1989; Marques Filho, 2001).

O segundo método é baseado na comparação entre resultados de resistência à compressão de amostras onde é mantida fixa a distribuição granulométrica dos agregados enquanto se varia o teor de cimento. Baseado nestes resultados, ensaios complementares são realizados onde se fixa o teor de cimento e se varia a distribuição granulométrica dos agregados. É escolhida, então, a combinação mais econômica de material cimentante e agregados que satisfaça a resistência de projeto desejada.

O terceiro método envolve a determinação da massa específica seca máxima e a umidade ótima do material usando os conceitos da mecânica dos solos. Diferentes misturas devem ser ensaiadas variando-se fatores como teor de cimento e granulometria dos agregados, assim como no método anterior. Este procedimento é comumente utilizado para misturas com agregados de pequena dimensão e altos teores de cimento.

O primeiro método abordado, o dos limites de consistência, foi escolhido para a dosagem do CCR deste trabalho devido a sua facilidade e velocidade de dosagem. A seguir será apresentado o método de dosagem de CCR segundo o Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE, 2000), gerado a partir da compilação de mais de 150 dosagens, formuladas em laboratório e usadas em vários projetos.

O primeiro passo é determinar a resistência à compressão que o CCR deve apresentar num determinado período de cura. Para tanto se faz uso da Figura 2.1, onde se determina, também, o teor de material cimentício que a mistura deve ter. Após, determina-se o tamanho máximo dos agregados.

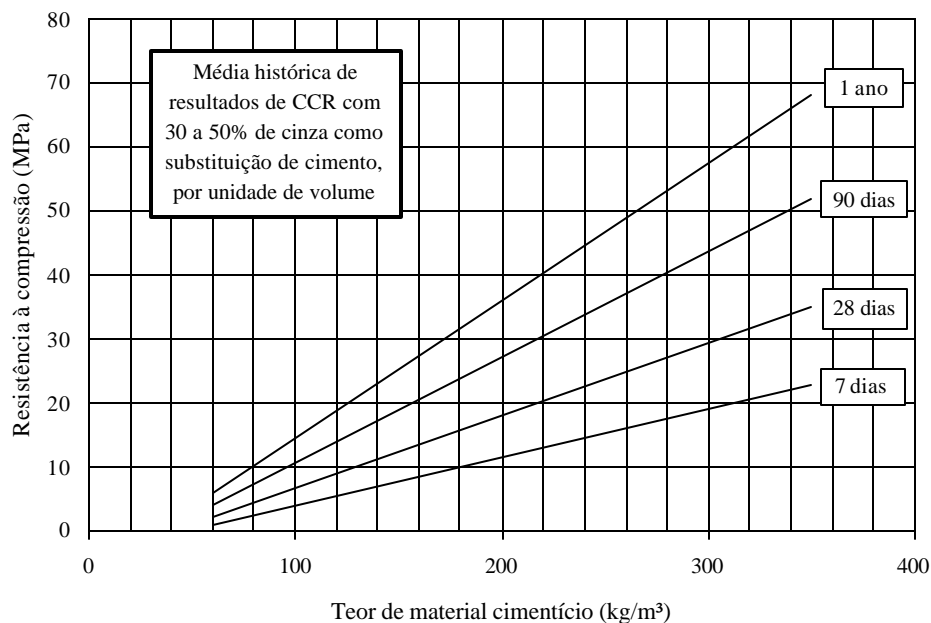


Figura 2.1 – Teor de cimento versus resistência à compressão (adaptada de USACE, 2000)

Da Tabela 2.1 escolhe-se com a maior aproximação possível a distribuição granulométrica do agregado graúdo. Da mesma forma, escolhe-se a distribuição granulométrica do agregado miúdo, através da Tabela 2.2.

Tabela 2.1 – Distribuição granulométrica ideal para agregado graúdo (adaptada de USACE, 2000)

Diâmetro Peneira	Porcentagem Passante Acumulada		
	4,75 a 75 mm	4,75 a 50 mm	4,75 a 19 mm
75 mm	100		
63 mm	88		
50 mm	76	100	
37,5 mm	61	81	
25 mm	44	58	
19 mm	33	44	100
12,5 mm	21	28	63
9,5 mm	14	18	41
4,75 mm	-	-	-

Tabela 2.2 – Distribuição granulométrica ideal para agregado miúdo (adaptada de USACE, 2000)

Diâmetro Peneira	Porcentagem Passante Acumulada
9,5 mm	100
4,75 mm	95 a 100
2,36 mm	75 a 95
1,18 mm	55 a 80
600 µm	35 a 60
300 µm	24 a 40
150 µm	12 a 28
75 µm	6 a 18

Através do tempo de Vebe, que mede indiretamente a trabalhabilidade do CCR, estima-se o teor de água necessário para atingir o tempo estabelecido, usando a Tabela 2.3. Na mesma tabela, compara-se o teor de argamassa sugerido com o teor de argamassa calculado na mistura. Ainda, calcula-se o volume de pasta e a razão volume de pasta por volume de argamassa do CCR e compara-se com o sugerido pela tabela.

Tabela 2.3 – Quantidade dos materiais constituintes do CCR (adaptada de USACE, 2000)

	Diâmetro Máximo do Agregado					
	19 mm		50 mm		75 mm	
	Média	Limites	Média	Limites	Média	Limites
Teor de água (kg/m ³)						
a) Vebe abaixo de 30 s	150	133-181	122	107-140	107	85-128
b) Vebe acima de 30 s	134	110-154	1198	104-125	100	97-112
Teor de areia, % do volume total de agregados						
a) agregado anguloso	55	49-59	43	32-49	34	29-35
b) agregado arredondado	43	38-45	41	35-45	31	27-34
Teor de argamassa, % por volume						
a) agregado anguloso	70	63-73	55	43-67	45	39-50
b) agregado arredondado	55	53-57	51	47-59	43	39-48
Volume de pasta / volume de argamassa	0,41	0,27-0,55	0,41	0,31-0,56	0,44	0,5-3,3

O último passo do método de dosagem é avaliar a trabalhabilidade e a resistência do CCR através de ensaios de laboratório (Vebe modificado e resistência à compressão simples).

2.3 MATERIAIS COMPÓSITOS E COMPÓSITO FIBROSOS

Um material compósito, segundo Budinski (1996), é a combinação de dois ou mais materiais que tem propriedades que os materiais componentes não tem por si próprios. São constituídos por duas fases, a matriz (concretos, silicões, argamassas, etc.) e o elemento de reforço (fibras, papeis, aço, etc.).

Segundo Budinski (1996), os materiais compósitos mais importantes são combinações de polímeros e materiais cerâmicos. As cerâmicas têm alta resistência à compressão e são muito rígidas, porém são frágeis e exibem baixa resistência à tração. Os polímeros têm baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e resistência a tração moderada (Taylor, 1994).

Higgins (1994) classifica os materiais compósitos em dois grandes grupos: os materiais compósitos particulados, nos quais são adicionados à matriz algum material em forma de partícula, e os materiais compósitos fibrosos, os quais serão enfatizados neste trabalho.

Os materiais baseados em cimento Portland são uma opção natural para a aplicação de materiais fibrosos, uma vez que são baratos, mas apresentam problemas relativos a ductilidade, resistência ao impacto e resistência à tração e flexão (Taylor, 1994).

Para Taylor (1994), Hannant (1994) e Illston (1994) é consenso que o maior potencial dos materiais compósitos fibrosos está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material, aumentando assim a sua capacidade de absorção de energia. Isto é devido ao fato de que a deformação necessária para causar fissuras na matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras. As fibras, geralmente, têm menor módulo de elasticidade que a matriz cimentada e, portanto, pouco ou nenhum aumento de tensão de fissuração é esperado. Taylor (1994) acredita que, para haver um acréscimo de resistência pré-fissuração do compósito, é necessário a utilização de uma fibra mais rígida que a matriz, assim como a aderência do reforço com a matriz deve ser tal que impeça movimentos relativos entre as partes.

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

e, secundariamente, elas melhoram a ductilidade e a tenacidade de uma matriz com características frágeis.

Para Taylor (1994), as fibras não impedem a formação de fissuras no compósito, mas elas são capazes de aumentar resistência à tração pelo controle da propagação das fissuras na matriz. As fibras mantêm as interfaces das fissuras juntas, e isto, segundo Hannant (1994), beneficia as propriedades mecânicas do estado pós-fissuração, ou seja, proporcionam o aumento da ductilidade. As fibras, ao “atravessarem” as fissuras, contribuem para o aumento da resistência, da deformação de ruptura e da tenacidade dos compósitos.

Taylor (1994) apresenta os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos cimentados, assumindo que as variações das propriedades descritas abaixo são atingidas independentemente:

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

b) Módulo de elasticidade da fibra: Um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor da fibra, mas, na prática, quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras;

c) Aderência entre a fibra e a matriz: As características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito.

d) Resistência da fibra: Aumentando a resistência das fibras aumenta-se também a ductilidade do compósito, assumindo-se que não ocorre o rompimento das ligações por aderência. A resistência da fibra escolhida dependerá, na prática, das características pós-fissuração desejadas, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz;

e) Comprimento da fibra: Quanto menor for o comprimento das fibras, maior será a possibilidade delas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão de tração igual a sua resistência à tração.

A distribuição idealizada da fibra em relação à fissura e o equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada é mostrada na Figura 2.4. Torna-se evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro desta. A relação l/d (comprimento/diâmetro) ou fator de forma, como é conhecido, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra e a resistência da aderência fibra/matriz. Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, fibra de aço, então, a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas (Taylor, 1994).

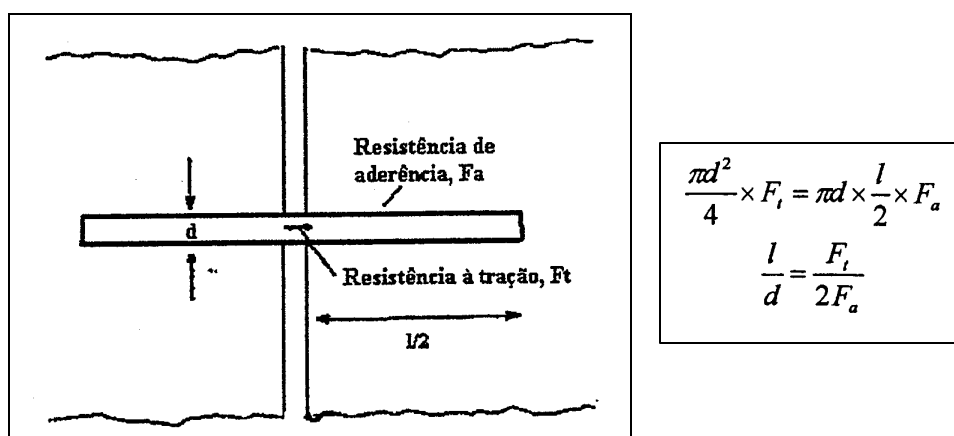


Figura 2.4 – Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994)

2.4 TIPOS DE FIBRAS EMPREGADAS COMO REFORÇO

Diversos tipos de fibras estão sendo utilizados como reforço em materiais de construção e também em solos. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades químicas, físicas e mecânicas, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação. Portanto, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

A seguir, serão apresentados alguns tipos de fibras utilizadas como elemento de reforço em materiais compósitos fibrosos baseados em matrizes cerâmicas. Para melhor

entendimento do assunto, o tema foi dividido segundo o material de origem da fibra: polímeros, metais, vegetais e minerais.

2.4.1 Fibras poliméricas

Os polímeros, de acordo com sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras.

a) fibras de polipropileno

As fibras de polipropileno são constituídas de um material polimérico chamado de termoplástico. Os polímeros termoplásticos consistem em uma série de longas cadeias de moléculas polimerizadas. Todas as cadeias são separadas e podem deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994).

Esta característica explica a grande flexibilidade e tenacidade das fibras de polipropileno e concede substancial aumento da resistência ao impacto aos materiais a que é incorporada. O módulo de elasticidade é menor do que qualquer outra fibra comumente utilizada, aproximadamente 8 GPa. Esta propriedade não a recomenda para ser utilizada com a finalidade de aumentar a resistência pré-fissuração ou rigidez dos materiais. A resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (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 são altamente resistentes aos álcalis. Contudo, polietileno com alta densidade tem sido desenvolvido para aumentar o módulo e a aderência com a matriz. Como não sofrem variação volumétrica na presença de água, a durabilidade dos produtos é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência quando comparadas com as fibras de polipropileno (Hannant, 1994).

c) fibras de poliéster

A aparência das fibras de poliéster é similar às fibras de polipropileno, mas são mais densas, mais rígidas e mais resistentes. Elas podem ser usadas para as mesmas aplicações que as de polipropileno, mas onde a melhora na performance justifique o seu maior custo (Taylor,

1994). Um dos poliéster mais conhecidos é o polietileno tereftalato (PET), atualmente utilizado como material de constituição das garrafas plásticas tipo “PET”.

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).

2.4.2 Fibras metálicas

As fibras metálicas mais comuns são as de aço. Sua resistência à tração é de aproximadamente 200 GPa. Dependendo do meio onde estão inseridas, apresentam problemas relacionados à corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (Taylor, 1994). Hannant (1994) complementa que há uma grande variedade de formas e comprimentos, dependendo do processo de manufatura.

2.4.3 Fibras vegetais

As fibras vegetais utilizadas em materiais compósitos podem ser de bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana-de-açúcar (Hannant, 1994). Algumas destas fibras podem atingir grandes resistências, como por exemplo, as fibras de bambu que atingem normalmente resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

2.4.4 Fibras minerais

a) fibras de carbono

São materiais baseados na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza dos mesmos. As fibras de carbono possuem uma alta resistência à tração (aproximadamente 2400 GPa) e módulo de elasticidade elevado (em torno de 420 GPa). Essas características tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras, caso

contrário estas resistências não serão mobilizadas e as fibras serão arrancadas com cargas menores (Taylor, 1994).

b) fibras de amianto

As fibras de amianto apresentam uma resistência à tração média de 1000 MPa. Quanto menores as fibras, maior é a resistência esperada. O módulo de elasticidade é de aproximadamente 160 GPa. O diâmetro é muito pequeno, aproximadamente 1 μm . Este pode ser um dos fatores que explica a excelente aderência das fibras com a matriz cimentada (cimento amianto) (Taylor, 1994).

c) fibras de vidro

As fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, isto é, fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais depende das propriedades do vidro, do tamanho do furo por onde são extrusados e da velocidade de extrusão, mas geralmente são da ordem de 10 μm . (Taylor, 1994). O mesmo autor afirma que as fibras de vidro produzidas a partir do vidro tipo E, cerca de 99%, são atacadas pelos álcalis presentes nos materiais baseados em cimento Portland.

2.5 SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS

É apresentado a seguir um apanhado geral dos estudos experimentais sobre solos reforçados com fibras englobando os vários aspectos do seu comportamento. Na seqüência, as informações se encontram organizadas em tópicos de acordo com o parâmetro geotécnico de comportamento de interesse.

2.5.1 Estudos experimentais

McGown et al. (1978) estudaram o efeito da inclusão de diferentes elementos de reforço em um solo arenoso nos estados denso e fofo. Os autores observaram que o comportamento tensão x deformação do solo reforçado depende fundamentalmente das características de resistência e deformabilidade dos elementos de reforço. Foi proposta uma divisão, baseada na deformabilidade do reforço, em reforços inextensíveis e extensíveis. No

primeiro, os elementos de reforço tem deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração do solo sem reforço, sob uma mesma condição de tensão. Os elementos de reforço, denominados de idealmente não-extensíveis, podem ou não romper dependendo da sua resistência à tração última. No segundo tipo, os elementos de reforço têm deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Os elementos não-extensíveis conferem ganho de resistência mecânica, mas rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper. Os elementos extensíveis conferem algum ganho de resistência, mas a principal função é de aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico quando comparada com o solo somente ou com sistemas onde os elementos são não-extensíveis.

Maher e Ho (1993) estudaram o comportamento de uma argila acrescida de diferentes teores de cimento, pretendendo simular um material com diferentes valores de coesão. Concluíram que o aumento da coesão reduz a contribuição das fibras para o aumento de resistência de pico do solo.

Omine et al (1996) realizaram ensaios de compressão não confinada em misturas de caulim acrescido 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 que 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), citado por Feuerharmel (2000), para um silte argiloso acrescido de cal e reforçado com fibras sintéticas.

Segundo Feuerharmel (2000) para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra a partir da qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo a alteração de comportamento somente à parcela coesiva. A tensão de confinamento correspondente à mudança no mecanismo de interação solo-fibra é então definida como a tensão confinante crítica, caracterizando o ponto onde a resistência ao cisalhamento, desenvolvida na interface solo-fibra, se iguala ou supera a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência

última à tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre solo e fibra.

Gray e Ohashi (1983) foram os primeiros autores a observar tal fato, para fibras orientadas, onde foi observado uma mudança no mecanismo de interação solo-fibra: deslizamento da fibra na massa de solo abaixo da tensão crítica e ruptura da fibra em si para tensões acima da tensão crítica. Da mesma forma, Gray e Al-Refeai (1986) observaram, para fibras aleatoriamente distribuídas, que o mecanismo de ruptura do solo reforçado com fibras é dependente das tensões confinantes aplicadas na amostra. Até um certo valor referido como tensão confinante crítica, a ruptura ocorre com o deslizamento da fibra. Para tensões maiores que a tensão crítica, a ruptura é governada pela resistência à tração da fibra.

Maher e Gray (1990) concluíram 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 afetada pela quantidade de fibras e pelo diâmetro médio (D_{50}) das partículas. Zornberg (2002) acrescenta que a tensão de confinamento crítica também depende da resistência a tração das fibras. Gray e Al-Refeai (1986) concluíram que quanto menor a rugosidade superficial das fibras maior é a tensão de confinamento crítica. Da mesma forma, Gray e Ohashi (1983) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão crítica.

Teodoro e Bueno (1998) e Teodoro (1999) apresentaram um estudo do comportamento de dois solos, um argiloso e outro arenoso, reforçados com fibras de polipropileno. Foram avaliados diferentes teores (0,1 a 1%) e comprimentos de fibras (10 a 30 mm) através de ensaios triaxiais, cisalhamento direto e compressão não-confinada. Com o solo de matriz argilosa foram confeccionados painéis, de forma a estudar o padrão de fissuração deste material quando submetido a variações térmicas. Os autores concluíram que a inclusão de fibras melhora, no geral, sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que no solo arenoso as envoltórias tendem à bilinearidade a medida que o teor e o comprimento das fibras aumentam. O efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no entanto, evitar o fissuramento.

Morel e Gourc (1997) comentaram as características gerais de solos reforçados com fibras relatadas em estudos prévios (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Maher e

Gray, 1990). Segundo os autores, as fibras definitivamente proporcionam um aumento de resistência e ductilidade do material. O comportamento do compósito é basicamente governado pelo teor e pelas propriedades mecânicas e geométricas das fibras. O aumento na resistência é uma função direta do teor de fibra até um determinado patamar, além do qual o reforço torna-se menos efetivo.

A alteração das propriedades mecânicas dos solos reforçados com fibras depende, também, das características do solo (grau de cimentação, tamanho, forma e granulometria das partículas, etc.), da tensão de confinamento e do modo de carregamento.

Vários estudos têm sido desenvolvidos pelo grupo de Geotecnia da UFRGS em solos reforçados com diferentes tipos de fibras. Na seqüência serão citados os trabalhos publicados nos últimos anos enfatizando-se aqueles realizados com fibras de polipropileno:

Ulbrich (1997) e Consoli et al (1997, 1998 e 1999), estudaram um solo artificialmente cimentado e não-cimentado, reforçado com fibras de vidro, distribuídas aleatoriamente, sob carregamento estático e concluíram que: (1) a inclusão de fibras no solo aumentou a resistência à compressão simples em até 20%, e este aumento foi mais pronunciado para o maior comprimento de fibra (12,8mm); (2) a deformação axial na ruptura e a resistência última são maiores para o material com inclusão de fibra; (3) o ângulo de atrito de pico não é significativamente afetado pelo grau de cimentação, mas aumenta com a inclusão de fibras; (4) O intercepto coesivo de pico não é afetado pela inclusão de fibras, sendo uma função somente do grau de cimentação; (5) alteração do comportamento do solo cimentado reforçado, para um comportamento notadamente mais dúctil.

Montardo (1999), Montardo et al (2000 e 2002) e Consoli et al. (2002) investigaram os efeitos da inclusão de fibras sintéticas de diferentes propriedades mecânicas, distribuídas aleatoriamente, no comportamento de um solo arenoso, artificialmente cimentado e não-cimentado e chegaram às seguintes conclusões: (1) fibras relativamente rígidas (fibras de vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, ao passo que fibras relativamente flexíveis (fibras de polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último; (2) a inclusão de fibras PET ou de vidro aumentou, tanto a resistência à compressão, quanto a resistência à tração da matriz cimentada, enquanto que as fibras de polipropileno não aumentou estas duas variáveis; (3) a inclusão de fibras de polipropileno no compósito cimentado alterou o comportamento do material na ruptura, que

era frágil, para dúctil, sendo que a inclusão das fibras PET e de vidro não modificaram o modo de ruptura; (4) a inclusão de qualquer tipo de fibra aumentou a capacidade de absorção de energia de deformação, de forma mais acentuada para comprimentos de fibra maiores; (5) a rigidez inicial não foi afetada pela inclusão das fibras PET e de vidro, porém ela é drasticamente reduzida com a inclusão de fibras de polipropileno.

Specht (2000) e Specht et al (2002) avaliaram as propriedades mecânicas de um compósito solo-cimento-fibra por meio de ensaios de compressão não-confinada, tração por compressão diametral, módulo de resiliência, resistência à tração na flexão, fadiga, retração e compressão triaxial. Foram utilizadas fibras com propriedades mecânicas diferentes (uma em forma de filamentos e outra fibrilada – tipo mesh, formada por pequenos filamentos unidos). Os autores observaram que: (1) ambas as fibras aumentaram a ductilidade e tenacidade do compósito; (2) fibras de caráter extensivo (em forma de filamentos), se mostraram mais efetivas na melhoria das características de pós-ruptura do compósito, aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga; (3) as fibras do tipo fibriladas, que apresentam caráter inextensível, foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico; (4) o efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para comprimentos maiores; (5) a inclusão de fibras de caráter extensivo modificou de forma significativa o comportamento do material na ruptura, que era frágil, para dúctil, sendo que a inclusão das fibras de caráter inextensível não modificou o modo de ruptura do compósito.

Feuerharmel (2000) estudou o comportamento de uma argila caulínica, artificialmente cimentada e não cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Comparando a influência da adição dessas fibras a dois outros solos (um arenoso e outro areno-siltoso), concluiu-se que: (1) a adição de fibras de polipropileno provocou a redução do módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo. Para misturas não cimentadas, os solos menos rígidos foram os mais afetados enquanto que as alterações na areia foram pequenas; (2) quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz do solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras; (3) para os solos não cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, as fibras constituem uma estrutura entrelaçada que impõe uma

resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo. Este efeito depende da adesão entre o solo e as fibras, sendo que para a areia, onde esta adesão é inferior aos demais solos, não se observa alterações significativas na variação volumétrica.

Casagrande (2001) e Casagrande e Consoli (2002) estudaram o comportamento mecânico de camadas de um solo residual areno-siltoso reforçado com a adição de fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo, sob carregamento estático e concluíram que: (1) para o solo reforçado há um crescimento constante de resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento; (2) a adição de fibras provocou um grande aumento na coesão do material, mantendo seu ângulo de atrito praticamente inalterado; (3) a adição de fibras provocou uma redução do módulo secante e um aumento da energia de deformação absorvida do solo; (4) o aumento do teor de fibra no solo aumentou a sua resistência, bem como o aumento no comprimento da fibra e a redução do seu título/diâmetro.

Heineck (2002) analisou o comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulicas. Foram adicionadas fibras de polipropileno de 24 mm e bentonita em amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim. Dentre as várias conclusões, cabe salientar que a adição de fibras aumenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento (c , f) e a resistência ao cisalhamento pós-pico dos compósitos, principalmente a baixas tensões efetivas médias iniciais e após grandes deformações. Heineck e Consoli (2002) salientam que a influência da fibra a grandes deformações, no ensaio de *ring shear*, deve-se provavelmente à formação de uma zona de cisalhamento que talvez ocupe toda a espessura da amostra.

Donato et al (2002-a) analisaram o comportamento mecânico de CCR reforçado com fibras de polipropileno e concluíram que a adição de fibras aumenta a resistência ao cisalhamento do compósito. Donato et al (2002-b) acrescentam que fibras de menor relação l/d exercem pouca influência no comportamento pós-ruptura para o mesmo material.

Vendruscolo (2003) avaliou a viabilidade técnica da adição de fibras em solo cimentado visando a sua utilização como camada de suporte de fundações superficiais. Foi avaliado o comprimento de fibra, porcentagem de fibra, diâmetro da fibra, porcentagem de cimento, tensão de confinamento, granulometria do solo e densidade relativa nas propriedades

mecânicas do solo reforçado, através de ensaios triaxiais drenados em amostras compactadas em laboratório e em amostras retiradas de campo. Também foi avaliada a influência da adição de fibras no mecanismo de ruptura de camadas artificialmente cimentadas submetidas a carregamento de compressão através de ensaios de placa.

Existem, ainda, vários estudos embasados em resultados de ensaios de placa realizados em solos reforçados com fibra e solo-cimento-fibra. Consoli et al (2003-a) realizaram ensaios de placa em uma areia reforçada com cimento e fibras de polipropileno e observaram um aumento da capacidade de carga com a inclusão das fibras. Casagrande et al (2002) e Consoli et al (2003-b) analisaram o comportamento do solo residual de arenito Botucatu reforçado com fibras de polipropileno através de ensaio de placa, corroborando os resultados encontrados em ensaios triaxiais realizados pelos autores em amostras retiradas de campo.

2.5.2 Alterações nas características de compactação dos solos

Al Wahab e Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de várias quantidades de fibra (0,5; 1 e 2% em peso seco de solo) 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 e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Consoli et al, 1999; Casagrande, 2001; Heineck, 2002).

Para um cascalho com areia, Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na sua compactação e concluiu que as fibras conferem uma certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para mesmas energias de compactação.

2.5.2 Resistência ao cisalhamento de pico

a) Materiais argilosos:

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 fibra (e.g. Andersland e Kattak, 1979; Al Wahab et al, 1996; Teodoro, 1999).

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 interno.

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, 1996; Teodoro, 1999; Feuerharmel, 2000; Casagrande, 2001; Heineck, 2002; Zornberg, 2002).

Para solos argilosos estabilizados com cimento, Omine et al (1996) concluíram que a adição de fibras pode aumentar ou reduzir a resistência de pico, de acordo com a quantidade de cimento acrescida ao solo. Da mesma forma, Lima et al (1996) concluíram que, para um silte argiloso estabilizado com cal, a inclusão de fibras pode tanto aumentar como reduzir a coesão do material.

b) Materiais granulares:

O aumento do ângulo de atrito interno e do intercepto coesivo, com a inclusão de fibras e com a quantidade das mesmas, foi relatado por vários autores (e.g. Hoare, 1979; Gray e Ohashi, 1983; Bueno et al, 1996; Stauffer e Holtz, 1996). 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 interno.

Estudos realizados por Maher e Gray (1990) utilizando duas composições de bolas de vidro no 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 a granulometria do solo, Staufer e Holtz (1996) realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e outra uniforme, porém com mesmo diâmetro D_{50} dos grãos do solo. Os autores observaram um aumento de resistência ligeiramente maior na areia bem graduada com a adição de fibras.

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 a quantidade de cimento, menos pronunciado é o acréscimo de resistência proporcionado pelas fibras.

Vendruscolo (2003) observou uma redução do ângulo de atrito interno e um aumento no intercepto coesivo de um solo arenoso cimentado, com a inclusão de fibras de polipropileno.

2.5.3 Resistência ao cisalhamento pós-pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento do solo reforçado em termos da resistência ao cisalhamento pós-pico, concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência (e.g. Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Fatani et al, 1991; Ranjan e Charan, 1996; Staufer e Holtz, 1996; Consoli et al, 1997, 1999; Casagrande, 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003).

2.5.4 Deformabilidade

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

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 quanto 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, não apresentaram alteração alguma no módulo.

Bueno et al (1996) observaram que a inclusão de fibras aumenta a compressibilidade do solo. Stauffer e Holtz (1996) revelaram que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduada que pra uma bem graduada (ambas com mesmo D_{50} dos grãos).

2.5.5 Modo de ruptura

A alteração no modo de ruptura de frágil para dúctil, devido à inclusão de fibras, foi observada por vários autores:

- Nataraj et al (1996): para solos argilos;
- Morel e Gourc (1997): para areias reforçadas com malhas de polipropileno;
- Ulbrich (1997): para um solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras de vidro;
- Montardo (1999): para um solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras de polipropileno. O reforço com fibras PET e de vidro não modificaram o modo de ruptura;
- Specht (2000): para um solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras poliméricas alongáveis (em forma de filamentos), porém para fibras mais rígidas (tipo mesh) não se expressa uma modificação no modo de ruptura do material.

CAPÍTULO 3

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal investigar o efeito da adição de fibras de polipropileno nas propriedades mecânicas de um concreto compactado com rolo. Investigou-se a mudança dos parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento, entre outros, diante da variação de fatores como tensão confinante, teor de cimento e granulometria do material. Este último, por ser o mais importante, merece um melhor detalhamento.

Para o estudo do efeito da granulometria das matrizes foi proposta a retirada das porções de fração grosseira do CCR. Na primeira etapa retirou-se o material mais grosseiro, as britas. Na segunda etapa foram retiradas as britas e a areia grossa, mantendo-se a mesma matriz granulométrica fina. Desta forma dois novos materiais foram concebidos e aqui denominados como: “Areia” e “Areia-siltosa”.

O programa experimental está baseado em duas etapas. Na primeira etapa foram realizados os ensaios preliminares de caracterização, englobando ensaios de caracterização física e ensaios de compactação. Na segunda etapa foi realizado o estudo do comportamento mecânico dos materiais, englobando ensaios de compressão não-confinada, compressão triaxial, tração por compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram definidos a partir do método de dosagem da USACE (2000), que sugeria uma granulometria ideal, um teor de água, cimento e cinza volante, para uma resistência à compressão e um período de cura pré-estabelecidos. A partir da definição da resistência a compressão simples de 1 MN/m^2 a um período de cura de 7 dias, para o CCR, as quantidades dos materiais foram calculadas e estão apresentadas na Tabela 3.1. Note que os materiais Areia e Areia-siltosa são formados a partir do CCR, porém sem britas (Areia) e sem britas e areia grossa (Areia-siltosa).

Tabela 3.1 – Quantidade dos materiais constituintes das misturas propostas

Materiais	CCR (kg/m^3)	Areia (kg/m^3)	Areia-siltosa (kg/m^3)
Água	154	154	154
Cimento	30	30	30
Cinza volante	22	22	22
Areia fina siltosa	313	626	1696
Areia grossa	635	1272	-
Brita 0 (12,5 - 2,36 mm)	509	-	-
Brita 1 (19 - 4,75 mm)	703	-	-

3.2.1 Água

A água utilizada na preparação de todos os corpos-de-prova foi a destilada, assim como a utilizada nos ensaios triaxiais. Para a imersão das amostras, nos ensaios de compressão não-confinada e compressão diametral, foi utilizada água potável.

3.2.2 Cimento

O cimento utilizado nesta pesquisa foi o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI), tipo CP-V, devido ao curto espaço de tempo disponível para a cura dos corpos-de-prova. Dados fornecidos pela Camargo Corrêa Industrial S.A. indicam um peso específico real dos grãos de $31,1 \text{ kN/m}^3$, para este tipo de cimento.

3.2.3 Cinza

A cinza volante que foi utilizada neste trabalho é um resíduo da queima do carvão da usina termelétrica de Charqueadas. Segundo Heineck et al (2003), este material apresenta 2,2% de argila, 86,7% de silte e 11,1% de areia fina, com peso específico real dos grãos de 22,1 kN/m³.

O seu uso teve os seguintes propósitos: (1) atuar como parte do cimento para reduzir a geração de calor de hidratação, (2) reduzir o custo do concreto e (3) adição à mistura atuando como finos para melhorar a trabalhabilidade.

3.2.4 Agregado miúdo

A areia utilizada como agregado miúdo no CCR é classificada pela NBR 7211 (ABNT, 1983) como areia grossa. Devido a falta de finos da mesma, também foi utilizada uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica, proveniente de um solo residual de arenito, pertencente à Formação Botucatu.

O solo foi escolhido principalmente devido à existência de trabalhos prévios de caracterização (Núñez, 1991; Prieto, 1996; Ulbrich, 1997; Thomé, 1999). A areia grossa foi escolhida devido a facilidade de obtenção, já que ela é comercialmente conhecida, na construção civil, como areia grossa.

A Figura 3.1 apresenta a curva granulométrica dos dois materiais e da mistura proposta para o CCR e as propriedades físicas são apresentadas na Tabela 3.2. As proporções de cada areia foram definidas a partir do método de dosagem do Corpo de Engenheiro do Exército dos EUA (USACE, 2000) conforme visto anteriormente.

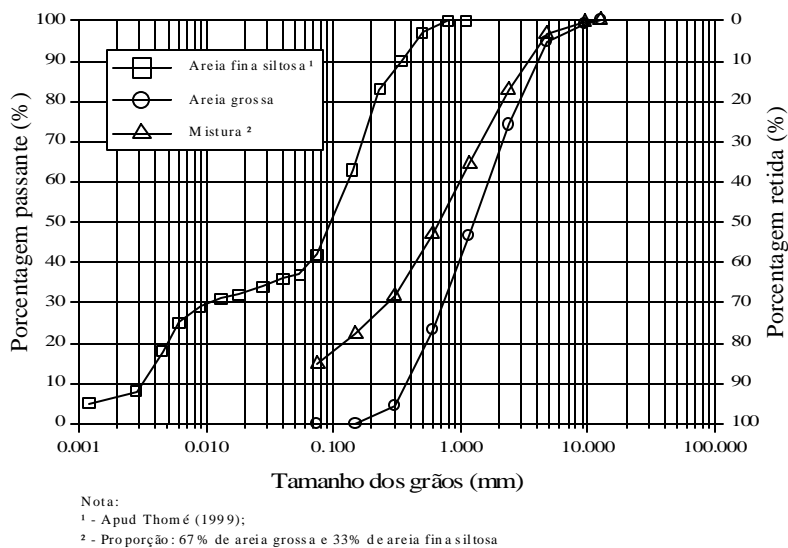


Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados miúdos

Tabela 3.2 – Propriedades físicas dos agregados miúdos

Propriedades físicas	Areia grossa	Areia fina siltosa (Thomé, 1999)
Peso específico real dos grãos	26,3 kN/m ³	26,7 kN/m ³
Diâmetro efetivo (D ₁₀)	0,350 mm	0,003 mm
Diâmetro médio (D ₅₀)	1,100 mm	0,090 mm
Limite de liquidez, LL	-	22%
Limite de plasticidade, LP	-	19%

A mistura proposta para o agregado miúdo tem a seguinte proporção: 67% de areia grossa e 33% de areia fina siltosa.

3.2.5 Agregado graúdo

Como agregado graúdo foram utilizados dois tipos de brita proveniente de rocha basáltica, uma classificada como brita 0 (12,5 a 2,36mm) e outra como brita 1 (19,0 a 4,75mm), segundo a NBR 7211 (ABNT, 1983). Da mesma forma que a areia grossa, as britas foram escolhidas devido a facilidade de obtenção, já que as mesmas são conhecidas comercialmente por brita 0 e brita 1. Na Figura 3.2 são apresentadas as curvas granulométricas dos dois materiais e da mistura proposta para o CCR e as propriedades físicas são apresentadas na Tabela 3.3.

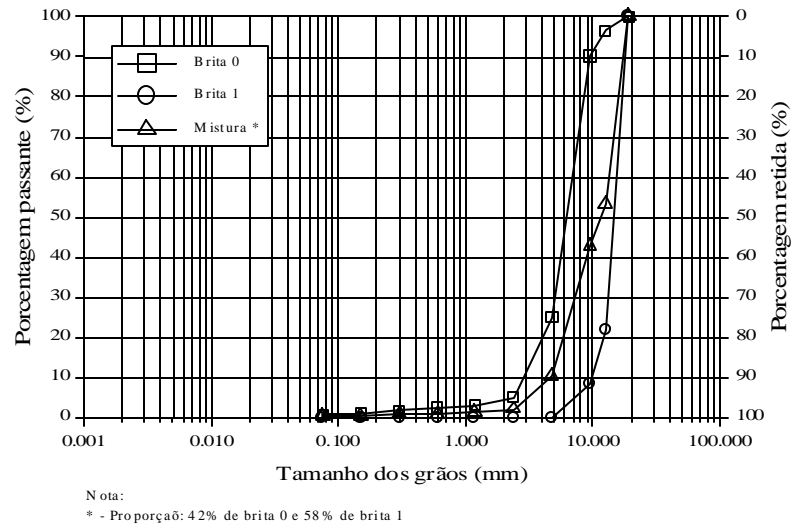


Figura 3.2 – Curvas granulométricas dos agregados graúdos

Tabela 3.3 – Propriedades físicas dos agregados graúdos

Propriedades físicas	Brita 0	Brita 1
Peso específico real dos grãos	27,7 kN/m ³	27,6 kN/m ³
Diâmetro efetivo (D ₁₀)	3 mm	10 mm
Dimensão máxima característica	12,5 mm	19 mm

A mistura proposta para o agregado graúdo tem a seguinte proporção: 42% de brita 0 e 58% de brita 1. A proporção de agregados graúdos em relação aos agregados miúdos, para o CCR é de: 57% de agregado graúdo e 43% de agregado miúdo.

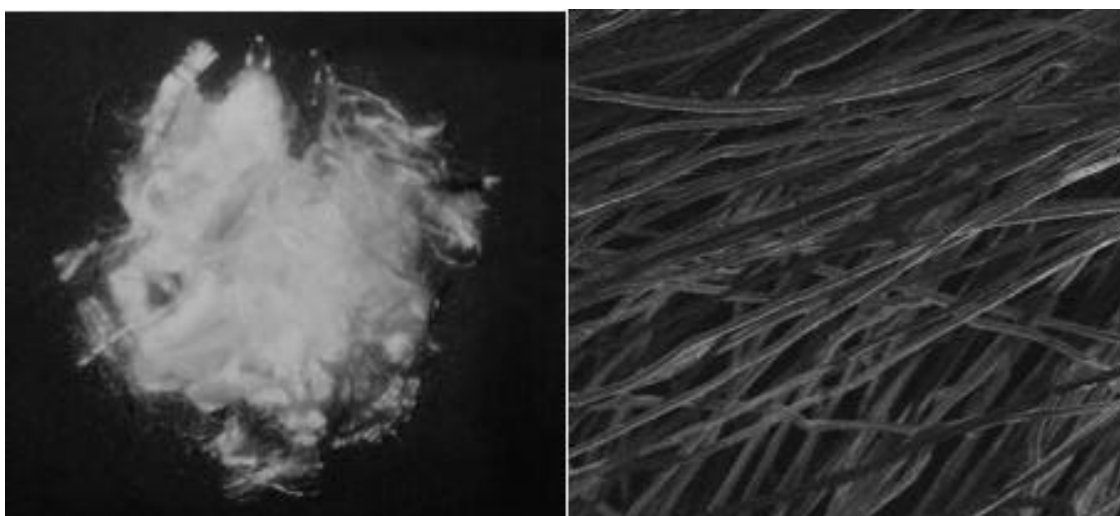
3.2.6 Fibras

As fibras de polipropileno utilizadas nessa pesquisa são produzidas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A. A grandeza que representa a espessura dos filamentos, na indústria têxtil, é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000m). As fibras utilizadas nesta pesquisa possuem título de 3,3 dtex e comprimento de 24 mm.

A Tabela 3.4 apresenta as principais características das fibras utilizadas. A Figura 3.3 (a) apresenta as fibras de polipropileno de 24mm de comprimento e a Figura 3.3 (b) apresenta um detalhe das fibras obtido de uma imagem de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Tabela 3.4 – Resumo das propriedades mecânicas das fibras

Propriedades mecânicas	Fibras 3,3 dtex
Espessura	21 μm
Densidade relativa	0,91
Módulo de elasticidade	3 GPa
Resistência à tração última	120 MPa
Deformação na ruptura	80%



(a)

(b)

Figura 3.3 – Fibras de polipropileno (a) cortadas em comprimento de 24mm; (b) imagem de microscopia eletrônica de varredura com aumento de 90x (Specht, 2000).

3.3 ENSAIOS PRELIMINARES

3.3.1 Caracterização física dos materiais

Ensaio de granulometria e massa específica real dos grãos foram realizados nesta fase para a caracterização física dos materiais constituintes do CCR. No total foram realizados 3 ensaios de granulometria e 3 ensaios de massa específica real dos grãos.

3.3.2 Ensaios de Compactação

Os ensaio de compactação dos três materiais foram realizados para a determinação da densidade e da umidade de moldagem dos corpos de prova. Como era o método de dosagem que definia a quantidade de água a ser utilizada no concreto, os ensaios de compactação não serviram para a utilização da densidade máxima e umidade ótima.

Apesar dos três materiais possuírem as mesmas quantidades de água e cimento por unidade de volume, cada um teve uma densidade e umidade de moldagem própria, devido as diferenças nas quantidades dos materiais constituintes. No total foram realizados 3 ensaios de compactação na energia Proctor Normal.

3.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS

3.4.1 Ensaios de compressão não-confinada

Na Tabela 3.5 são apresentadas as variáveis investigadas para os ensaios de compressão não-confinada.

Tabela 3.5 – Variáveis investigadas nos ensaios de compressão não-confinada

Matriz	Teor de fibras (%)	Teor de cimento (%)	Tempo de cura (dias)	Total de ensaios
CCR	0 e 0,5	1,36	1,3,7,14 e 28	20
Areia	0 e 0,5	1,54	3	4
Areia -siltosa	0 e 0,5	1,72	3	4
total				28

3.4.2 Ensaios de compressão triaxial

Os ensaios triaxiais representaram a etapa mais extensa do programa de ensaios e estão apresentados na Tabela 3.6. O tempo de cura para todos os ensaios foi mantido fixo em 3 dias. O comprimento das fibras foi fixado em 24 mm.

Tabela 3.6 – Variáveis investigadas nos ensaios de compressão triaxial

Matriz	Teor de fibras (%)	Teor de cimento (%)	Tensão confinante (kPa)	Total de ensaios
CCR	0 e 0,5	0 e 1,36	20, 60 e 100	12
Areia	0 e 0,5	0 e 1,54	20, 60 e 100	12
Areia -siltosa	0 e 0,5	0 e 1,72	20, 60 e 100	12
			total	36

3.4.3 Ensaios de tração por compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga

Para os ensaios de tração por compressão diametral e de fadiga o tempo de cura foi fixado em 14 dias, devido ao longo período de ensaio. Para o ensaio de módulo de resiliência o tempo de cura foi de 3 dias. Para todos os ensaios o comprimento das fibras foi fixado em 24 mm. A Tabela 3.7 apresenta as variáveis investigadas nos ensaios.

Tabela 3.7 – Variáveis investigadas nos ensaios de compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga

Matriz	Teor de fibras (%)	Total tração	Total resiliência	Total fadiga	Total de ensaios
CCR	0 e 0,5	6	2	24	32
Areia	-	-	-	-	-
Areia -siltosa	-	-	-	-	-
				total	32

3.5 VARIÁVEIS DE RESPOSTA

Variáveis de resposta são grandezas mensuráveis utilizadas para representar as características de comportamento do objeto de estudo. As variáveis de resposta empregadas na análise do comportamento dos materiais são as seguintes:

- Resistência à compressão não-confinada (q_u);
- Resistência à compressão diametral (q_{ui});
- Tensão desvio na ruptura (q_{np});

- Tensão desvio final (q_{final});
- Intercepto coesivo de pico (c');
- Ângulo de atrito interno de pico (\mathbf{F});
- Módulo de deformação secante (E_s);
- Capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def});
- Módulo de resiliência (Mr);
- Vida de fadiga (N_f);

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:

$$p' = \frac{\mathbf{s}'_a + 2 \cdot \mathbf{s}'_r}{3} = \frac{\mathbf{s}_a + 2 \cdot \mathbf{s}_r}{3} - u \quad (3.1)$$

$$q = \mathbf{s}'_a - \mathbf{s}'_r = \mathbf{s}_a - \mathbf{s}_r \quad (3.2)$$

onde:

$\mathbf{s}'_a, \mathbf{s}'_r$: tensões efetivas axiais e radial, respectivamente;

$\mathbf{s}_a, \mathbf{s}_r$: tensões totais axiais 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:

$$s' = \frac{\mathbf{s}'_a + \mathbf{s}'_r}{2} = \frac{\mathbf{s}_a + \mathbf{s}_r}{2} - u \quad (3.3)$$

$$t = \frac{\mathbf{S}_a - \mathbf{S}_r}{2} \quad (3.4)$$

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

$$I_F = \frac{q_{rup}}{q_{final}} - 1 \quad (3.5)$$

onde: q_{rup} é a tensão desvio na ruptura e q_{final} é a tensão desvio final.

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

O módulo de deformação secante (E_s) é definido pelo quociente entre a variação da tensão desvio e a variação da deformação axial correspondente, num determinado segmento da curva tensão-deformação. A capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def}) é definida pelo produto entre a tensão desvio e a variação da deformação axial correspondente.

3.6 MÉTODOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Nos sub-ítem subseqüentes serão apresentados os métodos de ensaio e demais procedimentos empregados durante o programa experimental, bem como as características mais importantes de alguns equipamentos.

3.6.1 Preparação dos corpos de prova

Primeiramente as amostras de areia grossa e britas foram trazidas para o laboratório, secas ao ar e acondicionadas em sacos plásticos. As amostras de solo foram coletadas na jazida de origem, no estado deformado, trazidas para o laboratório, secas ao ar, destorroadas e acondicionadas em sacos plásticos.

A preparação dos corpos de prova para todos os ensaios compreendeu as seguintes etapas: mistura dos componentes, moldagem e acondicionamento.

a) mistura dos componentes:

Os componentes eram adicionados em um recipiente na seguinte seqüência: materiais granulares (britas e solos), materiais cimentícios (cimento e cinza), fibra e água. Esta seqüência é a mais apropriada, pois permite a homogeneização dos componentes secos da mistura, antes de ser acrescentada a água. A mistura foi feita manualmente até ser obtida a homogeneização, verificada visualmente.

A quantidade de fibra adicionada à mistura foi determinada em relação à massa do solo seco. A quantidade de cimento e cinza foi determinada em relação à soma do peso de materiais secos e o peso da fibra. Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01 gf.

b) moldagem:

Para os corpos de prova destinados a ensaios de compressão não-confinada e triaxiais a amostra era compactada dinamicamente em três camadas no interior de um molde metálico tri-partido, de 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Já naqueles preparados para ensaios de resistência a tração por compressão diametral e fadiga a amostra era compactada dinamicamente em duas camadas no interior de um molde metálico, de 60mm de altura e 100mm de diâmetro. Para o ensaio de módulo de resiliência a amostra era compactada dinamicamente em cinco camadas no interior de um molde metálico tri-partido, de 200mm de altura e 100mm de diâmetro.

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.

c) acondicionamento:

O corpo de prova, ao ser retirado do molde, tinha suas dimensões e massa registrados com resolução de 0,01cm e 0,01g, sendo acondicionado em um saco plástico e vedado para evitar a perda de umidade. Para os ensaios de compressão não-confinada, tração por compressão diametral e fadiga, os corpos de prova eram imersos em água 24 horas antes da ruptura.

3.6.2 Ensaios de caracterização física

A fim de caracterizar os materiais foram realizados ensaios de granulometria e densidade real dos grãos. A análise granulométrica realizada por peneiramento foi executada seguindo o método descrito na norma NBR 7217 (ABNT, 1987-a). Para a determinação da densidade real dos grãos foi utilizada a norma NBR 9776 (ABNT, 1987-b) e NBR 9937 (ABNT, 1987-c).

3.6.3 Ensaios de compactação

Os ensaios de compactação foram realizados conforme prescrito na norma NBR 7182 (ABNT, 1986). As misturas investigadas foram CCR, Areia e Areia-siltosa, todas com cimento e sem fibras.

3.6.4 Ensaios de compressão não-confinada

A realização dos ensaios de resistência à compressão não-confinada seguiu os procedimentos descritos na norma NBR 12777 (ABNT, 1992). O equipamento empregado constituiu de uma prensa da marca Wykeham Farrance com capacidade máxima de 50 kN e um anel dinamométrico de 6 kN. A velocidade de deformação dos ensaios foi de 1,14mm/min.

3.6.5 Ensaios de compressão triaxial

Ensaios de compressão triaxial adensados drenados (CID) foram executados sob carregamento estático. Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios foram basicamente os descritos por Bishop & Henkel (1962) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS. Foram adotados três níveis de tensão confinante efetiva: 20, 60 e 100 kPa.

Após a montagem do corpo de prova na câmara triaxial e o ajuste dos sensores de efeito Hall, iniciava-se a fase de saturação da amostra que se constituiu de duas etapas: (1) pela percolação de água, da base para o topo do corpo de prova; nesta etapa a amostra era submetida a uma tensão confinante de 30kPa para impedir o fluxo preferencial entre o corpo

de prova e a membrana; (2) pela aplicação de contra-pressão, onde estágios de incrementos de 50kPa na tensão confinante e na contra-pressão eram aplicados, sendo a tensão confinante mantida a um nível ligeiramente superior (20kPa). O processo continuava até chegar-se a um valor médio de aproximadamente 430kPa, o qual era mantido constante durante todo o ensaio.

A saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954), medido após a aplicação de um incremento de tensão, realizada nos dois últimos níveis de tensões possíveis, limitado pela contra-pressão utilizada na fase de cisalhamento. Os valores medidos foram acima de 0,90 para o CCR, 0,8 para a Areia e 0,7 para a Areia-siltosa.

A velocidade de deformação adotada para a fase de cisalhamento foi de 2,15mm/hora. Esta velocidade assegurou uma boa condição de drenagem, monitorada através da medição da poro-pressão na base do corpo de prova.

No cálculo da tensão desvio, foram aplicadas correções de área e membrana, seguindo a abordagem proposta por La Rochele et al (1988).

O equipamento triaxial utilizado foi um equipamento tipo deformação controlada, marca Geonor. A seguir são relatadas as principais características do equipamento:

- Aquisição de dados: conversor analógico/digital (dataloger CIL 6580) da Hewlett Packard e um microcomputador PC/AT 386;
- Medidores de pressão confinante e poro pressão: transdutor de pressão da marca Ademex tipo HP 200 com capacidade de 1000 e 500 kPa, respectivamente;
- Medidores de variação volumétrica: para medição externa da variação volumétrica do corpo de prova utilizou-se um transdutor tipo Imperial College (Campos, 1984 citados por Ferreira, 1998);
- Medidores de deformação: transdutor de deslocamento linear da marca Gefran, modelo LTM 505, como medidor externo e instrumentação interna composta por dois sensores de efeito Hall (Clayton e Khatrush, 1989; Soares et al., 1994);
- Medidores de força axial: célula de carga da marca Kratos, modelo KM, carga nominal de 10 kN.

3.6.6 Ensaios de tração por compressão diametral

Os ensaios de tração por compressão diametral foram realizados com corpos de prova de 100mm de diâmetro e 60mm de altura e rompidos segundo o método de DNER-ME 138/86. Para tanto utilizou-se uma prensa da marca LTM com capacidade para 70 kN (Bottin Filho, 1997).

O ensaio foi realizado à temperatura de 25°C, e o valor de resistência à tração foi obtido segundo a expressão:

$$q_{ut} = \frac{2.F}{100p.d.h} \quad (3.6)$$

onde: q_{ut} é a resistência à tração, em MPa, F é a carga de ruptura, em N, d é o diâmetro do corpo de prova, em cm e h é a altura do corpo de prova, em cm.

3.6.7 Ensaios de módulo de resiliência

O módulo de resiliência das amostras foi determinado segundo as prescrições da AASHTO TP46-94 (1996). Os corpos de prova possuíam dimensões de 100mm de diâmetro de 200mm de altura.

Os ensaios foram realizados através de um equipamento triaxial de carregamento repetido utilizado por Werk (2000), com as seguintes características: câmara triaxial convencional com parede de acrílico; sistema de aplicação de pressão pneumático com reguladores de pressão de 700 kPa de capacidade; transdutores de deformação do tipo LVDT para medição de deformação axial e micro-computador para o sistema de aquisição de dados.

O valor do módulo de resiliência foi obtido segundo a expressão:

$$Mr = \frac{S_d}{e_r} \quad (3.7)$$

onde: Mr é o módulo de deformação resiliente, em kPa, S_d é a tensão desvio aplicada repetidamente, em kPa, e e_r é a deformação específica axial recuperável.

3.6.8 Ensaio de fadiga

O método de execução de ensaios de fadiga com carregamento simples consiste em ensaiar amostras sob tensões controladas a diferentes níveis de tensões em relação à ruptura e determinar o número de repetições até a ruptura (Ceratti, 1991).

Existem vários métodos e equipamentos com essa finalidade. O método utilizado neste trabalho foi o de fadiga à tração indireta, onde a amostra é submetida a cargas repetidas ao longo de duas geratrizes opostas de um cilindro reto, conforme mostrado na figura 3.4. As cargas foram aplicadas com frequência de 1Hz. As amostras utilizadas possuíam dimensões de 100mm de diâmetro de 60mm de altura.

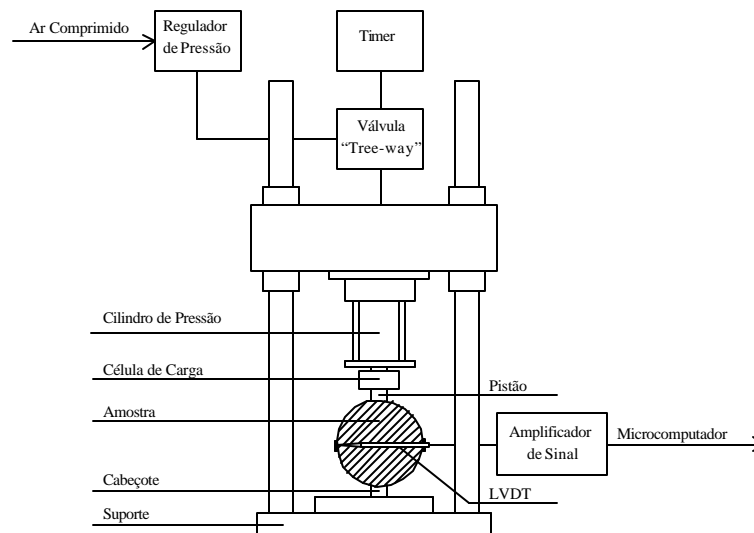


Figura 3.4 – Representação esquemática do equipamento para ensaio de fadiga (Ceratti,1991)

CAPÍTULO 4

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos itens seguintes são apresentados, em primeira instância, os resultados e análises dos ensaios preliminares de caracterização (granulometria e compactação). Após são apresentados os resultados e análises do estudo do comportamento mecânico do CCR, da Areia e da Areia-siltosa. Nesta etapa as análises são feitas separadamente, compreendendo, para o CCR estudos de resistência a compressão simples, compressão triaxial, compressão diametral, vida de fadiga e módulo resiliente. Para a Areia e a Areia-siltosa, estudos de resistência a compressão simples e compressão triaxial.

4.1 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO

4.1.1 Ensaios de granulometria

A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas das três misturas propostas neste trabalho.

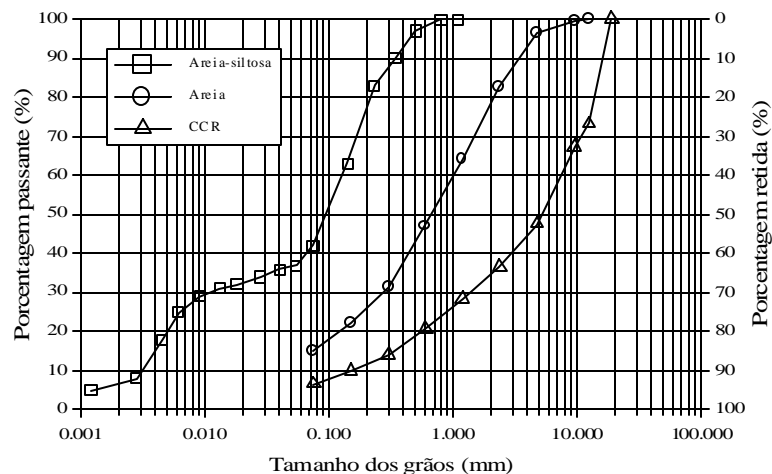


Figura 4.1 – Curvas granulométricas das misturas

4.1.2 Ensaios de compactação

Na Figura 4.2 são apresentadas as curvas de compactação encontradas para as misturas: CCR cimentado não reforçado (teor de cimento 1,36% e teor de fibra 0%), Areia cimentada não reforçada (teor de cimento 1,54% e teor de fibra 0%) e Areia-siltosa cimentada não reforçada (teor de cimento 1,72% e teor de fibra 0%). Não foram realizados ensaios de compactação para as amostras reforçadas. Conforme visto anteriormente, vários autores não encontraram nenhuma alteração significativa tanto para a umidade como para a densidade.

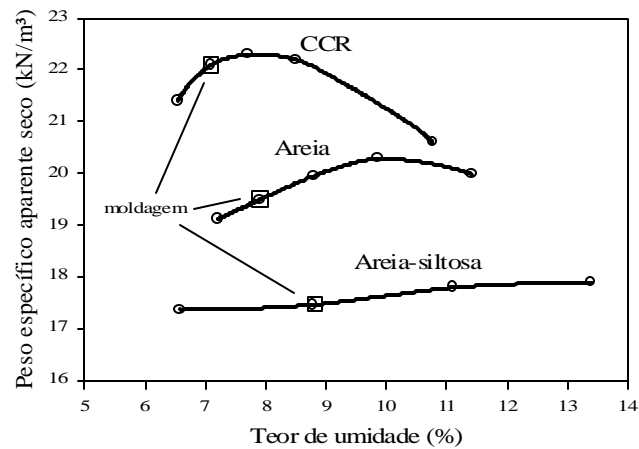


Figura 4.2 – Curvas de compactação das misturas

Todas as misturas possuem a mesma quantidade de cimento por unidade de volume, porém não apresentam os mesmos teores de cimento. Esse fato é devido às diferenças na densidade de cada mistura. Isso também explica os diferentes teores de umidade das misturas, já que elas possuem a mesma quantidade de água por unidade de volume.

A Tabela 4.1 resume os parâmetros de compactação adotados na confecção dos corpos de prova para a execução do programa experimental.

Tabela 4.1 – Parâmetros de compactação adotados para as diferentes misturas

Matrizes	Parâmetros de compactação	
	ω (%)	γ_d (kN/m ³)
CCR	7,1	22,1
Areia	7,9	19,5
Areia -siltosa	8,8	17,5

4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CCR

4.2.1 Resistência à compressão não-confinada

Os resultados de resistência à compressão não-confinada versus tempo de cura, para o CCR cimentado, são apresentados na figura 4.3. Pode-se claramente observar que a inclusão de fibras aumenta a resistência à compressão do material. Este ganho de resistência médio é da ordem de 35%.

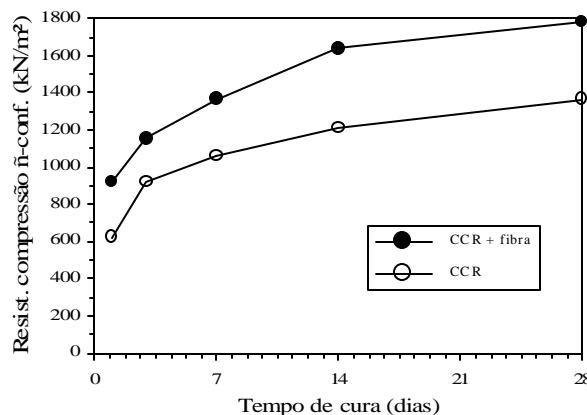


Figura 4.3 – Resistência à compressão não-confinada versus tempo de cura do CCR

4.2.2 Ensaios à compressão triaxial

As curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial obtidas nos ensaios de compressão triaxial são apresentadas nas Figuras 4.4 (a) e 4.4 (b), para o CCR sem fibra e com fibra, e nas Figuras 4.5 (a) e 4.5 (b) para o CCR não cimentado sem fibra e com fibra, respectivamente. No Quadro 4.1 é apresentado um resumo destes ensaios.

A partir destas curvas, vários pontos relacionados à influência da adição de fibras serão discutidos nos itens subsequentes, tais como (1) a variação da tensão desvio de ruptura, (2) a rigidez inicial, (3) a variação dos parâmetros de resistência e (4) o modo de ruptura.

Em linhas gerais o comportamento tensão deformação do CCR pode ser descrito como sendo frágil e com uma rigidez inicial elevada. Características estas distintas do CCR não cimentado, que apresenta um comportamento mais dúctil e com um baixo módulo de elasticidade inicial.

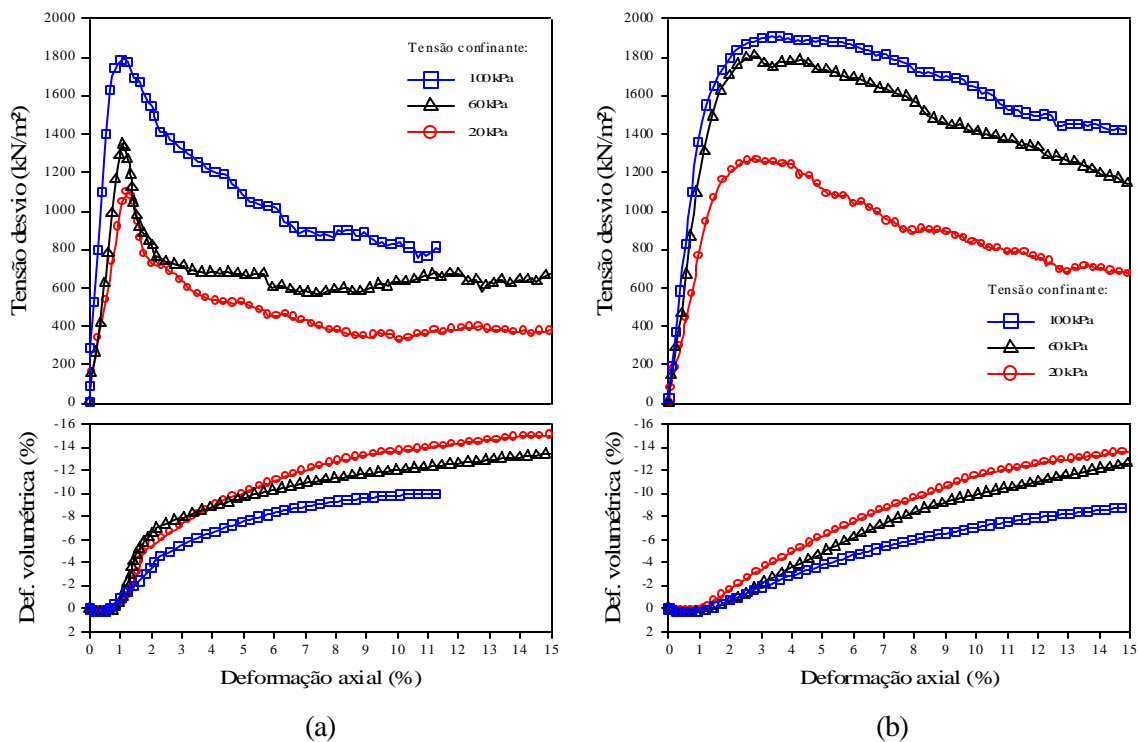


Figura 4.4 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial do CCR: (a) sem fibras, (b) com fibra

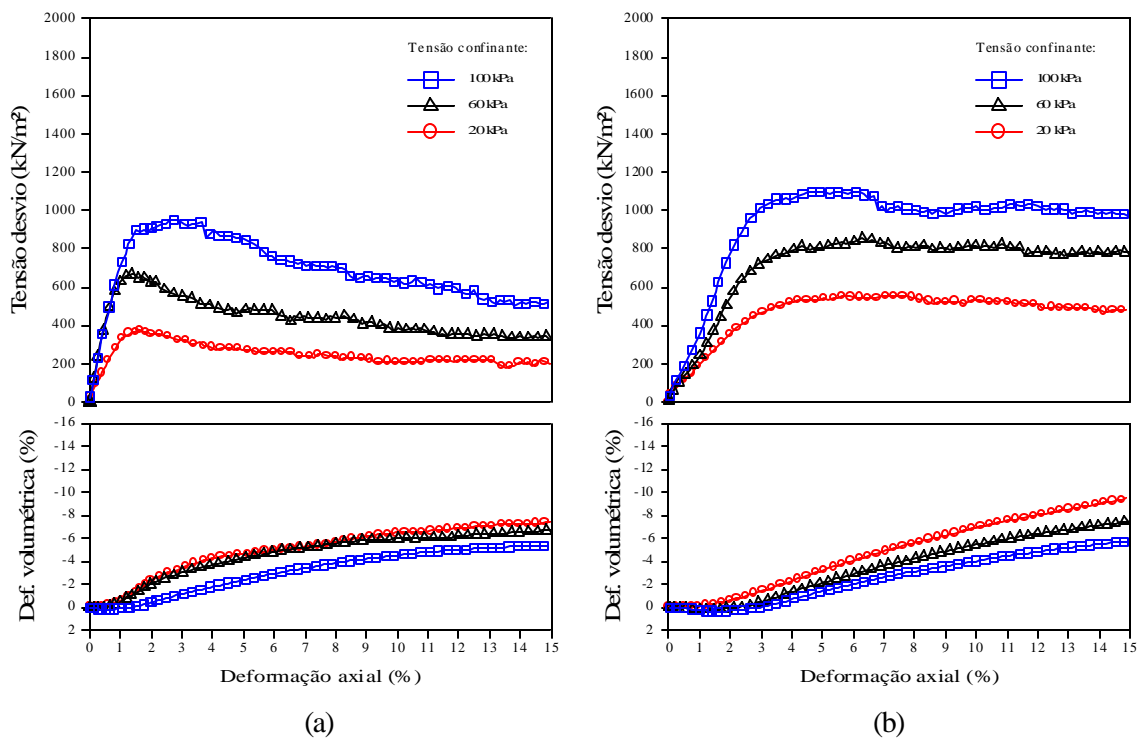


Figura 4.5 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial do CCR não cimentado: (a) sem fibras, (b) com fibra

Quadro 4.1 – Resumo dos ensaios triaxiais com CCR

ENSAIO (*)	t_{rup} (kN/m ²)	s'_{rup} (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	f' (graus)	q_{rup} (kN/m ²)	q_{final} (kN/m ²)
CCR (TC20/PC1,36)	549,53	571,27	134,49	55,05	1099,06	406,58
CCR (TC60/PC1,36)	672,86	735,35			1345,72	672,40
CCR (TC100/PC1,36)	897,40	997,61			1794,80	799,60
CCR (TC20/TF0,5/PC1,36)	631,04	666,71	152,43	55,23	1262,08	692,86
CCR (TC60/TF0,5/PC1,36)	898,30	970,61			1796,60	1140,04
CCR (TC100/TF0,5/PC1,36)	955,81	1070,79			1911,62	1419,54
CCR (TC20)	189,27	221,49	28,05	51,07	378,54	198,28
CCR (TC60)	334,42	405,60			668,84	320,12
CCR (TC100)	475,25	589,15			950,50	527,52
CCR (TC20/TF0,5)	277,31	317,87	47,27	51,57	554,62	473,00
CCR (TC60/TF0,5)	426,46	503,85			852,92	787,56
CCR (TC100/TF0,5)	548,16	663,83			1096,32	975,9

(*) TC = tensão confinante (kPa); TF = teor de fibra (%); PC = porcentagem de cimento (%).

A adição de fibras causa o aumento da resistência tanto para o CCR cimentado quanto para o CCR não cimentado. Mas as características mais marcantes dos materiais reforçados com fibras são observadas para níveis elevados de deformação, onde pode ser observada a redução da queda de resistência pós-pico.

Os gráficos de variação volumétrica apresentam um padrão de comportamento típico: após uma compressão inicial, segue-se uma expansão onde a máxima taxa de dilatação ocorre a uma deformação axial correspondente ao pico da curva tensão-deformação. Após, a taxa de dilatação diminui, convergindo para um estado final quase estável. A adição de fibras provoca uma diminuição da taxa de dilatação, sendo mais pronunciada para o CCR cimentado.

O critério de ruptura adotado para as amostras de CCR está relacionado à máxima tensão desvio na curva tensão-deformação. A condição final, para todas as amostras, é atingida aos 15% de deformação axial.

A seguir é analisada a influência da inserção das fibras sob vários aspectos do comportamento do CCR.

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 4.6.

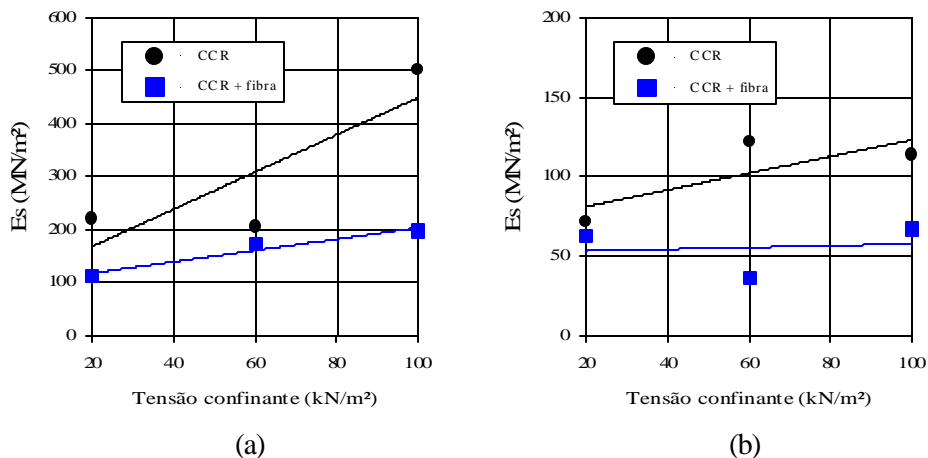


Figura 4.6 – Módulo de deformação secante para: (a) CCR; (b) CCR não cimentado

Apesar de alguma dispersão, observa-se claramente uma queda no módulo secante ($E_{s(0,1\%)}$) pela adição das fibras, tanto para o CCR como para o CCR não cimentado, sendo esta influência um pouco menor para o material não cimentado.

b) *Resistência ao cisalhamento:*

As envoltórias de resistência das misturas são apresentadas na Figura 4.6. Todas as envoltórias obtidas são essencialmente lineares para os níveis de tensão ensaiados, apresentando coeficientes de determinação R^2 muito próximos da unidade.

Para as misturas com CCR cimentado, a adição de fibras provocou um pequeno aumento no intercepto coesivo do material (em torno de 15%), mantendo o seu ângulo de atrito interno praticamente inalterado. Para o CCR não cimentado, o aumento no intercepto coesivo foi mais pronunciado (em torno de 70%), porém o ângulo de atrito interno também não foi alterado com a inclusão das fibras.

Comparando-se o CCR cimentado com o não cimentado, é possível observar que a adição de cimento aumenta significativamente o intercepto coesivo do material, sendo que o ângulo de atrito interno é pouco afetado pela cimentação.

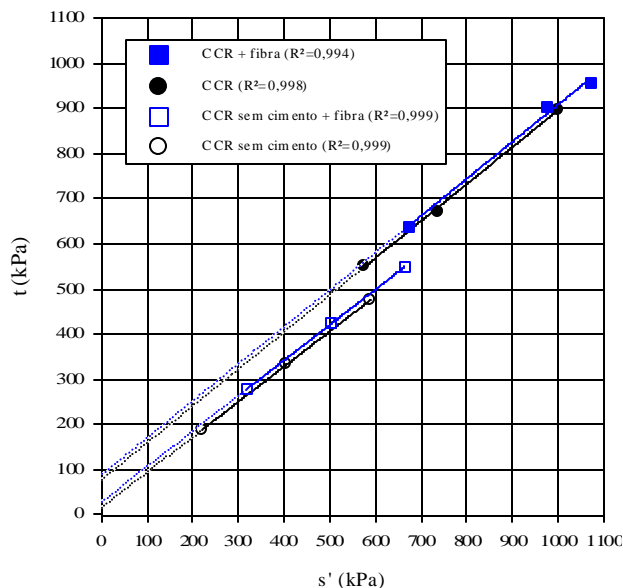


Figura 4.6 – Envoltórias de resistência de pico do CCR

Através do cálculo do quociente entre os valores da tensão desvio de ruptura para o material reforçado e o não reforçado é possível avaliar o efeito da inclusão de fibras na sua resistência ao cisalhamento. O material não cimentado apresenta um quociente de 1,3 e quando da adição de 1,36% de cimento, o quociente baixa para 1,2 demonstrando que o reforço com fibras é menos efetivo na medida em que o material torna-se mais cimentado, fato este também observado por Consoli et al (1999).

c) Modo de ruptura:

De forma geral, foram observadas duas formas de ruptura bem definidas: (1) ruptura frágil, característica 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. Segundo Feuerharmel (2000), 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 cimentadas apresentaram ruptura frágil, enquanto que para as amostras não cimentadas observou-se o tipo de ruptura dúctil, apesar da queda de resistência após a tensão desvio máxima.

O índice de fragilidade (I_F), definido pela equação 3.5, é um indicador que representa uma medida da fragilidade do material, sendo ele mais frágil quanto maior o I_F . A Figura 4.7 apresenta a variação do índice de fragilidade com a tensão confinante.

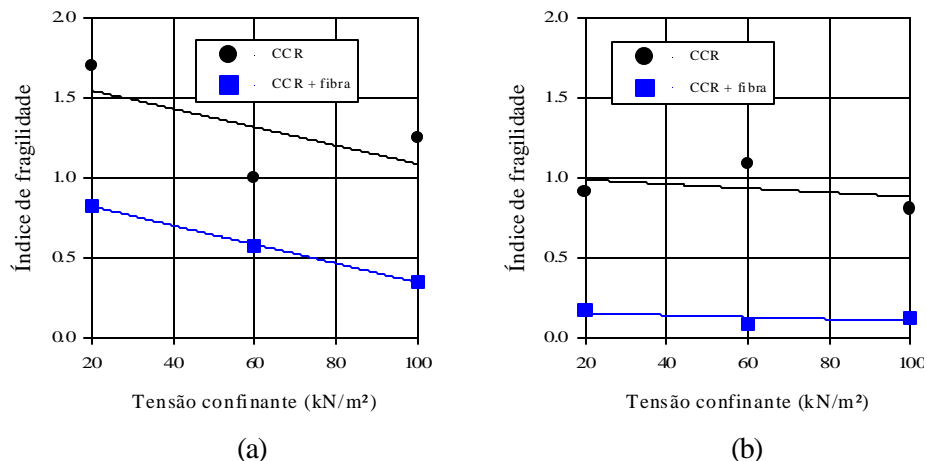


Figura 4.7 – Variação do índice de fragilidade com a tensão confinante para: (a) CCR; (b) CCR não cimentado

A partir da análise da Figura 4.7 verifica-se que a forma de ruptura é fortemente influenciada pela presença das fibras e também pela tensão confinante. Para níveis baixos de tensão o efeito da cimentação sobre o modo de ruptura do CCR é muito maior que para tensões altas. Conforme já havia sido observado por Prietto (1996), quanto maior a tensão confinante menos frágil é a ruptura do solo.

d) Capacidade de absorção de energia de deformação:

O cálculo do quociente entre a área sob a curva tensão-deformação do material reforçado com fibras e a área correspondente para o material não reforçado é uma medida relativa da melhoria da ductilidade de um material. Esta área é definida como capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def}), que foi adotada para avaliar a tenacidade dos materiais, que expressa a energia absorvida pelo mesmo ao deformar-se. Ela foi calculada para uma deformação axial de 15%. O valor médio do quociente é de 1,88 para o material cimentado e 1,59 para o não cimentado, representando assim um aumento na capacidade de absorção de energia, quando da inclusão de fibras, de 88% para as amostras cimentadas e 59% para as não cimentadas.

A Figura 4.8 mostra a variação da energia de deformação absorvida em função da tensão confinante.

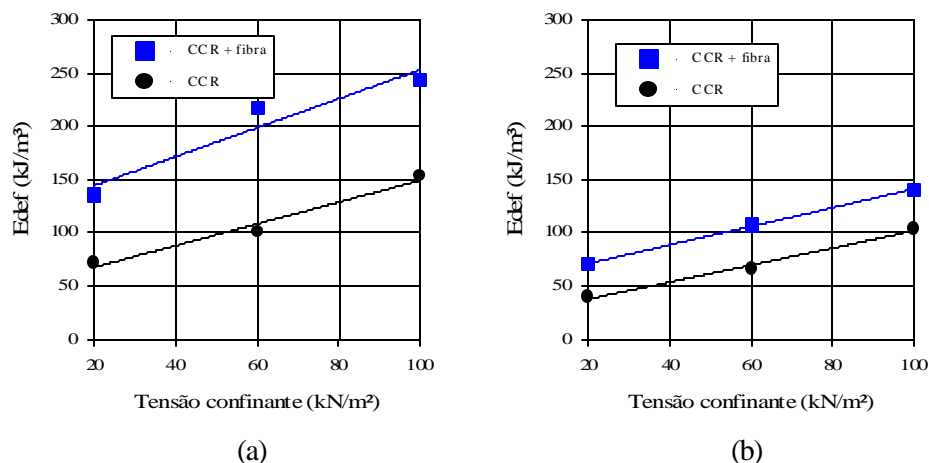


Figura 4.8 – Variação da energia de deformação com a tensão confinante para: (a) CCR; (b) CCR não cimentado

Na Figura 4.8 observa-se claramente uma linearidade da contribuição das fibras na tenacidade dos compósitos em função das tensões confinantes. A taxa de aumento da energia de deformação com a introdução de fibras é praticamente linear e constante para todos os materiais. O ganho na E_{def} (15%) com a adição das fibras, para o material cimentado é de 90% para a tensão confinante de 20kPa e 60% para a tensão confinante de 100kPa. Para o material não cimentado o ganho é de 80% para a tensão confinante de 20kPa e 35% para a tensão confinante de 100kPa. Desta forma fica comprovado que as fibras contribuem de forma mais significativa nas tensões confinantes mais baixas, o que está de acordo com resultados encontrados por Casagrande (2001) e Heineck (2002) para um solo residual reforçado com fibras de polipropileno.

4.2.3 Resistência à tração por compressão diametral

Na Tabela 4.2 estão apresentados os resultados (valores médios) dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados com as matrizes cimentadas de CCR com fibras e sem fibras. Pode-se claramente observar que a inclusão de fibras aumenta em 50% a resistência à tração do material.

Tabela 4.2 – Resistência à tração por compressão diametral das matrizes cimentadas de CCR

Matriz	Valores médios de q_{it} (kPa)
CCR	100,61
CCR + fibra	150,20

4.2.4 Módulo de resiliência

O módulo de resiliência (Mr) tem sido geralmente correlacionado com a tensão confinante (TC) através de modelos de potência do tipo $Mr = a \cdot TC^b$.

Na Figura 4.9 são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência em função da tensão confinante, realizados nas matrizes cimentadas de CCR. Os modelos que melhor se ajustaram aos pontos experimentais foram:

para o CCR sem fibra:

$$Mr = 448063 \cdot TC^{0,0362} \quad (4.1)$$

para o CCR com fibra:

$$Mr = 97288 \cdot TC^{0,1583} \quad (4.2)$$

onde Mr é o módulo de resiliência, em kPa, e TC é a tensão confinante, em kPa.

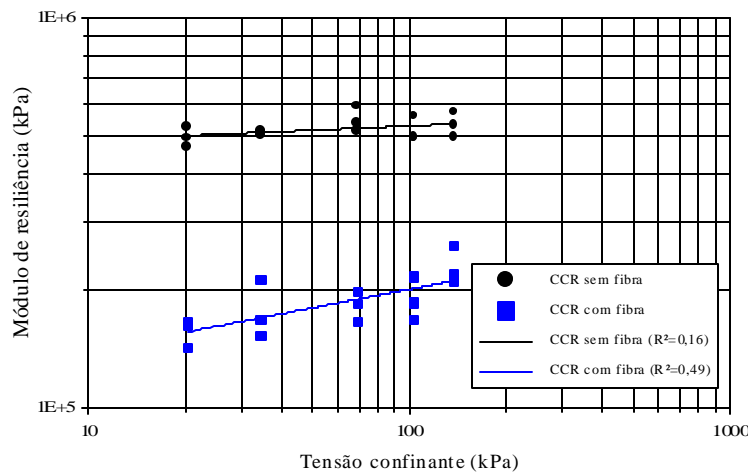


Figura 4.9 – Módulo de resiliência versus tensão confinante das matrizes cimentadas de CCR

Através da Figura 4.9 pode-se observar que o CCR apresenta valores de módulo de resiliência muito baixos, provavelmente devido à pequena quantidade de cimento empregada na mistura. Pode-se observar também que a inclusão de fibras reduz o módulo de resiliência do material. Esta redução média é da ordem de 65%.

Specht (2000) observou uma redução de 55% (de 8981 MPa para 4007 MPa) no módulo de resiliência para um solo residual adicionado de 3,5% de cimento, reforçado com fibras de polipropileno de 36mm de comprimento. Através de análise paramétrica o autor observou que a espessura da camada cimentada reduziu com a inclusão do reforço fibroso. Tal

fato pode não se confirmar para o material empregado nesta pesquisa, visto que as ordens de grandeza dos módulos são bastante distintos. Para materiais pouco cimentados, com módulos muito baixos, a redução dos mesmos pode não ter este efeito benéfico.

4.2.5 Vida de fadiga

A vida de fadiga (N_f) tem sido geralmente correlacionada com parâmetros de tensões ou deformações através de modelos de potência do tipo $\sigma = a \cdot N_f^b$ ou através de modelos logarítmicos do tipo $\sigma = a + b \cdot \log N_f$.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados dos ensaios de fadiga para as matrizes cimentadas de CCR. Os modelos que melhor se ajustaram aos pontos experimentais foram:

para o CCR sem fibra:

$$\sigma_t = 98,34 - 5,99 \cdot \log N_f \quad (4.3)$$

para o CCR com fibra:

$$\sigma_t = 149,57 - 7,51 \cdot \log N_f \quad (4.4)$$

onde σ_t é a tensão de tração, em kPa, e N_f é o número de ciclos de carga e descarga necessário para levar à ruptura completa da amostra.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de fadiga das matrizes cimentadas de CCR

% q_{ut}	Matriz não reforçada		Matriz reforçada	
	σ_t (kPa)	N	σ_t (kPa)	N
90	90,29	3	135,18	7
90	90,29	7	135,18	10
90	90,29	13	135,18	21
80	80,26	34	120,16	30
80	80,26	65	120,16	75
70	70,22	14	105,14	85
70	70,22	209	105,14	715
60	60,19	450	90,12	850
60	60,19	377	90,12	6550
50	50,16	721	75,10	8116
50	50,16	3000	75,10	37111
50	50,16	11200	-	-
50	50,16	1200	-	-

Observa-se na Figura 4.10 que para uma mesma tensão de tração (80 kPa, por exemplo) o CCR reforçado suporta um número de ciclos de carga muito maior (de 20 para 10000). Da mesma forma, observa-se que para um mesmo número de ciclos de carga, o CCR reforçado suporta uma maior tensão de tração, o que comprova a eficiência das fibras quando o material é solicitado a carregamento cíclico. Tal fato também foi observado por Specht (2000) para um solo residual reforçado com fibras de polipropileno.

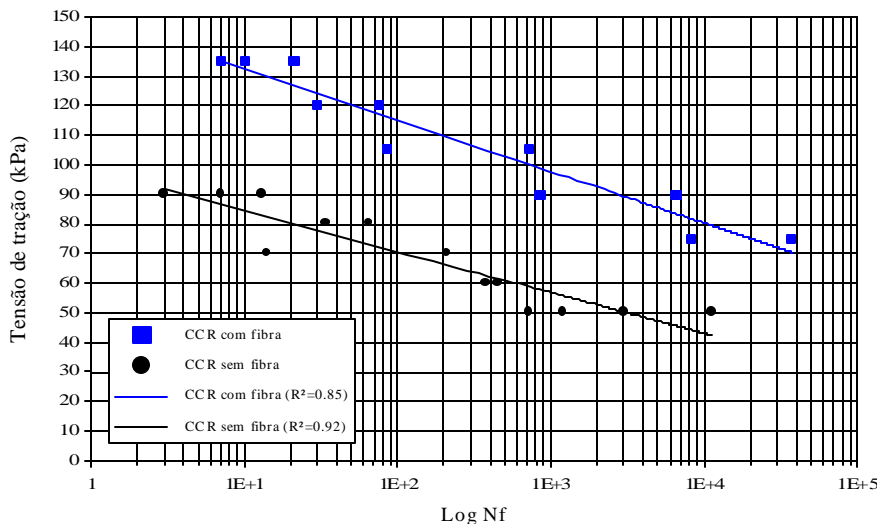


Figura 4.10 – Tensão de tração versus vida de fadiga das matrizes cimentadas de CCR

4.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA AREIA

4.3.1 Resistência à compressão não-confinada

Os resultados de resistência à compressão não-confinada para o tempo de cura de três dias, da Areia cimentada, são apresentados na Tabela 4.4. O ganho de resistência médio é da ordem de 70% quando da inclusão das fibras.

Tabela 4.4 – Resistência à compressão não-confinada da Areia cimentada

Matriz	Valores médios de q_t (kPa)
Areia	462,40
Areia + fibra	788,50

4.3.2 Ensaios à compressão triaxial

As curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial obtidas nos ensaios de compressão triaxial são apresentadas nas Figuras 4.11 (a) e 4.11 (b), para a Areia cimentada sem fibra e com fibra, e nas Figuras 4.12 (a) e 4.12 (b) para a Areia não cimentada sem fibra e com fibra, respectivamente. Um resumo destes ensaios é apresentado no Quadro 4.2.

A Areia cimentada pode ser descrita como um material com alto módulo inicial, um comportamento frágil e uma elevada resistência de pico. Já a Areia não cimentada apresenta um baixo módulo inicial, comparado a Areia cimentada, não apresentando a formação de um pico de resistência até a deformação final do ensaio.

A adição de fibras causa o aumento da resistência para a Areia cimentada e também para a Areia não cimentada. Há uma redução da queda de resistência pós-pico da Areia cimentada reforçados com fibras, e um contínuo crescimento da tensão na curva tensão-deformação, para o caso da Areia não cimentada. Com relação a variação volumétrica, tanto para o material cimentado quanto para o material não cimentado, a adição de fibras provoca uma redução da taxa de dilatância.

Assim como para o CCR, o critério de ruptura adotado para as amostras de Areia está relacionado a máxima tensão desvio na curva tensão-deformação e a condição final, para todas as amostras, é atingida aos 15% de deformação axial.

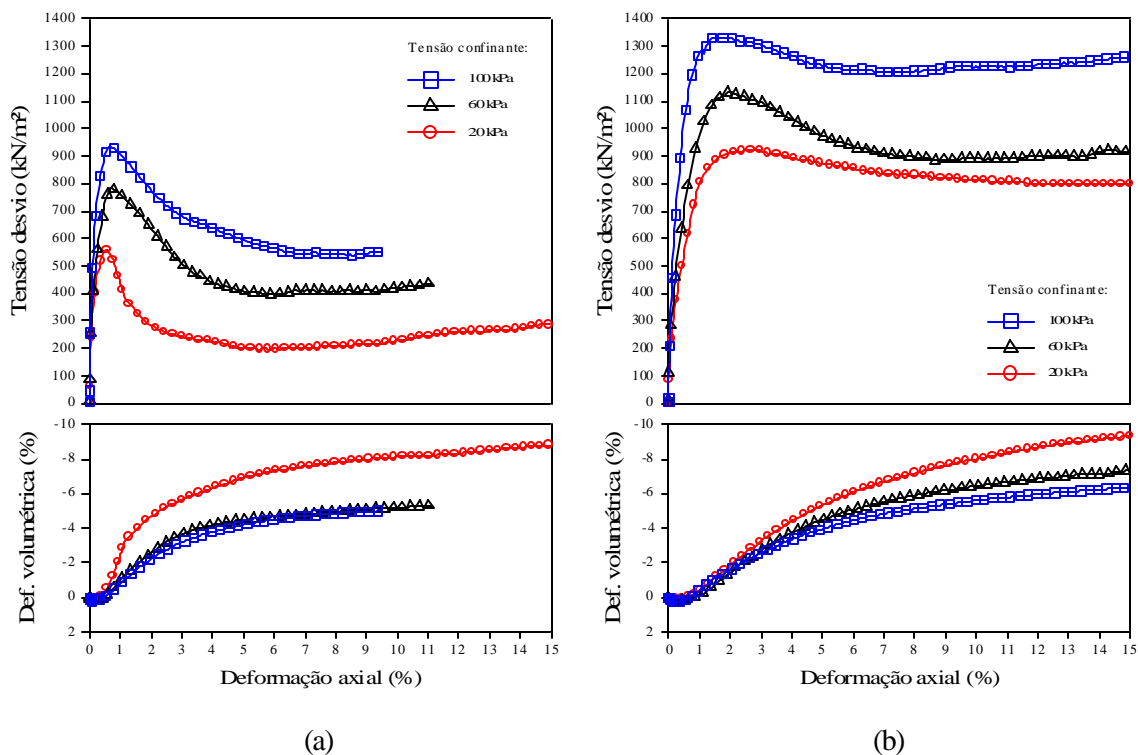


Figura 4.11 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra

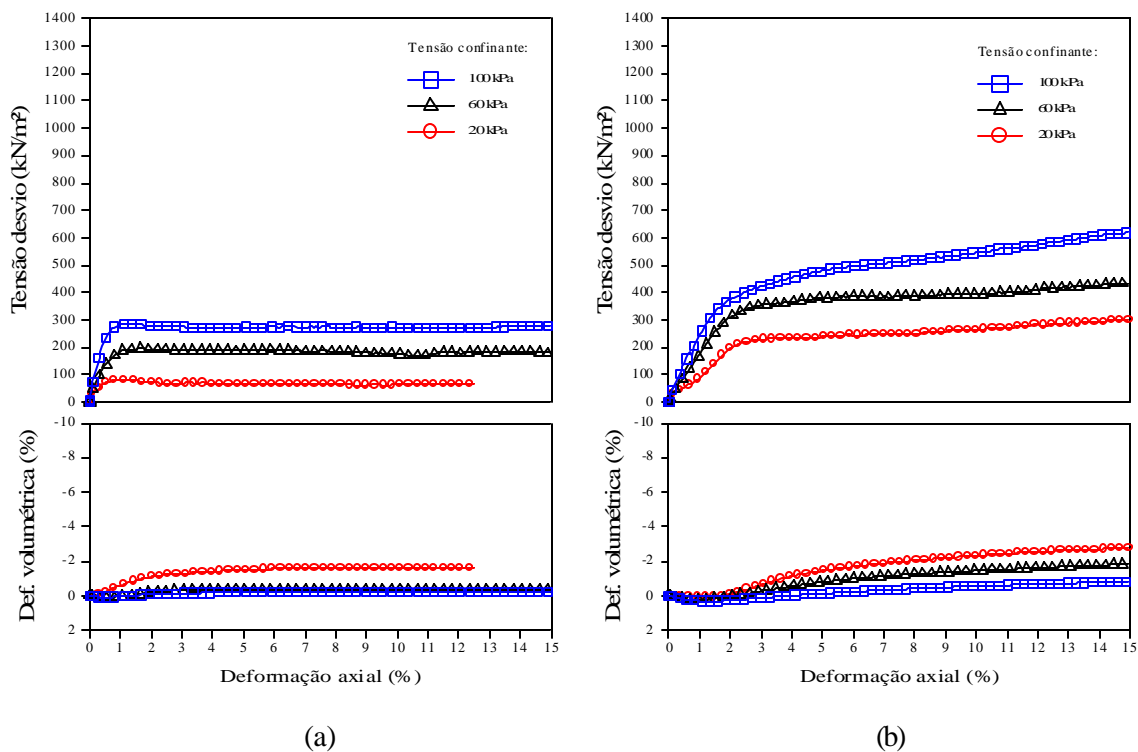


Figura 4.12 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia não cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra

Quadro 4.2 – Resumo dos ensaios triaxiais com Areia

ENSAIO (*)	t_{rup} (kN/m ²)	s'_{rup} (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	f' (graus)	q_{rup} (kN/m ²)	q_{final} (kN/m ²)
Areia (TC20/PC1,36)	280,00	314,72	84,15	44,74	560,00	286,10
Areia (TC60/PC1,36)	391,69	467,25			783,38	432,12
Areia (TC100/PC1,36)	467,18	581,28			934,36	553,40
Areia (TC20/TF0,5/PC1,36)	460,89	495,90	143,44	47,09	921,78	800,40
Areia (TC60/TF0,5/PC1,36)	566,24	639,78			1132,48	916,20
Areia (TC100/TF0,5/PC1,36)	666,05	776,00			1332,10	1260,74
Areia (TC20)	41,23	64,44	6,05	34,44	82,46	68,92
Areia (TC60)	98,06	163,72			196,12	180,66
Areia (TC100)	142,77	244,04			285,54	275,18
Areia (TC20/TF0,5)	149,57	180,45	31,05	43,49	299,14	299,14
Areia (TC60/TF0,5)	217,41	291,01			434,82	434,82
Areia (TC100/TF0,5)	310,59	414,85			621,18	621,18

(*) TC = tensão confinante (kPa); TF = teor de fibra (%); PC = porcentagem de cimento (%).

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

a) *Módulo de deformação:*

A variação do módulo secante $E_{s(0,1\%)}$, medido a 0,1% de deformação axial é apresentada na Figura 4.13.

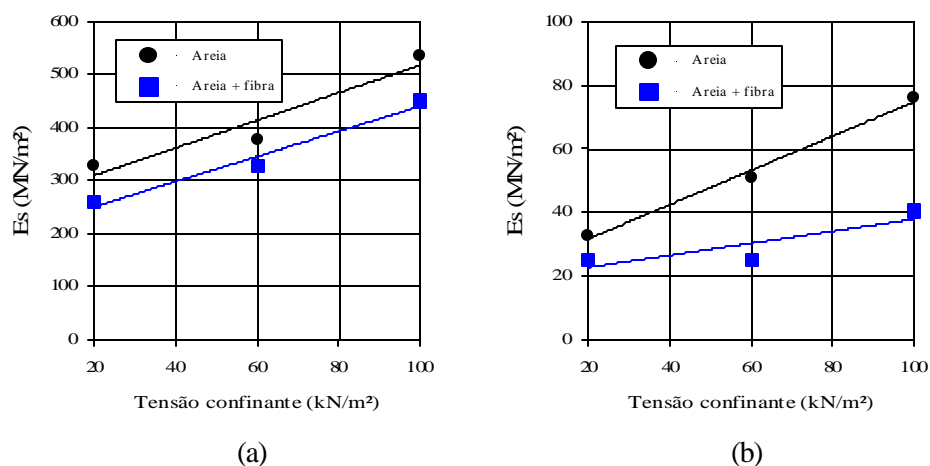


Figura 4.13 – Módulo de deformação secante para: (a) Areia cimentada; (b) Areia não cimentada

A análise da Figura 4.13 indica que a adição de fibras à Areia cimentada provoca uma pequena redução do módulo de deformação do material, para o nível de deformação analisado. A redução média é da ordem de 15%. No entanto, para a Areia não cimentada a adição das fibras causa uma grande redução do módulo secante, em torno de 45%.

b) Resistência ao cisalhamento:

As envoltórias de resistência de pico das Areias são apresentadas na Figura 4.14. Todas as envoltórias obtidas são lineares para os níveis de tensão ensaiados, apresentando coeficientes de determinação R^2 próximos da unidade.

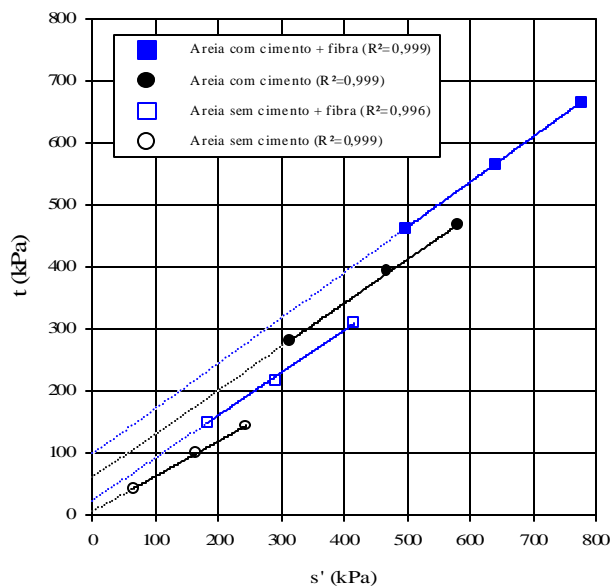


Figura 4.14 – Envoltórias de resistência de pico da Areia

Para as misturas com Areia cimentada, a adição de fibras provocou um aumento de 70% no intercepto coesivo de pico e 5% no ângulo de atrito interno do material. Para a Areia não cimentada, o aumento no intercepto coesivo foi muito mais pronunciado, acima de 400% e o ângulo de atrito interno aumentou em 25%, lembrando que a condição de pico deste material se dá em 15% de deformação axial, o que justifica o grande aumento de resistência.

Calculando-se o quociente entre os valores da tensão desvio de ruptura para o material reforçado e o não reforçado é possível avaliar o efeito da inclusão de fibras na sua resistência ao cisalhamento. O material não cimentado apresenta um quociente de 2,7 e quando da adição de 1,54% de cimento, o quociente baixa para 1,5, demonstrando que o reforço com fibras também é menos efetivo para a Areia na medida em que o material torna-se mais cimentado.

c) *Modo de ruptura:*

Todas as amostras cimentadas apresentaram ruptura frágil, enquanto que para as amostras não cimentadas observou-se o tipo de ruptura dúctil. A Figura 4.15 mostra a variação do índice de fragilidade da Areia cimentada com as tensões confinantes de ensaio.

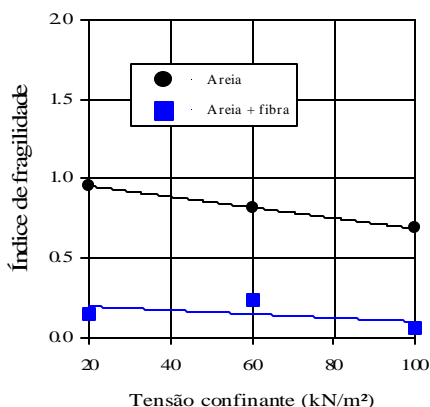


Figura 4.15 – Variação do índice de fragilidade com a tensão confinante para a Areia cimentada

De acordo com a Figura 4.15, a adição das fibras de polipropileno provocou uma queda acentuada do I_F do material. Também se pode observar que a forma de ruptura é influenciada pela tensão confinante.

d) *Capacidade de absorção de energia de deformação:*

A Figura 4.16 mostra a variação da energia de deformação absorvida em função da tensão confinante.

O valor médio do quociente entre a área sob a curva tensão-deformação do material reforçado com fibras e a área correspondente para o material não reforçado é de 2,39 para a Areia cimentada e 2,44 para a não cimentada, representando assim um aumento da tenacidade, quando da inclusão de fibras, de 139% para as amostras cimentadas e 144% para as não cimentadas.

A linearidade da contribuição das fibras na tenacidade dos compósitos em função das tensões confinantes também é observada para as Areias cimentadas e não cimentadas, bem como a contribuição de forma mais significativa nas tensões confinantes mais baixas.

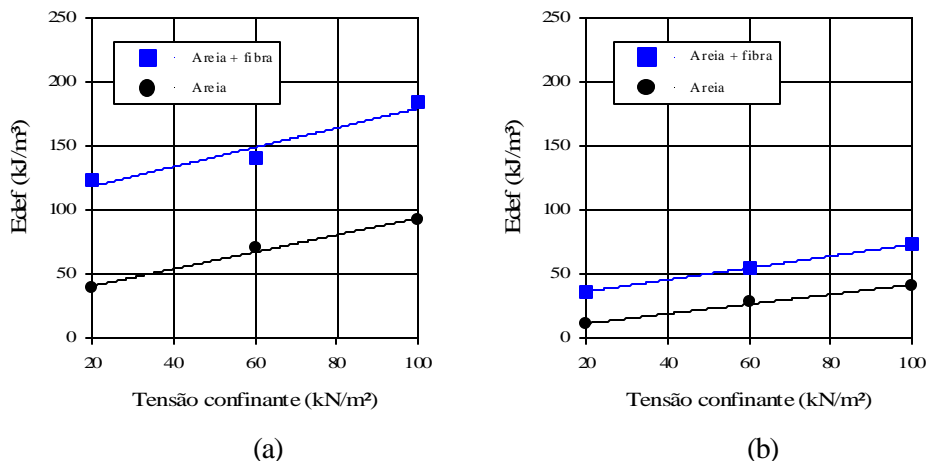


Figura 4.16 – Variação da energia de deformação com a tensão confinante para: (a) Areia cimentada; (b) Areia não cimentada

4.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA AREIA-SILTOSA

4.4.1 Resistência à compressão não-confinada

Na Tabela 4.5 são apresentados os resultados de resistência à compressão não-confinada para o tempo de cura de três dias, da Areia-siltosa cimentada. A adição de fibras provoca um ganho de resistência médio da ordem de 90%.

Tabela 4.5 – Resistência à compressão não-confinada da Areia -siltosa cimentada

Matriz	Valores médios de q_t (kPa)
Areia -siltosa	427,60
Areia -siltosa + fibra	810,00

4.4.2 Ensaios à compressão triaxial

As Figuras 4.17 (a) e 4.17 (b) apresentam as curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial obtidas nos ensaios de compressão triaxial para a Areia-siltosa cimentada sem fibra e com fibra, respectivamente. As Figuras 4.18 (a) e 4.18 (b) apresentam as mesmas curvas para a Areia-siltosa não cimentada sem fibra e com fibra. No Quadro 4.3 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais.

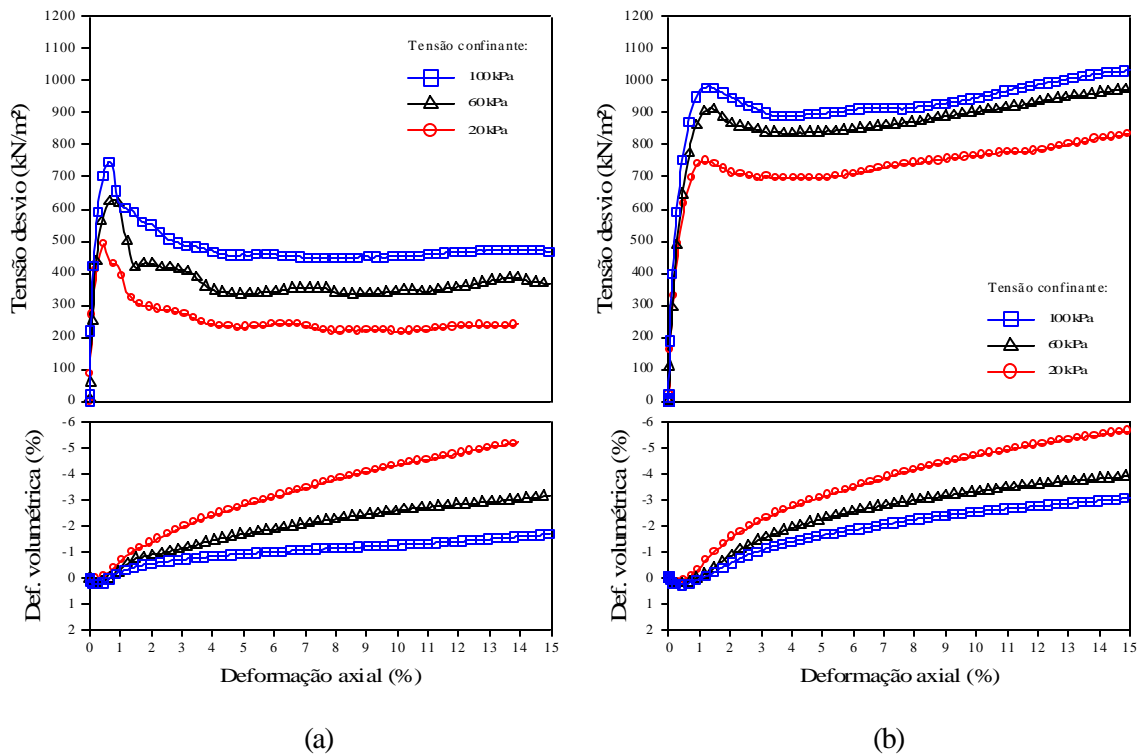


Figura 4.17 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia-siltosa cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra

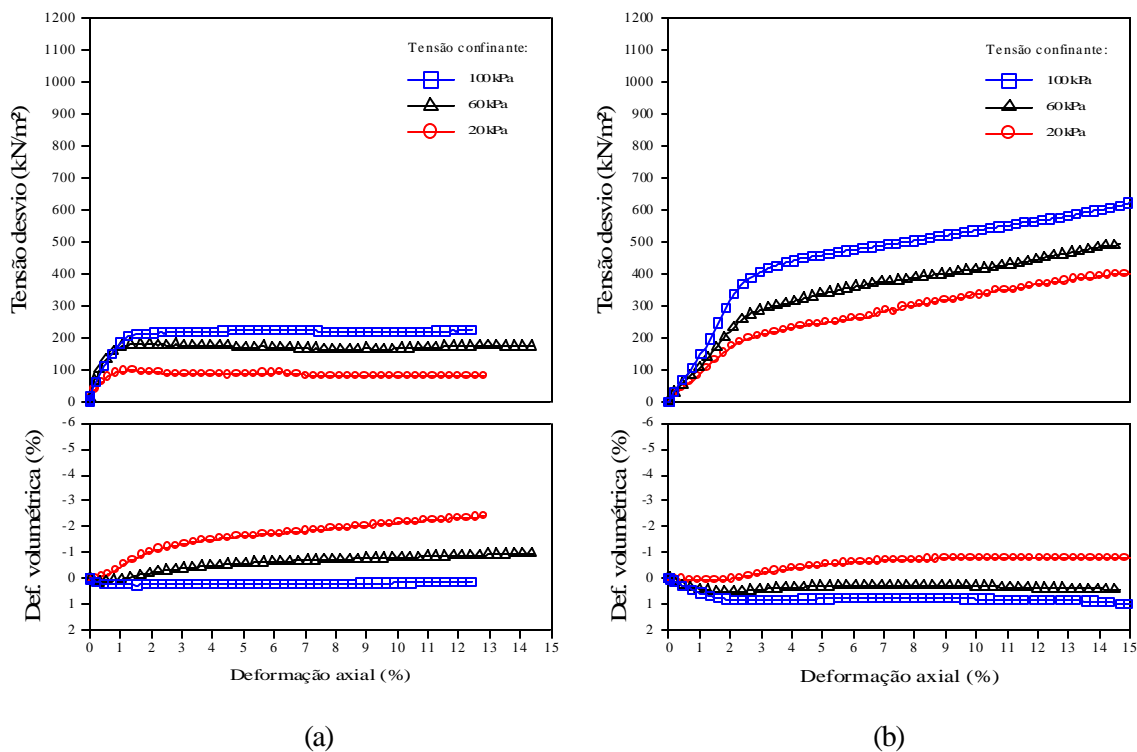


Figura 4.18 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial da Areia-siltosa não cimentada: (a) sem fibras, (b) com fibra

Quadro 4.3 – Resumo dos ensaios triaxiais com Areia-siltosa

ENSAIO (*)	t_{rup} (kN/m ²)	s'_{rup} (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	f' (graus)	q_{rup} (kN/m ²)	q_{final} (kN/m ²)
Areia -silt. (TC20/PC1,36)	245,68	270,89	99,20	38,08	491,36	238,72
Areia -silt. (TC60/PC1,36)	314,20	384,59			628,40	368,22
Areia -silt. (TC100/PC1,36)	373,73	478,31			747,46	469,28
Areia -silt. (TC20/TF0,5/PC1,36)	374,99	411,49	153,51	38,72	749,98	836,88
Areia -silt. (TC60/TF0,5/PC1,36)	456,71	529,38			913,42	974,36
Areia -silt. (TC100/TF0,5/PC1,36)	490,63	598,78			981,26	1032,14
Areia -silt. (TC20)	49,29	75,57	17,32	27,67	98,58	83,32
Areia -silt. (TC60)	90,86	156,10			181,72	174,00
Areia -silt. (TC100)	108,62	204,92			217,24	223,36
Areia -silt. (TC20/TF0,5)	201,69	222,82	79,87	38,65	403,38	403,38
Areia -silt. (TC60/TF0,5)	251,34	303,03			502,68	502,68
Areia -silt. (TC100/TF0,5)	313,01	401,12			626,02	626,02

(*) TC = tensão confinante (kPa); TF = teor de fibra (%); PC = porcentagem de cimento (%).

A Areia-siltosa cimentada apresenta características de alta rigidez inicial, com queda da resistência pós-pico, revelando o caráter frágil do material. Com relação à deformação volumétrica, ela apresenta uma pequena diminuição de volume até um ponto próximo à deformação de ruptura, e após, um comportamento expansivo, onde a taxa de dilatação é máxima e decresce gradualmente a medida que o cisalhamento progride. Já o material não cimentado, apresenta uma baixa rigidez inicial, sem a formação de um pico de resistência até a deformação final do ensaio.

A adição de fibras causa o aumento da resistência tanto para o material cimentado quanto para o não cimentado. Para níveis elevados de deformação há um contínuo crescimento da tensão na curva tensão-deformação, dos dois materiais e a característica mais marcante é a mudança de comportamento de frágil para dúctil da Areia-siltosa cimentada.

Assim como para os demais materiais (CCR e Areia), o critério de ruptura adotado para as amostras de Areia-siltosa está relacionado a máxima tensão desvio na curva tensão-deformação e a condição final é atingida aos 15% de deformação axial.

A seguir é analisada a influência da inserção das fibras sob vários aspectos do comportamento da Areia-siltosa.

a) *Módulo de deformação:*

A variação do módulo secante $E_{s(0,1\%)}$ em função da tensão confinante é apresentada na Figura 4.19. Sua análise indica que a adição de fibras à Areia-siltosa cimentada provoca uma redução média abaixo de 10% no módulo de deformação do material. No entanto, para a Areia-siltosa não cimentada a adição das fibras causa uma grande redução do módulo secante, em torno de 55%.

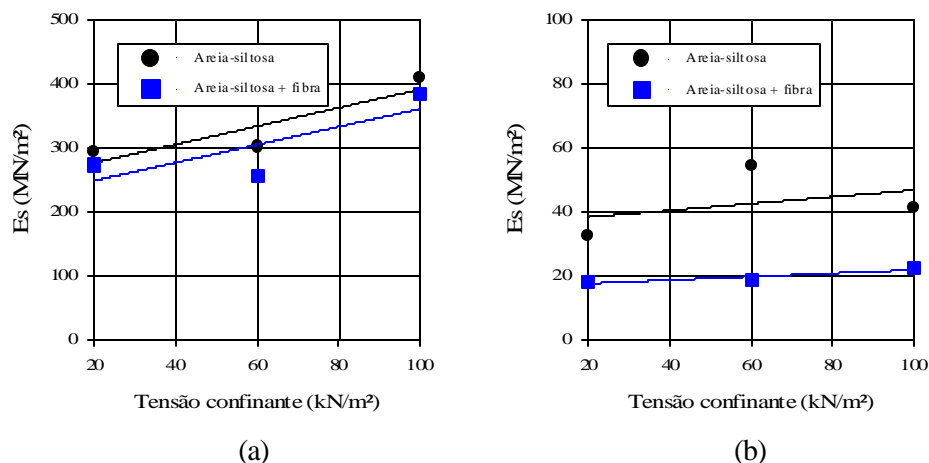


Figura 4.19 – Módulo de deformação secante para: (a) Areia-siltosa cimentada; (b) Areia-siltosa não cimentada

b) *Resistência ao cisalhamento:*

As envoltórias de resistência de pico das misturas são apresentadas na Figura 4.20. Para a Areia-siltosa cimentada, a adição de fibras provocou um aumento no intercepto coesivo do material (em torno de 55%), mantendo o seu ângulo de atrito interno praticamente inalterado. Para a Areia-siltosa não cimentada, o aumento no intercepto coesivo foi mais pronunciado (em torno de 360%). O ângulo de atrito interno aumentou em 40% com a inclusão das fibras.

Através do cálculo do quociente entre os valores da tensão desvio de ruptura para o material reforçado e o não reforçado é possível avaliar o efeito da inclusão de fibras na sua resistência ao cisalhamento. A Areia-siltosa não cimentada apresenta um quociente de 3,2 e quando da adição de 1,72% de cimento, o quociente baixa para 1,4 demonstrando que o reforço com fibras é menos efetivo na medida em que o material torna-se mais cimentado.

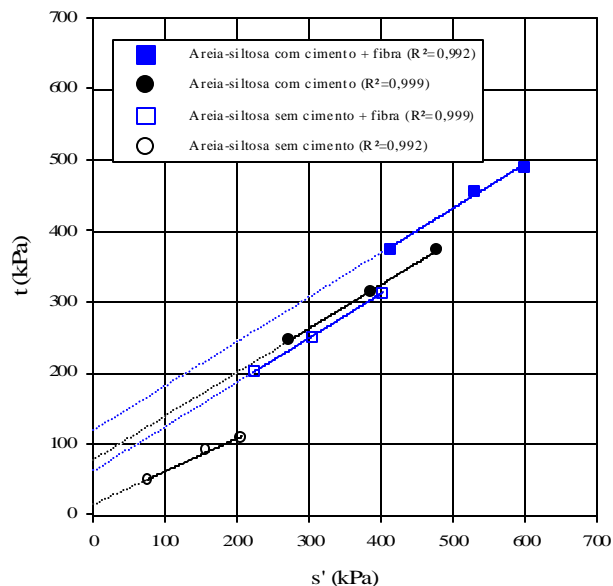


Figura 4.20 – Envoltórias de resistência de pico da Areia -siltosa

c) Modo de ruptura:

A Figura 4.21 apresenta a variação do índice de fragilidade em função da tensão confinante para as mistura de Areia-siltosa cimentada. Note que não há fragilidade para o material reforçado, revelando a mudança de um comportamento essencialmente frágil para um comportamento dúctil, com a inclusão das fibras.

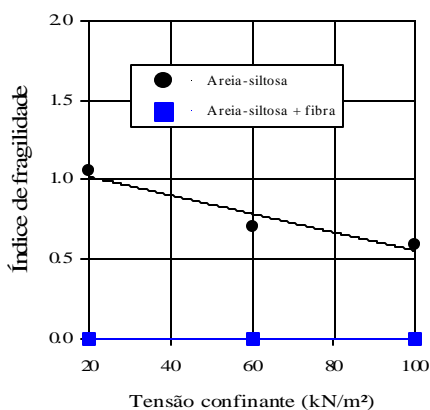


Figura 4.21 – Variação do índice de fragilidade com a tensão confinante para a Areia-siltosa cimentada

d) Capacidade de absorção de energia de deformação:

A Figura 4.22 apresenta a variação da energia de deformação absorvida em função da tensão confinante para a Areia -siltosa.

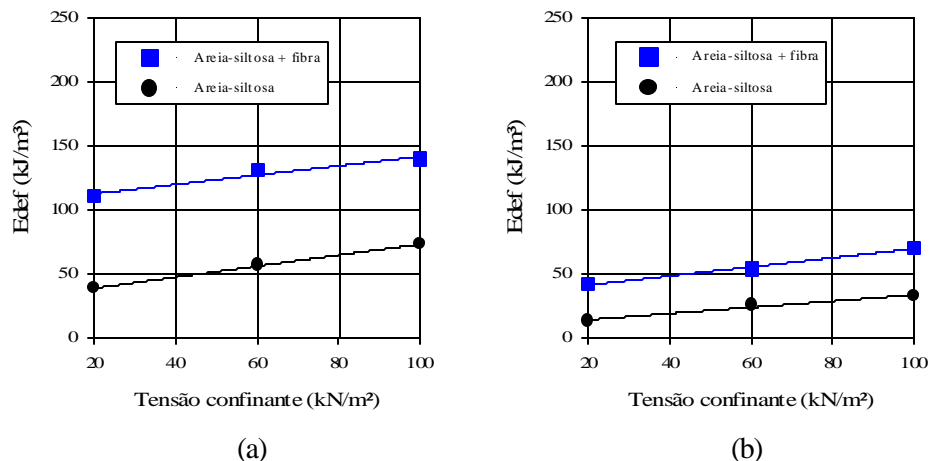


Figura 4.22 – Variação da energia de deformação com a tensão confinante para: (a) Areia-siltosa cimentada; (b) Areia-siltosa não cimentada

O aumento médio da capacidade de absorção de energia, quando da inclusão de fibras, é de 138% para as amostras cimentadas e 153% para as não cimentadas. A linearidade da contribuição das fibras na tenacidade dos compósitos em função das tensões confinantes também é observada para a Areia-siltosa cimentada e não cimentada, bem como a contribuição de forma mais significativa nas tensões confinantes mais baixas.

4.5 ANÁLISE GLOBAL

Neste item serão discutidos os resultados dos três materiais conjuntamente, procurando avaliar as mudanças na interação matriz-reforço decorrentes do tipo de material. As informações se encontrarão divididas em dois tópicos: (1) resistência à compressão não-confinada e (2) resistência à compressão triaxial.

4.5.1 Resistência à compressão não-confinada

Para avaliar a resistência à compressão não-confinada dos três materiais conjuntamente, optou-se pela utilização do diâmetro médio (D_{50}) de cada material para representá-los graficamente. A Figura 4.23 apresenta o resultado da resistência à compressão não-confinada do CCR, da Areia e da Areia-siltosa, todos cimentados.

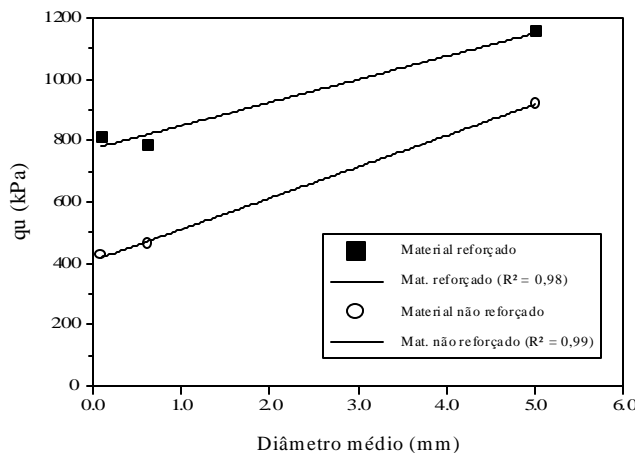


Figura 4.23 – Resistência à compressão não confinada dos materiais cimentados

Uma relação linear entre a resistência à compressão não confinada e o diâmetro médio pôde ser estabelecida através da Figura 4.23, apresentando coeficientes de determinação R^2 próximos da unidade. O que se percebe é um nítido aumento da resistência com o aumento do diâmetro médio, tanto para os materiais não reforçados como para os reforçados. Avaliando-se apenas o efeito da inclusão das fibras, nota-se um grande aumento de resistência para os materiais com D_{50} menores e um aumento menos pronunciado para os materiais com D_{50} maiores. Uma forma mais fácil de visualizar este efeito é através da normalização de acordo com a respectiva matriz cimentada não reforçada, apresentada na Figura 4.24.

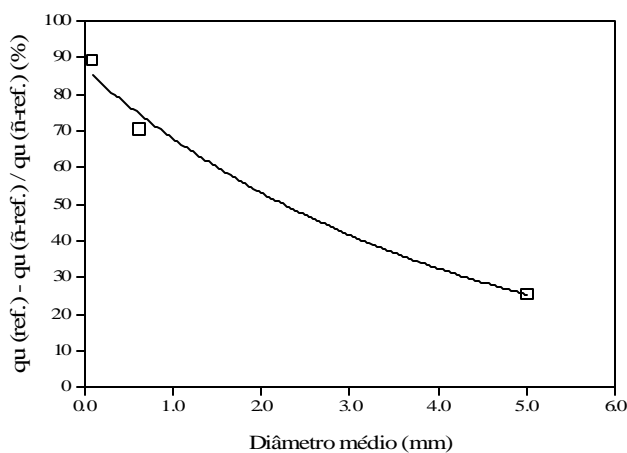


Figura 4.24 – Resultados normalizados da resistência à compressão não confinada

A equação que melhor se ajustou aos pontos experimentais da Figura 4.24 foi do tipo exponencial, apresentando coeficiente de determinação R^2 de 0,99.

4.5.2 Resistência à compressão triaxial

As curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial obtidas nos ensaios de compressão triaxial, para a tensão confinante de 20 kPa, são apresentadas na Figura 4.25, para os três materiais cimentados, com e sem fibra.

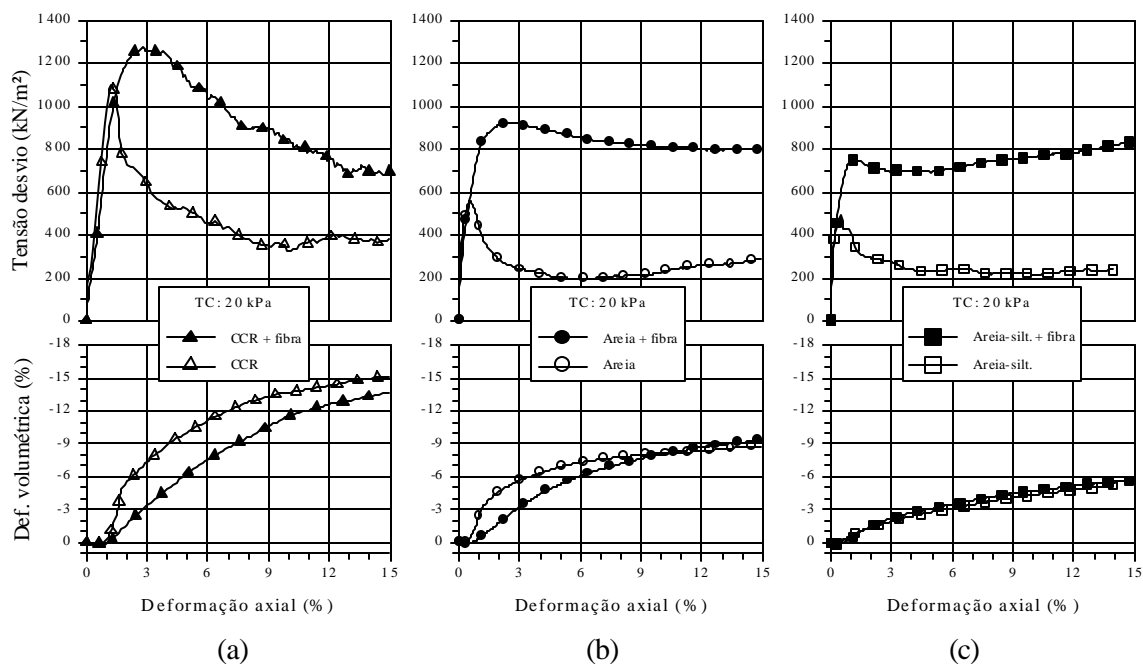


Figura 4.25 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial para os materiais cimentados: (a) CCR, (b) Areia, (c) Areia -siltosa

A primeira constatação que se faz a respeito da Figura 4.25 é a diferença nas resistências de pico e na deformação volumétrica de cada um dos três materiais não reforçados. O CCR, que apresenta a maior resistência de pico, também apresenta a maior deformação volumétrica de expansão, o que é típico de materiais granulares. A Areia-siltosa, que possui a granulometria mais fina, dentre os três materiais, apresenta a menor deformação volumétrica de expansão e também a menor resistência de pico.

A adição de fibras aumenta a resistência de pico de todos os materiais, porém não na mesma proporção. Segundo Jewell & Wroth (1987), as fibras ao serem solicitadas provocam uma redistribuição de esforços e deformações. 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, o que pode provocar um aumento na resistência de pico do compósito. Este aumento de resistência é mais expressivo para os

materiais com granulometria mais fina, que provavelmente possuem uma maior adesão matriz-reforço devido ao maior número de pontos de contato entre partículas.

Com o colapso da matriz cimentada, grande parte dos esforços de cisalhamento que antes eram suportadas por ela são transferidas para as fibras, reduzindo drasticamente a queda de resistência pós-pico e para a Areia-siltosa modificando sua forma de ruptura, adquirindo características mais dúcteis. Da mesma forma que para a resistência de pico, a maior adesão entre a matriz e o reforço provoca um ganho maior de resistência pós-pico nos compósitos.

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.

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). Segundo Feuerharmel (2000), são dois os 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. Quanto mais resistente for esta cimentação maior será a adesão matriz-reforço. 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, ter-se-á uma redução da dilatância com a inclusão das fibras. Caso contrário, a dilatância do material reforçado será maior.

Como se verifica na Figura 4.25, o efeito de ancoragem das fibras reduziu o comportamento dilatante do CCR. Já para a Areia, a expansão da zona de cisalhamento

devido à redistribuição de esforços, causou um aumento no comportamento dilatante do material.

A Figura 4.26 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais para os três materiais não cimentados. Observam-se valores de resistência de pico semelhantes para os materiais Areia e Areia-siltosa não reforçados, diferentemente do CCR, que apresenta uma resistência muito superior aos demais. Da mesma forma, o CCR apresenta uma deformação volumétrica de expansão superior aos outros dois materiais.

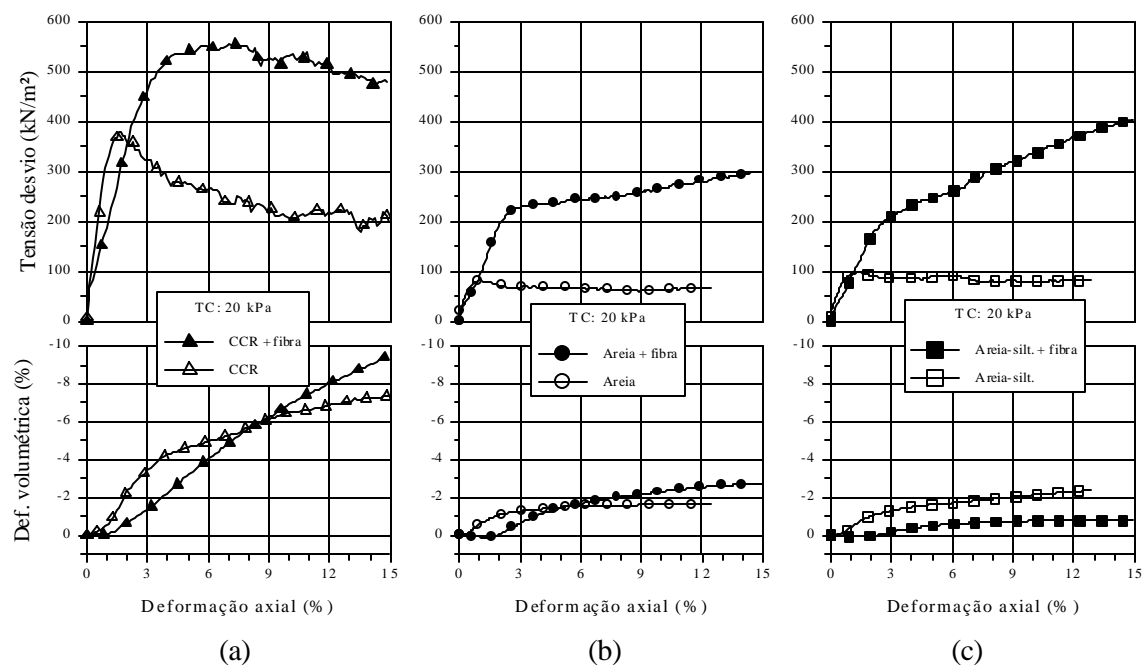


Figura 4.26 – Curvas tensão desvio versus deformação axial e de deformação volumétrica versus deformação axial para os materiais não cimentados: (a) CCR, (b) Areia, (c) Areia-siltosa

Em função dos materiais não cimentados apresentarem um comportamento dúctil, com 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. Através da Figura 4.26 é possível observar que o ganho de resistência, tanto de pico como final, é função da granulometria dos materiais e esse ganho é tanto maior quanto mais fina a granulometria. Isto também se deve a maior adesão matriz-reforço devido ao maior número de pontos de contato entre partículas.

Com relação à variação volumétrica pode-se afirmar que a influência das fibras depende da forma como ocorre a ruptura do material composto e como se distribuem as

deformações pela amostra. Para o caso da Areia -siltosa, a estrutura entrelaçada formada pelo emaranhado de fibras aleatoriamente distribuídas se opõe as deformações radiais da amostra. Desta forma, quanto maior for esta resistência menor serão as deformações volumétricas de expansão.

A Figura 4.27 apresenta a variação das resistências de pico e final, para os materiais cimentados e não cimentados, devido à inclusão das fibras. As curvas estão normalizadas de acordo com a matriz não reforçada e a equação que melhor se ajusta aos pontos experimentais é do tipo exponencial. Como foi observado anteriormente as resistências de pico e final são facilmente relacionadas com o diâmetro médio, ou a granulometria do material. Quanto maior o D_{50} menor é a contribuição para o aumento das resistências. Michalowski & Cermák (2003) também observaram um aumento da resistência de pico com a redução do tamanho dos grãos. Os mesmos autores acrescentam que o comprimento das fibras também é relacionado com o aumento da resistência.

Como pode ser observado na Figura 4.27 as resistências de pico e final também são função da cimentação dos materiais, onde os não cimentados apresentam um ganho de resistência superior aos cimentados, fato este também observado por Consoli et al (1999).

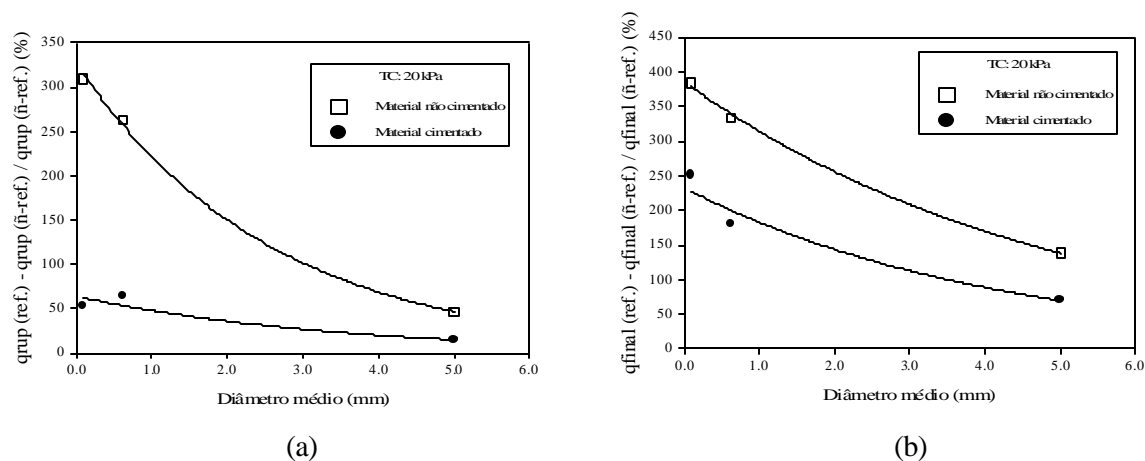


Figura 4.27 – Variação das resistências: (a) de pico, (b) final

O intercepto coesivo de pico e o ângulo de atrito interno também podem ser relacionados com o diâmetro médio dos materiais. Através da Figura 4.28 pode-se perceber que os parâmetros de resistência aumentam na medida em que o diâmetro médio dos materiais diminui. Esse efeito é ainda maior para as amostras não cimentadas.

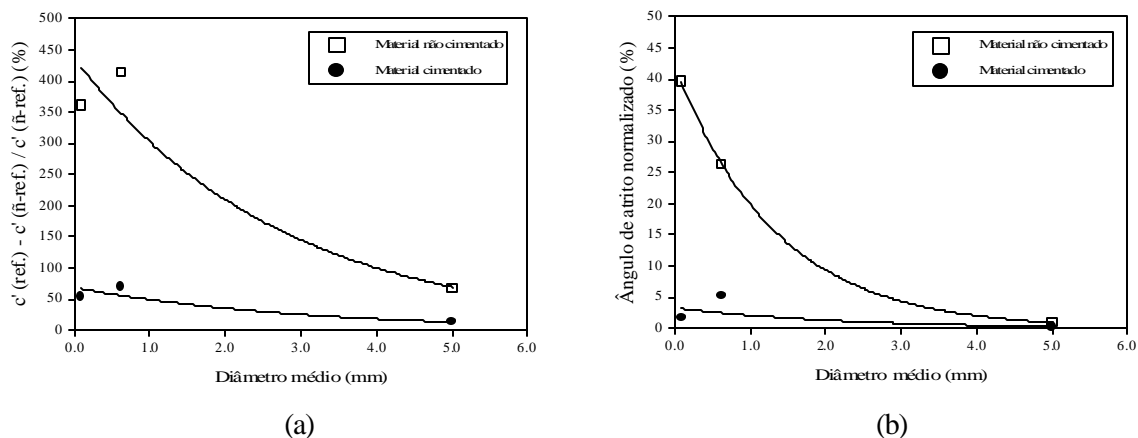


Figura 4.28 – Variação dos parâmetros de resistência de pico: (a) intercepto coesivo, (b) ângulo de atrito interno

Para o módulo de deformação secante, a 0,1% de deformação axial, não foi possível estabelecer alguma relação com o diâmetro médio em função da adição de fibras. A única observação constatada é de que a adição de fibras reduz o módulo de todos os materiais, tanto os cimentados como os não cimentados. Esta redução provavelmente se deve à falhas que as fibras impõem nos pontos de contato entre as partículas, já que elas se encontram distribuídas aleatoriamente por toda a amostra.

A Figura 4.29 apresenta os resultados normalizados do índice de fragilidade dos materiais cimentados, onde se percebe a influência da granulometria na forma de ruptura dos compósitos. A Areia-siltosa apresenta 100% de redução do índice de fragilidade com a inclusão das fibras, alterando o seu comportamento na ruptura de frágil para dúctil. Já para os outros dois materiais, a redução do índice é menor.

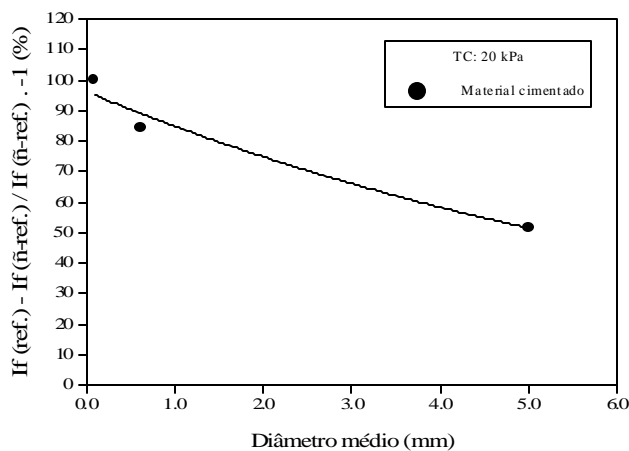


Figura 4.29 – Resultados normalizados do índice de fragilidade dos materiais cimentados

Na Figura 4.30 estão representados os resultados normalizados da capacidade de absorção de energia de deformação ($E_{def (15\%)}$) para os materiais cimentados e não cimentados, na tensão confinante de 20 kPa.

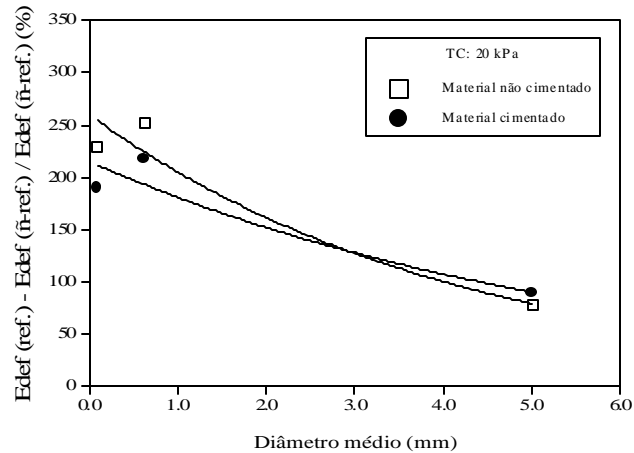


Figura 4.30 – Resultados normalizados da energia de deformação absorvida

O aumento na tenacidade dos compósitos fibrosos também é função do diâmetro médio. Quanto maior o diâmetro menor é o aumento na tenacidade. A sobreposição das duas curvas, observada na Figura 4.30, indica que a cimentação não influencia no aumento da tenacidade dos compósitos, porém cabe lembrar que a energia de deformação adsorvida foi calculada para uma deformação axial de 15%. Para se chegar a alguma conclusão seria necessário apresentar os resultados de E_{def} também em função da deformação axial.

CAPÍTULO 5

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados e da análise apresentada no capítulo anterior, foram estabelecidas algumas conclusões:

a) Quanto à resistência à compressão não-confinada:

- A inclusão aleatória de fibras de polipropileno nos compósitos cimentados aumentou a resistência à compressão não-confinada em relação à matriz sem reforço. Esse aumento foi mais significativo para os materiais com granulometria mais fina. Os resultados sugerem uma relação entre a resistência à compressão e o diâmetro médio dos materiais.

b) Quanto à rigidez inicial:

- A adição de fibras de polipropileno provoca queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados quanto para os não cimentados. As maiores quedas foram observadas para os materiais não cimentados.

c) Quanto à resistência ao cisalhamento:

- A adição de fibras provoca um aumento, tanto na resistência de pico quanto na resistência final, dos três materiais estudados, sendo que este aumento foi mais pronunciado para os materiais com diâmetro médio menor. Os compósitos não cimentados apresentaram ganhos de resistência maiores do que os cimentados. Relações exponenciais entre estes ganhos de resistência e o diâmetro médio dos compósitos puderam ser estabelecidas.

- Para todos os compósitos estudados, o aumento relativo da resistência final devido à inclusão das fibras de polipropileno, é superior ao aumento relativo da resistência de pico.

- A inclusão de fibras de polipropileno aumenta o intercepto coesivo de pico do CCR, mantendo o ângulo de atrito interno praticamente inalterado. As mesmas características são observadas para o CCR não cimentado. Para a Areia cimentada e a Areia-siltosa cimentada, a adição de fibras aumenta significativamente o intercepto coesivo de pico, sendo que o ângulo de atrito interno praticamente não se altera. Para a Areia não cimentada e a Areia-siltosa não cimentada, tanto o intercepto coesivo de pico como o ângulo de atrito interno aumentam significativamente com a inclusão das fibras.

- Para a faixa granulométrica abordada neste trabalho, o aumento relativo dos parâmetros de resistência, devido à inclusão das fibras, é maior na medida em que o diâmetro médio dos materiais diminui. Essa relação é exponencial e o aumento é ainda maior para as amostras não cimentadas.

c) Quanto ao modo de ruptura:

- Para os compósitos cimentados, a inclusão das fibras reduziu o índice de fragilidade, sendo que para o material com a granulometria mais fina (Areia-siltosa), ocorreu uma mudança na forma de ruptura, de frágil para dúctil.

- Todas as amostras não cimentadas apresentaram forma de ruptura dúctil.

d) Quanto à resistência à tração por compressão diametral:

- Com relação aos ensaios de tração por compressão diametral, notou-se um aumento no valor de q_{ut} em torno de 50% em relação ao da matriz sem reforço.

e) Quanto ao módulo de resiliência:

- Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência permitiram verificar a grande importância da inclusão de fibras sobre a deformabilidade resiliente do CCR. Com a inclusão das fibras, o módulo resiliente médio do CCR é reduzido em 65%.

f) Quanto à vida de fadiga:

- A inclusão das fibras altera de forma significativa as características de fadiga do CCR, onde se tem um tempo de sobrevivência maior para a matriz reforçada.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo deste estudo se revelaram novos horizontes que até então não haviam sido vislumbrados. Uma gama de possibilidades, que acabaram sendo deixadas para trás por não terem sido contemplados no cronograma inicial, são relatadas aqui, que ficam como sugestões para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre o reforço de materiais geotécnicos com fibras:

- avaliação dos efeitos provocados pelos fatores porcentagem de fibras e principalmente comprimento das fibras, procurando quantificar a influência de cada um deles separadamente. Menores porcentagens de fibras talvez demonstrem significativa melhoria nas características das matrizes sem reforço. Quanto ao comprimento, sugere-se a utilização de fibras maiores, já que a aderência entre a matriz e o reforço está intimamente relacionada ao comprimento do reforço.
- o estudo da resistência à tração, módulo resiliente e vida de fadiga também para os materiais com granulometria mais fina, onde o efeito benéfico da adição de fibras parece ser mais pronunciado;
- a realização de ensaios de campo para que sejam determinados fatores de correlação entre laboratório e campo e desenvolvimento de técnicas e equipamentos que viabilizem a mistura dos materiais em grande escala.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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.433-466.
- AL WAHAB, R.M.; HENCKEL, G.B.; AL-QURNA, H.H. Total and effective strength parameters of compacted fiber reinforced soils. p.423-426, 1996.
- AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Standard test method for determining the resilient modulus of soil and aggregate materials:** TP46-94. Washington, p.522-552, 1996.
- AMERICAM CONCRETE INSTITUTE. **Roller compacted mass concrete:** ACI 207.5R. Detroit, 46p. 1989.
- ANDERSLAND, O.B.; KATTAK, A.S. Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. **Proceedings ...** p.11-16.
- ANDRIOLO, F.R. Contribuições para o Conhecimento e Desenvolvimento do Concreto Rolado. Rio de Janeiro, 303p. 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado para concreto:** NBR 7211. Rio de Janeiro, 9p. 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Ensaio de compactação:** NBR 7182. Rio de Janeiro, 10p. 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da composição granulométrica:** NBR 7217. Rio de Janeiro, 3p. 1987-a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman:** NBR 9776. Rio de Janeiro, 7p. 1987-b.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo:** NBR 9937. Rio de Janeiro, 4p. 1987-c.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo coesivo – determinação da resistência à compressão não-confinada:** NBR 12777. Rio de Janeiro, 8p. 1992.
- BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. The measurements of soil properties in triaxial test. 2ed., London: Edward Arnold, 277p. 1962.
- BOTTIN FILHO, I.A. **Estudo de misturas de areia-asfalto pré-misturadas a quente.** 1997. 110p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- BUDINSKI, K.G. **Engineering Materials;** properties and selection. New Jersey: Prentice Hall International., 5ed, 653p. 1996.
- BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM, ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. **Anais ...** v1., p.878-884.
- CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais.** 2001. 94p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/AABGE, v.25, n.3, p.247-255, 2002.
- CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C. Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/AABGE, v.25, n.3, p.223-230, 2002.
- CERATTI, J.A.P. **Estudo de comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos.** 1991. 314p. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UF RJ, Rio de Janeiro.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A. A new device for measuring local axial strain on triaxial specimens, **Geotechnique**, London, v.25, n.4, p.657-670, 1986.

- CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behavior of random distributed fiber-reinforced cement soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, p.481-486, 1997.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v.124, n.12, p.1211-1214, 1998.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. The behavior of a fiber-reinforced cement soil. **Ground Improvement**, ISSMGE, v.3 n.3, p.21-30, 1999.
- CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G.S. Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, Reston, ASCE, v.128, n.6, p.462-472, 2002.
- CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, Reston, ASCE, v.128, p.96-101, 2003-a.
- CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. Plate load test on fiber-reinforced soil. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, Reston, ASCE, 2003-b. (no prelo)
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Misturas betuminosas – determinação da resistência à tração por compressão diametral: DNER – ME 138/86**. Rio de Janeiro, 4p. 1986.
- DONATO, M.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. IN: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBENGE 2002, 2002-a, São Paulo. **Anais...** p.251-260.
- DONATO, M.; FOPPA, D.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Influência da adição de fibras de diferentes diâmetros no comportamento mecânico de concreto compactado com rolo. IN: III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL'2002, 2002-b, Joinville. **Anais...** p.117-121.

- FEUERHEMEL, M.R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno.** 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULLANI, N. Reinforced soil with ligned and randomly oriented mettalic fibers. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.14, n.1, p.78-87, 1991.
- FERREIRA, P.M.V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS 239 – ensaios triaxiais servo controlados.** 1998. 114p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- 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.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforced in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.109, n.3, p.335-353, 1983.
- HANNANT, L. Fiber-reinforced cements and concretes. In: J. M. ILLSTON. **Construction Materials; their nature and behavior.** 2ed. London: J. M. Illston/E & FN Spon, p.359-403, 1994.
- HEINECK, K.S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras de contenção de resíduos.** 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C. Influência da adição de firas na resistência última de solos. IN: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBENGE 2002, 2002, São Paulo. **Anais...** p.403-408.
- HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C.; BICA, A.V.D.; FLORES, J.A.A. Aspectos do comportamento de misturas de cinza de carvão-bentonita e areia-bentonita. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/AABGE, 2003.
- HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials.** London: E. Arnold, 2ed., 495p. 1994.
- HOARE, D.J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. Int: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT. Paris, 1979. **Proceedings ...** v.1, p.47-52.

- HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. In: J. M. ILLSTON. **Construction Materials; their nature and behavior**. London: J. M. Illston/E & FN Spon, 2ed., p.321-358, 1994.
- ILLSTON, J.M. [Ed]. **Construction Materials; their nature and behavior**. London: E & FN Spon, 2ed., 518p. 1994.
- JEWELL, R.A.;WROTH, C.P. Direct shear tests on reinforced sand. **Géotechnique**, London, v.37, n.1, p.53-68, 1987.
- JOHNSTON, C.D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: V. M. MALHORTA. **Advances in concrete technology**. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p.603-673, 1994.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing Materials, 1988. 1v., p.715-731.
- LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; TOMASI, L. The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short syntetic fiber. In: International Symposium on Environmental Geotechnology, 3., San Diego, 1996. **Proceedings ...** v.1. p.868-877.
- 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.
- MARQUES FILHO, J. **Estado da arte de concreto compactado com rolo aplicado a barragens - uma perspectiva**. 2001. 128p. Seminário (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. Effect of inclusion properties on the behavior of sand. **Géotechnique**, London, v.28, n.3, p.327-346, 1978.

- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; HYTIRIS, N.; MERCER, F.B. Soil strengthening using randomly distributed mesh elements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 11., San Francisco, 1988. **Proceedings ...** v.3, p.1735-1738.
- MICHALOWSKI, R.L.; CERMÁK, J. Triaxial compression of sand reinforced with fibers. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, New York, ASCE, v.129, n.2, p.125-136, 2003.
- MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Comportamento de um solo reforçado com resíduos fibrosos. In: II SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL'2000, Porto Alegre. **Anais ...** Porto Alegre: ABMS/ABINT/PPGEC-UFRGS, p.213-225, 2000.
- MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: efeito das propriedades dos materiais constituintes. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/AABGE, v.24, n.3, 2002.
- MOREL, J.C.; GOURC, J.P. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. **Geosynthetics International**, Minnesota, v.4, n.5, p.481-508, 1997.
- 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**. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. Effect of plastic wastes in improving cement-treated soils. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY. **Proceedings ...** Rotterdam: Balkema, 1996. p.875-880.

- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- 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.
- SAUCIER, K.L. Roller-compacted concrete. In: P. KLIEGER AND J.F. LAMOND, **Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials**. 4ed., Philadelphia, p.567-576, 1994.
- SCHRADER, E.K. Roller compacted concrete for dams: the state of the art. In: V.M. MALHORTA. **Advances in concrete technology**. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p.371-417, 1994.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- 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 à pavimentação**. 2000. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- SPECHT, L.P.; HEINECK, K.S.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.25, n.1, p.15-34, 2002.
- 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.
- TAYLOR, G.D. **Materials in Construction**. London: Longman Scientific & Technical, 2ed, 284p. 1994.

- TEODORO, J.M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas.** 1999. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – EESC/USP, São Carlos.
- 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.
- THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** 1999. 245p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGE/UFRRGS, Porto Alegre.
- TRICHÊS, G. **Concreto compactado a rolo para aplicação em pavimentação: estudo do comportamento na fadiga e proposição de metodologia de dimensionamento.** 1993. 365p. Tese (Doutorado em Engenharia) – ITA, São José dos Campos.
- ULBRICH, L.A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras.** 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGE/UFRRGS, Porto Alegre.
- U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Engineering and design - roller-compacted concrete: EM 1110-2-2006. Jan 15, 2000. Disponível em: <<http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/>>. Acesso em: 18 de junho de 2001.
- VENDRUSCOLO, M.A. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais.** 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGE/UFRRGS, Porto Alegre.
- ZORNBERG, J.G. Discrete framework for equilibrium analysis of fibre-reinforced soil. **Geotechnique**, London, v.52, n.8, p.593-604, 2002.
- WERK, S.M.S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos.** 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGE/UFRRGS, Porto Alegre.
- WOOD, D.M. On stress parameters. **Geotechnique**, London, v.34, n.2, p.282-287, 1984.