

**COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO-FIBRA  
SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS  
VISANDO A PAVIMENTAÇÃO**

LUCIANO PIVOTO SPECHT

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 título de **Mestre em Engenharia**.

Porto Alegre  
Janeiro de 2000

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

---

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Orientador

---

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti  
Orientador

---

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal  
Coordenador do PPGEC

#### BANCA EXAMINADORA

- Prof. Antônio Thomé  
D. Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
  
- Prof. Glicério Trichês  
D. Sc. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, Brasil
  
- Prof. Hélio Adão Greven  
Dr. Ing. Universidade Hannover, ALE
  
- Prof. Washington Peres Núñez  
D. Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho a minha tão querida família: aos meus pais Cláudio e Clemisse, aos meus irmãos Patrícia e João Marcelo, à minha namorada Márcia, a Maria e ao eterno amigo Itamar Sampaio (in memoriam).

## AGRADECIMENTOS

Desejo extremar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma auxiliaram na realização desta dissertação. Seja através da orientação técnica e científica, seja através de apoio, do incentivo e da amizade, muitas pessoas tiveram importantes papel neste trabalho de mestrado.

Mesmo correndo o risco de um indesculpável esquecimento, julgo importante particularizar alguns sinceros agradecimentos:

Aos meus orientadores, professores Nilo Cesar Consoli e Jorge Augusto P. Ceratti, pelo incentivo, motivação e confiança conferida na idealização e realização desta pesquisa;

Aos técnicos Carlos Ivan H. Ribas e Jair Floriano da Silva, pelo auxílio na montagem de equipamento e na consecução dos ensaios. Sem a experiência de vocês as coisas teriam sido bem mais complicadas. Da mesma forma, agradeço ao funcionário João N. Diniz, por estar sempre disponível nos momentos em que precisei;

Aos bolsistas de iniciação científica Adriano Pereira e Simone R. Amador pelo inestimável auxílio nas atividades de laboratório. Espero que, além da construção de sólidos laços de amizade, tenha contribuído nas suas formações acadêmicas e profissionais;

Aos amigos e colegas do PPGEC: Celso Pedreira, Diego C. Nacci, Giovani V. Rotta, Marcelo L. Rigo, Marcos R. Feuerharmel, Tiago da Rosa Homem, Márcio Vendruscolo, Karla Heineck, Fernando Pugliero, Pedro Prietto, Júlio Montardo e Antônio Thomé ;

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e a CAPES, pela oportunidade e financiamento à realização deste mestrado;

A todos os demais colegas e professores da área de geotecnia do PPGEC/UFRGS, pelo convívio ao longo desta jornada;

Por fim, agradeço ao meus pais pelo incentivo e confiança em mim depositados e a minha namorada Márcia S. Bernardi pela partilha dos momentos de felicidade e compreensão nos momentos de ausência. Tenham certeza que este trabalho também é de vocês.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	viii
LISTA DE TABELAS .....	xii
LISTA DE QUADROS .....	xiv
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xv
RESUMO .....	xviii
ABSTRACT .....	xix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	1
1.2 OBJETIVO GERAL.....	3
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
1.4 HIPÓTESES TESTADAS.....	3
1.5 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	6
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	6
2.2 MELHORIA DE SOLOS .....	7
2.3 MATERIAIS COMPÓSITOS .....	7
2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CIMENTO .....	11
2.4.1 Influência da mistura solo-cimento nas propriedades físicas do material.....	12
2.4.2 Compactação .....	13
2.4.3 Retração e fissuração .....	14
2.4.4 Comportamento mecânico dos solos cimentados.....	18
2.4.5 Utilizações do solo-cimento em camadas de pavimentos .....	21
2.4.6 Métodos de projeto de pavimentos semi-rígidos com camadas cimentadas .....	22
2.5 FIBRAS UTILIZADAS EM COMPÓSITOS FIBROSOS.....	27
2.5.1 Fibras Poliméricas .....	28
2.5.2 Fibras Metálicas.....	30
2.5.3 Fibras Vegetais .....	30
2.5.4 Fibras Minerais.....	31
2.6 SOLO REFORÇADO COM FIBRAS: ESTUDOS EXPERIMENTAIS .....	32

2.7 SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS REFORÇADO COM FIBRAS:	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS.....	37
2.8 RESUMO E ANÁLISE CRÍTICA DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	41
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	43
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	43
3.2 PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO.....	43
3.2.1 Fatores controláveis.....	44
3.2.2 Variáveis de resposta.....	45
3.2.3 Ensaio preliminares.....	47
3.2.4 Programa de ensaios.....	47
3.3 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA.....	49
3.3.1 Caracterização dos materiais de constituição das matrizes de solo-cimento: solo, cimento e água.....	49
3.3.2 Propriedades mecânicas dos elementos de reforço: fibras.....	52
3.4 PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA.....	54
3.4.1 Parâmetros de compactação.....	55
3.5 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS.....	56
3.5.1 Ensaio de compressão não-confinada.....	57
3.5.2 Ensaio de tração por compressão diametral – ensaio brasileiro.....	57
3.5.3 Ensaio de módulo de resiliência.....	58
3.5.4 Ensaio de resistência à tração na flexão ou flexo-tração.....	59
3.5.5 Ensaio de fadiga.....	59
3.5.6 Ensaio de retração.....	60
3.5.7 Ensaio de compressão triaxial.....	61
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS.....	63
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	63
4.2 MATRIZ: SOLO-CIMENTO.....	64
4.2.1 Ensaio de resistência à compressão não-confinada.....	64
4.2.2 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	66
4.2.3 Ensaio de módulo de resiliência.....	67
4.2.4 Ensaio de resistência à tração na flexão.....	68
4.2.5 Ensaio de fadiga.....	68
4.2.6 Ensaio de retração.....	70
4.2.7 Ensaio drenados de resistência à compressão triaxial.....	70

4.3 SOLO-CIMENTO REFORÇADO COM FIBRAS TIPO I.....	72
4.3.1 Ensaios de resistência à compressão não-confinada .....	72
4.3.2 Ensaios de resistência à tração por compressão diametral .....	74
4.3.3 Ensaios de módulo de resiliência .....	75
4.3.4 Ensaios de resistência à tração na flexão.....	77
4.3.5 Ensaios de fadiga.....	78
4.3.6 Ensaios de retração .....	79
4.3.7 Ensaios drenados de resistência à compressão triaxial.....	79
4.4 SOLO-CIMENTO REFORÇADO COM FIBRAS TIPO II .....	81
4.4.1 Ensaios de resistência à compressão não-confinada .....	81
4.4.2 Ensaios de resistência à tração por compressão diametral .....	83
4.4.3 Ensaios de módulo de resiliência .....	84
4.4.4 Ensaios de resistência à tração na flexão.....	86
4.4.5 Ensaios de fadiga.....	87
4.4.6 Ensaios de retração .....	88
4.4.7 Ensaios drenados de resistência à compressão triaxial.....	89
5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	91
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	91
5.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS COMPÓSITOS FIBROSOS	
.....	91
5.2.1 Comportamento de ruptura.....	91
5.2.2 Rigidez.....	104
5.2.3 Estado último.....	106
6 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS .....	109
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	109
6.2 PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO .....	109
6.3 PARÂMETROS E ESTRUTURAS ANALISADAS .....	110
6.4 RESULTADOS OBTIDOS.....	111
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	117
7.1 CONCLUSÕES.....	117
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	122

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Disposição fibra/fissura Fonte: Taylor (1994).....	10
Figura 2.2 - Relação potencial entre energia de deformação e n°. passadas para atingir a ruptura Fonte: Crockford et al. (1993).....	38
Figura 3.1 - Curva granulométrica do solo residual de arenito botucatu Fonte: Thomé (1999).....	50
Figura 3.2 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial do solo compactado.....	51
Figura 3.3 - (a) Fibras de polipropileno tipo I cortadas em comprimento de 36 mm (b) Imagem de microscopia eletrônica da fibras tipo I (aumento de 90x) .....	53
Figura 3.4 - (a) Fibras de polipropileno tipo II no comprimento de 36 mm (b) Imagem de microscopia eletrônica da fibras tipo II (aumento de 90x).....	54
Figura 3.5 - Curvas de compactação do solo e solo + cimento.....	56
Figura 3.6 - Vista geral do equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência.....	58
Figura 3.7 - Configuração de carregamento em ensaio de flexo-tração.....	59
Figura 3.8 - Vista geral do equipamento utilizado nos ensaios de fadiga.....	60
Figura 3.9 - Vista geral do aparato usado para ensaio de retração .....	61
Figura 4.1 - Relação entre porcentagem de cimento PC (%) e médias das resistências à compressão não-confinada (kPa) para matrizes de solo-cimento .....	65
Figura 4.2 - Relação entre tempo de cura (dias) e médias das resistências à compressão não-confinada (kPa) para matrizes de solo-cimento .....	65
Figura 4.3 - Relação entre porcentagem de cimento PC (%) e resistência à tração por compressão diametral (kPa) para matrizes de solo-cimento .....	67
Figura 4.4 - Relação entre a tensão de flexão (kPa) aplicada nos ensaios de fadiga e a vida de fadiga da matriz não-reforçada (PC = 7,0%) .....	69
Figura 4.5 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura da matriz não-reforçada .....	70
Figura 4.6 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial a) solo compactado b) matriz cimentada (PC = 7,0%) .....	71

Figura 4.7 - Resultados da análise de regressão	
(a) Superfície de resposta $q_u$ x PC x PF.PF	
(b) Comparação entre valores previstos e observados (kPa).....	73
Figura 4.8 - Resultados da análise de regressão	
(a) Superfície de resposta $q_{ut}$ x PC x CF (PF = 0,5%)	
(b) Comparação e entre valores previstos e observados (kPa).....	75
Figura 4.9 - Resultados da análise de regressão	
(a) Superfície de resposta $M_r$ x PC x PF (CF = 36 mm)	
(b) Comparação entre valores previstos e observados (MPa).....	76
Figura 4.10 - Curvas tensão de tração na flexão x deslocamento vertical .....	77
Figura 4.11 - Comparação entre a vida de fadiga da matriz ã-reforçada e reforçada com fibras do tipo I.....	79
Figura 4.12 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura da matriz reforçada com fibras do tipo I.....	79
Figura 4.13 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial	
a) matriz cimentada (PC = 7,0%)	
b) matriz cimentada reforçada com fibra tipo I (CF = 12 mm; PF = 0,5%)	
c) matriz cimentada reforçada com fibra tipo I (CF = 36 mm; PF = 0,5%) .....	80
Figura 4.14 - Resultados da análise de regressão	
(a) Superfície de resposta $q_u$ x PC x PF.PF (PC = 7,0%)	
(b) Comparação entre valores previstos e observados (kPa) .....	83
Figura 4.15 - Resultados da análise de regressão	
(a) Superfície de resposta $q_{ut}$ x PC x CF (CF = 36 mm)	
(b) Comparação entre valores previstos e observados (kPa).....	84
Figura 4.16 - Resultados da análise de regressão	
(a) Superfície de resposta $M_r$ x PC x PF (PF = 0,5%)	
(b) Comparação entre valores previstos e observados (MPa).....	86
Figura 4.17 - Curvas tensão de tração na flexão x deslocamento vertical .....	87
Figura 4.18 - Comparação entre a vida de fadiga da matriz ã-reforçada e reforçada com fibras do tipo II .....	88
Figura 4.19 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura da matriz reforçada com fibras do tipo II.....	89
Figura 4.20 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial	
a) matriz cimentada (PC = 7,0%)	
b) matriz cimentada reforçada com fibra tipo II (CF = 12 mm; PF = 0,5%)	
c) matriz cimentada reforçada com fibra tipo II (CF = 36 mm; PF = 0,5%).....	90
Figura 5.1 - Relação entre $q_u$ e $q_{ut}$ para PC de 0 a 12%.....	92

Figura 5.2 - Resultados normalizados dos ensaios de resistência à compressão ã-confinada	93
Figura 5.3 - Influência do CF, TC e TF nos valores de $q_{rup}$ (PC = 7,0%)	94
Figura 5.4 - Variação dos parâmetros de resistência do solo cimentado reforçado (PC = 7,0%)	
a) variação de $\phi'$ com comprimento da fibra	
b) variação de $c'$ com comprimento da fibra	94
Figura 5.5 - Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral	95
Figura 5.6 - Curvas tensão de tração na flexão x deformação vertical (PC = 7,0%)	96
Figura 5.7 - Comparação entre a tensão de tração aplicada no ensaios de fadiga e a vida de fadiga da matriz não-reforçada e reforçada com fibras	97
Figura 5.8 - Normalização entre a tensão de tração aplicada e tensão de ruptura estática da matriz em função da vida de fadiga da matriz não-reforçada e reforçada com fibras	97
Figura 5.9 - Variação da relação entre $\sigma_t$ da matriz não-reforçada e $\sigma_t$ da matriz reforçada em função de $N_f$	98
Figura 5.10 - Formas de ruptura observadas nos ensaios de fadiga	
a) vigota sem reforço	
b) vigota reforçada com fibras do tipo I	
c) vigota reforçada com fibras do tipo II	99
Figura 5.11 - Detalhe das formas de ruptura observadas nos ensaios de fadiga	
b) vigota reforçada com fibras do tipo I	
c) vigota reforçada com fibras do tipo II	100
Figura 5.12 - Resultados de índice de fragilidade <i>versus</i> comprimento da fibra	100
Figura 5.13 - Variação da tenacidade do solo cimentado reforçado (PC = 7,0%)	
a) variação de $E_{def(rup)}$ com comprimento da fibra	
b) variação de $E_{def(10\%)}$ com comprimento da fibra	101
Figura 5.14 - Evolução da $E_{def}$ da matriz cimentada não-reforçada e reforçada com fibras do tipo I e II de 36 mm (TC = 60 kPa e PC = 7,0%)	103
Figura 5.15 - Relação existente entre a capacidade de absorção de energia de pico e $N_f$ para as mistura testadas à fadiga	103
Figura 5.16 - Relação existente entre a capacidade de absorção de energia de pico e a tensão de flexão para as mistura ensaiadas à fadiga	104
Figura 5.17 - Influência do comprimento da fibra nos dos valores de $\varepsilon_{a(rup)}$ (%)	105
Figura 5.18 - Resultados normalizados dos valores de módulo de elasticidade medido a 0,01 % de $\varepsilon_a$	105
Figura 5.19 - Resultados normalizados dos ensaios de módulo de resiliência	106
Figura 5.20 - Efeito do CF sobre $q_{ult}$ dos compósitos estudados	107

Figura 5.21 - Variação dos parâmetros de resistência do solo cimentado reforçado	
a) variação de $\phi'_{ult}$ com comprimento da fibra	
b) variação de $c'_{ult}$ com comprimento da fibra .....	107
Figura 5.22 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura.....	108
Figura 6.1 - Estrutura de referência utilizada na simulação com ELSYM5.....	111
Figura 6.2 - Relação entre espessura da camada cimentada e o tráfego	
a) Considerando módulo de resiliência do subleito = 25 MPa	
b) Considerando módulo de resiliência do subleito = 50 MPa	
c) Considerando módulo de resiliência do subleito = 100 MPa	
d) Considerando módulo de resiliência do subleito = 200 MPa.....	114
Figura 6.3 - Relação entre espessura da camada cimentada e o $M_r$ (subleito)	
a) Considerando tráfego = $1 \cdot 10^5$	
b) Considerando tráfego = $1 \cdot 10^6$	
c) Considerando tráfego = $1 \cdot 10^7$	
d) Considerando tráfego = $5 \cdot 10^7$ .....	115

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Parâmetros intervenientes na retração do solo-cimento Fonte: Pitta (1985).....	16
Tabela 2.2 - Possibilidade de fissuração danosa Fonte: Pitta (1985) .....	17
Tabela 3.1 - Tempo de cura adotado para cada tipo de ensaio.....	44
Tabela 3.2 - Propriedades físicas do solo .....	50
Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do solo compactado .....	51
Tabela 3.4 - Resumo das propriedades mecânicas das fibras.....	54
Tabela 3.5 - Parâmetros de compactação e médias das resistências à compressão não-confinada do solo e do solo + cimento compactados .....	56
Tabela 4.1 - Resultados (valores médios) dos ensaios de compressão não-confinada para matrizes de solo-cimento .....	64
Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de compressão não-confinada(kPa) para matrizes de solo-cimento .....	66
Tabela 4.3 - Resultados (valores médios) dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (kPa) para matrizes de solo-cimento .....	66
Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios à tração por compressão diametral (kPa) para matrizes de solo-cimento .....	67
Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa) por compressão diametral para matrizes de solo-cimento .....	68
Tabela 4.6 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão (kPa) para matrizes de solo-cimento (PC = 7,0%) .....	68
Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de fadiga para matrizes de solo-cimento (PC = 7,0%)..	69
Tabela 4.8 - Propriedades mecânicas do solo compactado e da matriz cimentada .....	71
Tabela 4.9 - Resultados dos ensaios de compressão não-confinada (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo I .....	72
Tabela 4.10 - Resultados dos ensaios à tração por compressão diametral (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo I .....	74

Tabela 4.11 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa) por compressão diametral para amostras reforçada com fibras do tipo I .....	76
Tabela 4.12 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão (kPa) para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibra tipo I (PF = 0,50%) .....	77
Tabela 4.13 - Resultados dos ensaios de fadiga para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras tipo I.....	78
Tabela 4.14- Propriedades mecânicas da matriz cimentada e cimentada reforçada com fibra do tipo I .....	81
Tabela 4.15 - Resultados dos ensaios de compressão não-confinada (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo II .....	82
Tabela 4.16- Resultados dos ensaios à tração por compressão diametral (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo II.....	84
Tabela 4.17- Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa) por compressão diametral para amostras reforçada com fibras do tipo II.....	85
Tabela 4.18 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão (kPa) para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibra tipo II (PF = 0,5%).....	86
Tabela 4.19 - Resultados dos ensaios fadiga para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras tipo II .....	87
Tabela 4.20 - Propriedades mecânicas da matriz cimentada e cimentada reforçada com fibra tipo II.....	90
Tabela 6.1 - Espessuras determinadas através do método DNER para material granular ....	112
Tabela 6.2 - Espessuras determinadas com parâmetros obtidos da matriz não-reforçada ....	112
Tabela 6.3 - Espessuras determinadas com parâmetros obtidos da matriz reforçada com fibras do tipo I .....	113
Tabela 6.4 - Espessuras determinadas com parâmetros obtidos da matriz reforçada com fibras do tipo II .....	113

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Resumo dos principais fatores que afetam o comportamento dos solos reforçados.....	42
Quadro 3.1 - Variáveis investigadas nos ensaios de compressão não-confinada, tração por compressão diametral e módulo de resiliência.....	45
Quadro 3.2 - Variáveis investigadas nos ensaios de compressão triaxial .....	45
Quadro 3.3 - Características de qualidade e variáveis de respostas do programa experimental .....	46
Quadro 3.4 - Resumo do programa de ensaios.....	48

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ANOVA	Análise de Variância
ASTM	American Association for Testing and Materials
CBR	California Bearing Ratio
ISC	Índice de Suporte Califórnia
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
TRB	Transportation Research Record
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
SAMI	Stress Absorbing Membrane Inter-layer
LPAV	Laboratório de Pavimentação
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
CID	ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados
B	parâmetro de poro-pressão de Skempton
CBUQ	concreto betuminoso usinado à quente
RCNC	resistência à compressão não-confinada
RTCD	resistência à tração por compressão diametral
N	número de repetições de carga
$N_f$	vida de fadiga
PC	porcentagem de cimento
PF	porcentagem de fibra
CF	comprimento de fibra
TF	tipo de fibra
TC	tensão confinante (efetiva)
$l/d$	relação entre o comprimento e o diâmetro da fibra
$f_s$	resistência de aderência fibra-matriz
$f_t$	resistência à tração da fibra
D	índice de amortecimento

CI	crack index
e	índice de vazios
$\gamma_d$	peso específico aparente seco
G	peso específico real dos grãos
$D_{10}$	diâmetro efetivo dos grãos do solo
$C_u$	coeficiente de uniformidade
$\omega$	teor de umidade
$\omega_{ót.}$	teor de umidade ótima
IP	índice de plasticidade
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
LC	limite de contração
$\mu$	coeficiente de Poisson
P	carga aplicada
h	altura do corpo-de-prova
d	diâmetro do corpo-de-prova
b	base da vigota
$\Delta$	deformação elástica ou resiliente
L	distância entre apoios
$q_u$	resistência à compressão não-confinada
$q_{ut}$	resistência à compressão diametral
$q_{uf}$	resistência à tração na flexão
$\sigma_f$	tensão de flexo-tração em ensaios cíclicos
Mr	módulo de resiliência
$V_l$	variação linear no comprimento das amostras
$q_{rup}$	tensão desvio de ruptura
$q_{ult}$	tensão desvio última
$\epsilon_{a(rup)}$	deformação axial de ruptura
$E_{s(0,01\%)}$	módulo de deformação secante inicial medido para 0,01% de deformação axial
$E_{s(0,1\%)}$	módulo de deformação secante inicial medido para 0,1% de deformação axial
$E_{def(rup)}$	capacidade de absorção de energia de deformação até a deformação axial de ruptura
$E_{def(10\%)}$	capacidade de absorção de energia de deformação até 10% deformação axial
$I_f$	índice de fragilidade
$c'$	intercepto coesivo de pico

$\phi'$	ângulo de atrito interno de pico
$c'_{ult}$	intercepto coesivo último
$\phi'_{ult}$	ângulo de atrito interno último
$R^2_{ajust.}$	coeficiente de determinação ajustado
$\epsilon_p$	erro padrão de estimativa

## RESUMO

Este trabalho teve o intuito de avaliar os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, distribuídas aleatoriamente, sob condições de carregamento estático e dinâmico, sobre as propriedades de resistência e deformabilidade em um solo residual artificialmente cimentado. Para atingir o objetivo foram realizados ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, módulo de resiliência, retração, resistência à tração na flexão, fadiga e de resistência à compressão triaxial drenados. Utilizou-se um solo residual de arenito, cimento Portland de alta resistência inicial e dois tipos de fibras de polipropileno com características físicas diferentes, sendo a primeira (tipo I) em forma de filamentos e a segunda (tipo II) fibrilada, ou tipo *mesh*, formada por pequenos filamentos unidos. As amostras cimentadas foram moldadas com 3,5 e 7,0% de cimento em relação ao peso de solo seco. As fibras de polipropileno utilizadas possuíam 12 e 36 mm de comprimento, adicionadas na proporção de 0,25, 0,50 e 0,75% em relação ao peso seco da mistura de solo-cimento. Análises de regressão múltipla e variância permitiram uma visualização mais clara dos resultados experimentais e pode-se chegar aos seguintes conclusões: (1) ambas as fibras aumentam a ductilidade e a tenacidade do compósito; (2) fibras de caráter extensivo, as do tipo I, são mais efetivas na melhoria das características de pós-ruptura do compósito; (3) as do tipo II, que apresentaram caráter inextensível, são mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico; (4) o efeito da inclusão das fibras é mais evidente para comprimentos maiores. Utilizando-se dos valores de módulos encontrados e das respectivas relações de fadiga, foram dimensionadas 48 estruturas de pavimento semi-rígido variando-se os parâmetros de tráfego e módulo do subleito e, para tanto, foi utilizado o software ELSYM5 – “Elastic Layered System”. Os resultados indicaram uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando se utilizam reforços fibrosos do tipo I.

## ABSTRACT

Unconfined compression, splitting tension, resilient modulus, linear shrinkage, flexural strength, fatigue and drained triaxial compression tests with local measurements of strain were carried out to evaluate the effects of randomly distributed polymeric fibers inclusion, on the strength and deformability properties of a soil-cement matrix. Searching such aims, a sandy soil was mixed with a rapid- hardening Portland cement and two kinds of polypropylene fibers with different physical and mechanical features. The first kind of fiber (type I) is formed by little filaments and the second type (II) has the format of a mesh. The cemented samples had 3,5 and 7,0% cement content in relation to the weight of dry soil. Fibers 12 and 36 mm long were used, added in the mixture with 0,25, 0,50 and 0,75% in relation to the weight of the soil-cement mixture. Multiple regression approach was carried out to allow a more reliable interpretation of the tests results: (1) both fibers increase the ductibility and the tenacity of the composite; (2) extensible fibers (type I), are more effective in the improvement of the ultimate strength characteristics of the composite; (3) the type II fibers, which are less extensive, are more effective in the reduction of the deformability, increasing peak strength; (4) the effect of the inclusion of fibers is more evident for longer fiber lengths. Using the values of resilient modulus and the respective fatigue relation, 48 structures of semi-rigid pavement were designed, changing the parameters of traffic and subgrade modulus. Software ELSYM5 - " Elastic Layered System " was used in such analysis. Results indicated a reduction in the thickness of the cemented layer when type I fibers are employed.

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Com o aumento do custo dos materiais de construção, com a redução da disponibilidade de materiais naturais e novas exigências e limitações impostas na construção de pavimentos rodoviários e aeroviários, é imperativo que os engenheiros e pesquisadores busquem materiais que possam desenvolver boa performance com custo relativamente baixo.

O solo, quando tratado com cimento, tem demonstrado aumento significativo de resistência e rigidez quando comparado ao solo natural, o que o torna um material de construção com potencial para várias aplicações: fundações superficiais, proteção de taludes, barragens, e, principalmente, quando aplicado como base e sub-base de pavimentos flexíveis. Entretanto, a sua grande fragilidade e fissuração excessiva têm, muitas vezes, desmotivado o uso deste material em pavimentação e, quando empregado, tem-se estipulado critérios de projeto muito conservativos. O que ocorre é que a porção inferior de uma camada artificialmente cimentada executada sobre um solo menos resistente está, invariavelmente, submetida a tensões/deformações de tração, o que pode provocar o seu deterioramento pelo surgimento de trincas de tração, principalmente se o esforço solicitante for de caráter cíclico. Além disso, observa-se que, se a rigidez da mistura cimentada for muito elevada (como nos casos em que se utiliza altos teores de cimento) ou se as condições de cura não forem adequadas, deve-se esperar a formação de trincas transversais de retração na camada cimentada imediatamente após sua construção.

O surgimento de trincas, sejam elas de tração ou retração, representam a perda da capacidade de suporte da camada cimentada e as cargas solicitantes, que deveriam ser absorvidas pelo solo estabilizado, são transferidas para o solo subjacente e as deformações plásticas neste são inevitáveis, bem como a reflexão de trincas de tração ou retração para revestimento betuminoso.

A técnica da estabilização de solos por processos físico-químicos tem sido alvo de inúmeros estudos realizados no PPGEC-UFRGS, com ênfase no comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados artificialmente, como o solo-cimento e o solo-cal (Núñez, 1991; Thomé, 1994; Prietto, 1996; Vendruscolo, 1996; Fogaça, 1996; Heineck, 1998; Sales, 1998; Thomé, 1999). Estes trabalhos, na sua maioria, visam o emprego da referida técnica em fundações superficiais sobre solos com propriedades geotécnicas desfavoráveis e na execução de bases de pavimentos rodoviários.

A incorporação aleatória de fibras em solo-cimento tem comprovado a eficiência desta técnica na melhoria das propriedades mecânicas do material, principalmente no que se refere ao controle de fissuração, ao aumento da capacidade de carga pós ruptura e ao aumento da durabilidade e ductilidade do material cimentado (Li e Mitchell., 1987; Liang, 1992; Maher e Ho, 1993; Crockford et al., 1993; Al Wahab e El-Kedrah, 1995; Ulbrich, 1997; Consoli et al., 1997; Montardo, 1999). Este tipo de benefício propicia um novo horizonte para a aplicação de misturas tipo solo-cimento em pavimentação.

O conceito de reforço de solo com materiais que apresentem resistência à tração é muito antigo. Por volta de 1000 A. C., por exemplo, hastes de bambu e junco eram empregadas no reforço de tijolos de barro e ainda de solos granulares para ajudar na construção de diversas obras de arte. No contexto moderno, entretanto, solos reforçados começaram a ser empregado no início dos anos 70, quando o arquiteto francês Henry Vidal (Vidal, 1969), patenteou a técnica denominada “Terra Armada<sup>®</sup>”. Nesse caso, o reforço do maciço de solo era conseguido através da introdução de fitas metálicas conectadas a painéis de concreto que constituem a face do maciço (Abramento, 1998).

O conhecimento do mecanismo de interação solo-fibra é de grande importância no entendimento da resposta da mistura no que tange ao seu comportamento mecânico. Este mecanismo depende de vários fatores relacionados com a matriz (solo, solo-cimento ou solo-cal), como, por exemplo, granulometria, índice de vazios e grau de cimentação, e com as fibras, por exemplo, o comprimento, espessura, rugosidade, módulo de elasticidade, capacidade de alongação, etc.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

Para que sejam desenvolvidos novos materiais, em qualquer área do conhecimento, é relevante que se conheçam as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição, bem como suas possíveis combinações. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo contribuir para uma melhor compreensão do comportamento mecânico dos materiais geotécnicos cimentados reforçados com fibras.

Este trabalho tem como objetivo geral estudar o comportamento mecânico de um solo residual de arenito artificialmente cimentado, reforçado com fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, distribuídas aleatoriamente, sob condições de carregamento estático e dinâmico, visando ao seu emprego como base e sub-base de pavimentos. Visa, ainda, a contribuir para o estudo de solos cimentados reforçados, buscando estabelecer uma relação entre as propriedades individuais das matrizes e das fibras e o comportamento mecânico dos compósitos fibrosos.

## 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são avaliar as propriedades mecânicas do solo cimentado reforçado, analisando a influência dos fatores: porcentagem de cimento (PC), tipo de fibra (TF), porcentagem de fibra (PF) e comprimento de fibra (CF). Além disto, busca-se verificar a existência de efeitos quadráticos destes fatores e definir as interações entre eles.

## 1.4 HIPÓTESES TESTADAS

Existem algumas hipóteses que, nesta pesquisa, serão testadas: as fibras melhoram as propriedades pós-fissuração do compósito; quanto maior forem as concentrações de fibra, bem como comprimento das mesmas, mais notáveis serão as melhorias nas características mecânicas do solo-cimento reforçado.

Também como objetivo específico serão avaliados, através de uma análise paramétrica, a influência da adição de reforços fibrosos em solo-cimento na espessura de camadas de base em estruturas de pavimento semi-rígido para algumas condições de tráfego e de subleito.

## 1.5 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

A presente pesquisa foi executada em oito etapas, a seguir descritas: (1) identificação do problema e objetivos da pesquisa; (2) revisão da literatura existente sobre o assunto; (3) planejamento do programa experimental; (4) realização dos ensaios previstos no programa experimental; (5) análise preliminar dos resultados; (6) discussão dos resultados; (7) análise mecanística de pavimentos; (8) redação final.

A primeira etapa consistiu na discussão a respeito dos benefícios e dos problemas relacionados às misturas cimentadas vislumbrando sua aplicação na pavimentação . A partir daí, delineou-se um projeto de pesquisa que buscasse as respostas para as principais dúvidas levantadas. A síntese desta discussão, os objetivos, as hipóteses a serem testadas e as etapas deste trabalho são apresentadas no Capítulo 1.

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

A terceira etapa, o planejamento do programa experimental, permitiu que os objetivos fossem alcançados com minimização de tempo e custo e maximização na obtenção de resultados confiáveis. Nesta etapa, determinou-se quais respostas (características geotécnicas de resistência e de deformabilidade) seriam relevantes à verificação da eficácia, ou não, da adição de fibras em misturas cimentadas. No Capítulo 3 é apresentada a descrição do programa experimental, além da descrição dos materiais utilizados na pesquisa, dos detalhes da preparação dos corpos-de-prova e das técnicas experimentais adotadas para a realização dos ensaios.

Na quarta etapa, ensaios experimentais foram realizados visando a determinação das características geotécnicas do solo cimentado reforçado com fibras. Nesta etapa buscou-se medir as respostas julgadas necessárias à avaliação dos efeitos da adição de fibras ao solo-cimento visando sua aplicação na pavimentação.

A quinta etapa consistiu na análise preliminar dos resultados. O Capítulo 4 reúne a apresentação dos resultados e a análise preliminar dos mesmos.

A sexta etapa, materializada no Capítulo 5, teve como objetivo a busca da compreensão do mecanismo de interação solo-fibra, e se essa interação está sujeita à influência do tipo de fibra e/ou propriedades do solo.

Na sétima etapa, apresentada no Capítulo 6, foram realizadas análises mecânicas de pavimentos semi-rígidos utilizando-se os parâmetros obtidos nesta pesquisa, buscando averiguar a influência da adição de reforços fibrosos na espessura de camadas de bases cimentadas.

Finalmente, a oitava etapa, representa a formalização de todo o conhecimento adquirido. No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões do trabalho e feitas sugestões para pesquisas relacionadas ao assunto abordado nesta dissertação.

## **CAPÍTULO 2**

### **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

No decorrer deste capítulo, será apresentada uma breve revisão da literatura sobre melhoria de solos, abordando alguns conceitos e definições relevantes para o entendimento da pesquisa.

Na seqüência, discute-se algumas definições e propriedades gerais dos materiais compósitos e materiais compósitos fibrosos, contida em livros de engenharia de materiais de autores como os de Budinski (1996), Taylor (1994), Hannant (1994), Hollaway (1994), Illston (1994) e Johnston (1994).

Dando continuidade, serão abordadas, separadamente, revisões a respeito das fases constituintes dos materiais compósitos: a matriz de solo tratado com cimento Portland e os reforços fibrosos. Será a partir dos conhecimentos das propriedades dos materiais geotécnicos artificialmente cimentados que se poderá aferir os efeitos da adição de fibras como elemento de reforço neste tipo de matriz. Ainda, com ênfase na matriz, serão abordados fatores relacionados com a pavimentação, tendo em vista que essa seria a potencial aplicação deste tipo de material compósito.

Finalizando, será apresentada uma revisão da literatura sobre solo e solos cimentados reforçados com fibras, onde serão abordados, de um modo geral, os estudos realizados com vários tipos de reforço em vários solos diferentes e, em particular, os mais relacionados com esta pesquisa, solos cimentados reforçados com fibras poliméricas. Apresenta-se, no final deste capítulo, uma análise crítica a respeito da revisão bibliográfica.

## 2.2 MELHORIA DE SOLOS

Entende-se por melhoria ou reforço dos solos a utilização de processos físicos e/ou químicos, visando à melhora das propriedades mecânicas dos solos. Procura-se, através de algum procedimento, o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua permeabilidade. Em geral, associa-se o termo “melhoria” de solos ao tratamento através de processos físicos e/ou químicos: adição de cimento ou cal, enquanto que o termo “reforço” está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes.

O processo de reforço de solo consiste em se introduzir no maciço elementos que possuam resistência à tração elevada (fitas metálicas, mantas, geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, fibras, etc.).

Van Impe (1989) classifica os processos de estabilização como temporários, permanentes e permanentes com adição de novos materiais. Consiste em estabilização temporária os processos limitados a um curto espaço de tempo, geralmente o tempo de execução de uma certa fase da obra. O autor cita o congelamento de solos, o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose como exemplos. A estabilização permanente, sem adição, consiste, basicamente, em processos de compactação e de tratamento térmico; são citados como exemplos a compactação superficial, a compactação profunda e a compactação com o uso de explosivos. A estabilização permanente de solos com adição de novos materiais, normalmente, combina a compactação com adição de um novo material. São citados: estabilização com cal e cimento, injeções de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos.

Vargas (1977) define, como estabilização de solos, o processo pelo qual se confere ao solo uma maior resistência as cargas ou à erosão, por meio de compactação, da correção da granulometria e da sua plasticidade ou da adição de substâncias que lhe confirmam uma coesão proveniente da cimentação ou aglutinação de suas partículas.

## 2.3 MATERIAIS COMPÓSITOS

Materiais compósitos, segundo Budinski (1996), são misturas de dois ou mais

materiais diferentes com características inferiores ao do material resultante. São, portanto, constituídos por duas fases: a matriz (resinas epóxi, concretos, silicones, argamassas, etc.) e o elemento de reforço (fibras, papéis, aço, asbesto, mica, etc.). O mesmo autor complementa que os materiais compósitos mais importantes são combinações de polímeros e materiais cerâmicos - na categoria “materiais cerâmicos” estão inclusos todos os materiais baseados em cimento Portland: solo-cimento, argamassa e concreto, por possuírem características semelhantes tais como alta rigidez, fragilidade e baixa resistência à tração.

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 são considerados mais importantes pelo autor e que serão enfatizados no presente trabalho.

As cerâmicas são um tipo de material com grande utilização na engenharia civil, devido, principalmente, ao seu baixo custo. Apesar da alta resistência à compressão e grande rigidez, são frágeis e apresentam baixa resistência à tração e à flexão devido às fissuras microscópicas geralmente presentes em sua estrutura.

Já os polímeros são caracterizados por terem baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e resistência à tração moderada, (Taylor, 1994).

Os materiais compósitos, formados da combinação de cerâmicas e polímeros, apresentam características mecânicas mais apropriadas do ponto de vista da engenharia civil quando comparados aos materiais que lhe deram origem. As fibras atuam controlando a abertura e espaçamento entre fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz.

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 capacidade de absorção de energia do material. Isto se deve 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, bem como a aderência do reforço com a matriz deve ser tal que impeça movimentos

relativos entre as partes.

Higgins (1994) e Taylor (1994) comparam o estado de tensões (flexão) encontrado em uma viga de material cimentado com o estado de tensões em uma viga reforçada com material fibroso e concordam que, para este tipo de solicitação, o volume de fibra ideal é menor que o usual para tração direta.

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.

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

Fibras orgânicas de baixo módulo estão sujeitas à fluência, o que significa que, se elas forem utilizadas para suportar tensões altas permanentemente em um compósito fissurado, consideráveis alongações e deflexões podem ocorrer ao longo do tempo (Hannant, 1994).

Taylor (1994) sumariza os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos cimentados:

- *Teor de fibra*. Um alto teor de fibras confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras.
- *Módulo de elasticidade da fibra*. Um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra, mas, na prática, quanto maior o módulo, maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras.
- *Aderência entre a fibra e a matriz*. As características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito.

- *Resistência da fibra.* Aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária para uma fibra, dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz.

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

Illston (1994) e Taylor (1994) apresentam equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito, como demonstra a Figura 2.1. Nesta hipótese as fibras estariam paralelas entre si e perpendiculares a fissura. Torna-se evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro. A relação  $l/d$  ou índice aspecto, como é conhecido, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra e a resistência da aderência fibra/matriz, onde “ $l$ ” é comprimento e “ $d$ ” é o diâmetro da fibra (Equação 2.1).

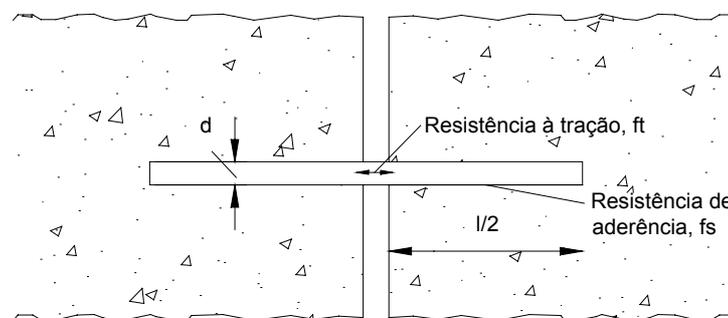


Figura 2.1 - Disposição fibra/fissura  
Fonte: Taylor (1994)

$$\frac{\pi d^2}{4} \times ft = \pi d \times \frac{l}{2} \times fs$$

$$\frac{l}{d} = \frac{ft}{2fs} \quad (2.1)$$

Em grande parte, a tecnologia dos materiais compósitos depende desta simples equação; se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo o aço, então, ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a

resistência à tração seja totalmente mobilizada ou fibras de alta relação  $l/d$  deverão ser utilizadas (Taylor, 1994).

## 2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CIMENTO

Vários autores distinguem os termos solo estabilizado e solo melhorado em função do grau de alteração nas propriedades do material. Núñez (1991) utilizou os termos solo estabilizado e solo melhorado, respectivamente, para designar: (1) misturas de solo e aditivo com características de durabilidade e resistência que permitam seu emprego como base de pavimento rodoviário, e (2) misturas que, embora experimentem alteração em suas propriedades mecânicas, não apresentam, devido ao baixo teor de aditivo, características suficientes para uso como base.

Pitta (1984) caracteriza solo-cimento como aqueles materiais terrosos estabilizados com teores de cimento entre 5 e 10% em massa ( $110 - 200 \text{ kg/m}^3$ ), e com padrões rígidos de qualidade (durabilidade e resistência à compressão simples). Já o solo melhorado com cimento tem características físicas e mecânicas normalmente inferiores ao do solo-cimento tradicional, a começar pela faixa típica de conteúdo de cimento com teores entre 2 e 5% em massa ( $50 - 100 \text{ kg/m}^3$ ). Os conceitos apresentados pelo DNER (1996) são concordantes com o deste autor. O que se busca nos solos melhorados com cimento é, na prática, pela adição de cimento, aumentar o valor de Índice de Suporte Califórnia, reduzir a plasticidade e a variação volumétrica, de modo a possibilitar o emprego de materiais normalmente não enquadráveis nas especificações comuns de pavimentação.

Segundo Adaska (1991), solo-cimento é definido pelo ACI SP-19, *Cement and Concrete Terminology*, como uma mistura de solo, com certa quantidade de cimento Portland e água, compactada a uma determinada densidade. Kézdi (1979) conceitua solo-cimento como o produto da mistura compactada de solo, cimento e água, produzindo um novo material, que devido a sua alta resistência, baixa deformabilidade, durabilidade a água, a efeitos térmicos e ao congelamento, adapta-se bem a aplicações na engenharia civil (fundações, pavimentação, proteção de taludes, etc.).

Núñez (1991) e Prietto (1996) observaram uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento, salientando que, quanto mais cimento disponível

houver, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior será a quantidade de cal liberada para a formação de produtos cimentantes secundários.

Existem, entre concreto e solo-cimento, algumas diferenças básicas. Uma significativa diferença é a maneira como os agregados são mantidos juntos; naquele existe pasta ou gel de cimento suficiente para envolver toda superfície dos agregados, bem como para preencher grande parte dos vazios entre eles; já neste, a pasta é insuficiente, resultando uma matriz cimentada com nódulos sem cimentação. Outra diferença é a granulometria dos agregados aceitáveis para cada material. O concreto requer uma mistura com granulometria bem definida e não mais de 2% de material fino (passante na peneira Tyler N.º 200); no solo-cimento, este valor varia entre 5% e 35%, podendo ser combinado com cinzas, escórias e materiais betuminosos fresados. Tipicamente, dá-se preferência a materiais granulares, devido à facilidade de mistura e menor dispêndio de cimento (Adaska, 1991).

#### **2.4.1 Influência da mistura solo-cimento nas propriedades físicas do material**

Com base nos estudos realizados pelo Departamento de Solo-Cimento (DESOL) da Associação Brasileira de Cimento Portland, a adição de cimento ao solo natural provoca certas alterações nas suas propriedades físicas. A seguir, têm-se algumas conclusões obtidas neste estudo (Pitta, 1984):

- a adição de pequenos teores de cimento não modifica a granulometria dos solos arenosos, porém tem forte influência nos materiais finos;

- tanto a quantidade de aglomerante quanto o tempo de cura têm grande importância na variação dos limites de Atterberg dos solos melhorados com cimento. Os solos finos demonstram grande sensibilidade, tanto ao aumento do teor de cimento quanto ao tempo de mistura solta, enquanto que, para solos arenosos, as primeiras horas já são suficientes para fixar os valores definitivos dos limites físicos, não ocorrendo grandes mudanças em relação a estes índices quando se eleva a participação do cimento na mistura;

- a adição de cimento Portland aos solos, independente da quantidade e do tempo de cura, confere uma grande estabilidade volumétrica;

- o aumento do valor ISC (Índice de Suporte Califórnia) é proporcional ao teor de aglomerante, sendo mais notável em solos finos. O acréscimo indiscriminado do teor de cimento traz aspectos de ruptura frágil ao corpo-de-prova de solo melhorado, qualquer que seja o material ensaiado;

O maior ou menor grau e velocidade de modificação das propriedades do solo dependerão das características específicas do solo, do teor de aditivo, da quantidade de água, do tipo e grau de compactação, do tipo e do tempo de cura, do grau de pulverização e, no caso de solos argilosos, da eficiência da mistura.

#### **2.4.2 Compactação**

Segundo Hilf (1975), compactação é o processo pelo qual uma massa de solo, constituída de partículas sólidas, ar e água, é reduzida em volume pela aplicação de carga, tal como rolamento, socamento e vibração. A compactação envolve expulsão de ar do sistema sem significativa mudança na quantidade de água da massa de solo. Conseqüentemente, o teor de umidade do solo é normalmente o mesmo para um solo no estado fofo e, após a compactação, no estado denso.

A compactação de um solo visa o melhoramento de suas características, não só quanto à resistência, mas, também, em relação à permeabilidade, compressibilidade, absorção d'água e, principalmente, estabilidade.

Cada solo possui uma curva própria de peso específico aparente seco *versus* teor de umidade para uma determinada energia de compactação. Há uma umidade ótima para a qual resultam valores de densidade e resistência máximas. Heineck (1998) observou que, para mistura solo-cimento, a umidade ótima conduz a valores máximos de densidade e, também, conduz à máxima resistência.

Quanto à compactação, Kézdi (1979) observou que a umidade ótima e o peso específico máximo não são muito afetados pela adição de cimento. O peso específico aumenta se o solo for arenoso, não se modifica para argilas de baixa e média plasticidade, aumenta levemente no caso da argilas plásticas e sofre pequena redução para siltes com a adição de cimento. Em contrapartida, Núñez (1991) observou uma falta de padrão para as curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia Proctor Normal.

Ulbrich (1997) apresenta resultados experimentais que demonstram não existir influência significativa da adição de cimento ou fibra sobre os parâmetros de compactação do solo estudado.

### **2.4.3 Retração e fissuração**

Podem ser observadas em camadas tratadas com cimento três tipos de fissuras:

- fissuras por dessecação superficial – surgem normalmente nas primeiras idades, são de pouca largura e profundidade e aparecem distribuídas de forma mais ou menos uniforme na superfície da camada, são causadas pela rápida perda de umidade na camada superficial e fortemente influenciadas pelas condições de cura nas primeiras idades;

- fissuras por retração volumétrica – são fissuras de maior envergadura que as anteriormente citadas, são causadas pela interação entre o solo, o cimento Portland e água. Aparecem, normalmente, durante o processo de cura do solo-cimento. Trichês (1995) afirma que a maioria das trincas de retração em camadas de materiais granulares cimentadas se desenvolvem em um curto período de tempo após sua construção e têm como causas principais as condições climáticas adversas, as características da mistura e deficiências no processo de construção e cura;

- fissuras por fadiga – ao contrário das demais, iniciam e têm sua propagação na parte inferior da camada. Está associada a um processo progressivo de mudança interna do material quando o mesmo é submetido a repetições de tensões, seja por variação de temperatura ou por ação de cargas externas. A ocorrência de ruptura por fadiga se desenvolve em duas etapas: numa primeira fase, ocorre o fissuramento, resultante da quebra da cimentação entre as partículas e, na segunda, a sua propagação (Trichês, 1995). O termo fadiga está sempre associado à deterioração sob carregamento repetido que leva ao fissuramento e, algumas vezes, ao colapso dos componentes estruturais.

Kuhlman (1994) afirma que a retração é um fenômeno natural do solo-cimento e evidencia que o cimento está produzindo um enrijecimento da camada, com aumento significativo das resistências à tração e à flexão.

George (1968a) realizou importante estudo sobre fissuração em camadas de base

tratadas com cimento, propondo equações matemáticas na tentativa de modelar, de forma eficiente, fatores como largura e espaçamento entre fissuras. O autor concluiu que o espaçamento entre fissuras é influenciado pelo coeficiente de atrito entre a camada estudada e a camada inferior, pela tensão elástica última e pelo peso específico do material. Para largura das fissuras, os fatores mais importantes são o coeficiente de atrito, o peso específico do material, a espessura da camada e o módulo de elasticidade.

Segundo George (1968b) e Pitta (1985), a retração dos solos argilosos tratados com cimento é mais lenta do que nos solos granulares, ou seja, estes atingem a estabilidade volumétrica logo nas primeiras idades, aqueles seguem retraindo-se por mais tempo. Quanto maior a fração argilosa de um solo, tanto mais será a sua tendência à retração. O tipo de argila também têm influência, ou seja, a montmorilonita contribui mais para a retração que outras argilas. Os autores concluíram que um dos fatores mais influentes na retração do solo cimento é o conteúdo de água no momento da compactação. Segundo eles, para obtenção da menor retração total, a compactação deveria ser efetuada pouco abaixo da umidade ótima, bem como a energia de compactação poderia ser efetuada pouco acima da usual.

George (1968b) estudou a influência do percentual de cimento na retração de vigotas de solo-cimento. A tendência obtida para sete amostras estudadas foi a seguinte: para teores de cimento abaixo de 3%, a retração volumétrica diminui e, a partir deste teor, a retração volumétrica aumenta com o acréscimo do teor de cimento. Pickett (1956), citado pelo mesmo autor, obteve resultados análogos a estes para concreto, observando que, com o aumento do volume absoluto de cimento e água, aumentava a retração por secagem.

Pitta (1985) propôs uma forma de avaliar, através de pesos relativos dos diferentes parâmetros intervenientes na retração do solo cimento, a possibilidade de fissuração danosa do solo cimento conforme tabelas 2.1 e 2.2.

Tabela 2.1 - Parâmetros intervenientes na retração do solo-cimento  
 Fonte: Pitta (1985)

Parâmetro	Peso relativo
1. Tipo de solo	
- Fino	+5
- Granular	+2
2. Tipo de argila	
- Ilita	+2
- Caulinita	+5
- Bentonita	-5
3. Porcentagem menor do que 2 $\mu\text{m}$	
- Entre 5% e 10%	+3
- Entre 11% e 20%	+10
- Entre 21% e 30%	+15
- Entre 31% e 50%	+20
- Acima de 50%	+25
4. Cura	
- Normal	+3
- Superfície saturada	+1
5. Umidade de compactação	
- Igual à umidade ótima	+2
- Maior que a umidade ótima	+5
- Menor que a umidade ótima	+1
6. Massa específica aparente máxima seca	
- Igual à massa específica aparente máxima seca	+2
- Maior que a massa específica aparente máxima seca	+1
- Menor que a massa específica aparente máxima seca	+3
7. Teor de cimento	
- Igual ao indicado pela norma de dosagem	+2
- Maior que o indicado pela norma de dosagem	+1
- Menor que o indicado pela norma de dosagem	+3
8. Finura do cimento	
- Igual à da NBR 5732	+1
- até 3400 $\text{cm}^2/\text{g}$	+2
- maior do que 3400 $\text{cm}^2/\text{g}$	+4

O índice de retração, apresentado na Tabela 2.2 é o somatório dos pesos relativos dos parâmetros intervenientes na retração do solo-cimento, apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.2 - Possibilidade de fissuração danosa  
Fonte: Pitta (1985)

Índice de retração	Possibilidade de fissuração danosa
<22	Muito pequena
23 a 27	Pequena
28 a 32	Normal
33 a 38	Alta
> 38	Muito Alta

Pitta (1985), afirma que para solos muito finos, a adição de expansores virá a diminuir bastante a retração total. Tais aditivos podem ser naturais, como a bentonita, ou sintéticos.

A redução da retração volumétrica e, conseqüentemente, da fissuração, podem ser alcançadas minimizando-se a retração por secagem nas camadas de solo-cimento. A proteção da superfície e o controle de cura são fundamentais para este fim.

Tratamentos superficiais, como a aplicação de emulsão asfáltica ou concreto asfáltico com alto teor de ligante, têm demonstrado serem soluções bastante eficientes. O uso de geomembranas tende a retardar a reflexão de trincas para o revestimento betuminoso (Kuhlman, 1994).

George (1968a) avaliou a influência de aditivos em camadas de solo-cimento com o intuito de reduzir a fissuração e a retração volumétrica. Foram testados oito solos com granulometria e mineralogia diferentes bem como nove aditivos diferentes. Os resultados experimentais evidenciaram como melhores aditivos a cinza volante e a cal, o sulfato de magnésio, de sódio e de cálcio e o cimento expansivo (nesta ordem), por possuírem características expansivas que compensam a retração. Aparecem, em segundo lugar, os materiais pozolânicos que, apesar de menos efetivos, aumentam a trabalhabilidade, possibilitando uma melhor compactação, a qual reduz a retração. O cloreto de cálcio e o hidróxido de sódio demonstraram sua eficácia apenas em alguns solos particulares, enquanto a emulsão catiônica em nenhuma situação.

Quando se faz a dosagem de solo-cimento, é importante que se tenha em mente a relação entre rigidez (proporcional ao teor de cimento) e o padrão de fissuração; a

superdosagem não produz materiais semi-rígidos, mas, sim, materiais semelhantes ao concreto. Pitta (1984), cita, como consequência disso, a perda de um padrão de fissuração clássico do solo-cimento, ou seja, aberturas de pequena luz e pequeno espaçamento entre si. As trincas tornam-se de grande abertura e de grande distância entre uma e outra, deixando de existir a necessária transferência de carga na região da trinca e, futuramente, após ocorrer a quase inevitável reflexão das trincas no revestimento betuminoso, permitindo que a entrada de água prejudique drasticamente o funcionamento do conjunto.

#### **2.4.4 Comportamento mecânico dos solos cimentados**

Clough et al. (1981) e Chang e Woods (1992) estudaram o comportamento mecânico de areias naturalmente e artificialmente cimentadas sob carregamento estático e observaram que, para as areias com considerável porcentagem de finos e melhor distribuição granulométrica, o efeito da cimentação é mais forte, criando materiais mais resistentes. Eles acreditam que, com estas características, os pontos de contato são mais numerosos, permitindo um maior número de vínculos cimentantes entre os grãos de areia. Os autores também verificaram que, para um mesmo teor de cimento, o efeito da cimentação é mais fraco em areias fofas do que em areias densas, provavelmente devido à porcentagem de vazios preenchidos pelo cimento.

Chang e Woods (1992), Bressani et al. (1994) e Prietto et al. (1997) estudaram o comportamento rígido dos materiais cimentados a pequenas deformações, verificando, através dos módulos de deformação, um aumento de rigidez com a cimentação. Estes últimos autores mostraram que o módulo de deformação cisalhante cresce com o incremento da cimentação e é afetado pelas propriedades do material cimentante e pelas características granulométricas do solo.

Bressani (1990), ao estudar o comportamento de um solo artificial cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índices de vazios, mostrou que o solo artificial exhibe uma queda na rigidez, normalizada com a tensão de confinamento, que não é comum para solos não-cimentados. A variação do módulo secante é função da tensão confinante, do grau de cimentação, do índice de vazios e da composição mineralógica do solo.

Para Leroueil e Vaughan (1990), o ponto de quebra da cimentação (plastificação) é apresentado por uma descontinuidade no comportamento tensão x deformação e a plastificação da estrutura é representada por uma mudança irreversível na rigidez e na resistência do material. Para os autores, a estrutura do solo é tão importante quanto o índice de vazios inicial e a história de tensões na determinação do seu comportamento. Eles acreditam que os conceitos de plastificação desenvolvidos para descrever os efeitos da história de tensões em depósitos argilosos sedimentares é igualmente aplicável aos efeitos da estrutura.

Rotta et al. (1998) investigaram, experimentalmente, o procedimento usual de obtenção da rigidez dos solos cimentados em ensaios triaxiais convencionais, fixando-se na influência da aplicação de tensões confinantes antes e após a cimentação do solo. Os autores verificaram que a degradação da cimentação causou nas amostras curadas sem confinamento, a queda da rigidez inicial com a tensão de confinamento, ao passo que nas amostras curadas sob tensão verificou-se o aumento da rigidez com a tensão de confinamento.

Segundo Saxena e Lastrico (1978), a resistência ao cisalhamento do solo é compreendido através de três componentes: coesão, dilatância e atrito. A coesão inclui qualquer cimentação natural ou artificial ou ligações entre as partículas. A fricção e a dilatância são difíceis de separar, mas ambas são funções diretas da tensão efetiva normal atuante no plano de cisalhamento. No caso de solos cimentados, a parcela de coesão é predominante para pequenas deformações. Além de certa deformação, há uma gradual quebra das cimentações e a resistência friccional começa a predominar. Após a ruptura, com a quebra total da matriz de cimentação, a resistência ao cisalhamento é de natureza puramente friccional. Clough et al. (1981) complementam, afirmando que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação e que a deformação necessária para a mobilização de resistência de pico é menor com a cimentação e não reconhece aumento no ângulo de atrito interno do material, atribuindo o aumento da resistência de pico ao aumento do intercepto coesivo. Por outro lado, Prietto (1996) verificou um aumento do ângulo de atrito com a cimentação.

Clough et al. (1981) notaram que, independentemente da natureza da cimentação (natural ou artificial), o modo de ruptura para materiais fracamente cimentados é frágil para menores tensões de confinamento e dúctil para maiores tensões de confinamento. Segundo eles, para baixas tensões de confinamento, a contribuição da cimentação é mais significativa que a componente friccional. Para tensões de confinamento maiores, a componente friccional torna-se mais eficiente e o comportamento torna-se dúctil. No caso de areias fortemente cimentadas, a contribuição do cimento é mais significativa, mesmo para tensões maiores de

confinamento, e o comportamento sempre é frágil.

Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que a cimentação aumenta o domínio de tensões onde o solo apresenta comportamento frágil.

Yoshinaka e Yamabe (1981) avaliaram, através de um índice denominado índice de fragilidade ( $I_f$ ) (Bishop, 1967; citado pelos autores), a maior ou menor fragilidade de rochas sedimentares brandas:

$$I_f = \frac{q_{rup}}{q_{ult}} - 1 \quad (2.2)$$

onde  $q_{rup}$  é a tensão de ruptura e  $q_{ult}$  é a tensão última. Quanto maior o valor de  $I_f$ , maior é a fragilidade do material, ao passo que  $I_f$  decresce com o aumento da tensão de confinamento. Quanto maiores forem as características de ductilidade do material, menor será o valor de  $I_f$ .

O estado último define o estado onde tanto a tensão de cisalhamento como a deformação volumétrica não variam com a deformação de cisalhamento. Vários autores relataram dificuldades na caracterização do estado último de materiais cimentados quando se verifica a ruptura frágil (Yoshinaka e Yamabe, 1981; Coop e Atkinson, 1993).

Quanto à deformação volumétrica, Yoshinaka e Yamabe (1981) observaram que, para a faixa de tensões onde o material cimentado apresenta comportamento frágil, as deformações volumétricas podem ser separadas em dois estágios: uma compressão inicial até um ponto próximo à ruptura e, na seqüência, um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatância decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride, tendendo finalmente a um estado último onde não há variação volumétrica.

Clough et al. (1981) observaram que quanto maior for o teor de cimento, maior será a variação volumétrica para as deformações axiais iniciais.

#### 2.4.5 Utilizações do solo-cimento em camadas de pavimentos

Segundo Lambe (1962), citado por Machado (1978), a primeira construção controlada de solo-cimento foi uma rodovia construída em 1935 perto de Johnsonville, South Carolina, como um projeto cooperativo da Portland Cement Association, Public Roads Administration e o South Carolina State Highway Department. Esta rodovia está ainda dando condições satisfatórias de tráfego. A partir desta data, muitos milhões de metros quadrados de rodovias e aeroportos têm sido construídas e estão em serviço.

A experiência brasileira em pavimentos de solo-cimento data de 1942, quando foram executados dois trechos em caráter experimental: aeroporto de Petrolina e a estrada Caxambu – Areias. Ambos foram solicitados pelo tráfego durante quinze anos, comportando-se muito bem, embora sem revestimento asfáltico (Machado, 1978).

Segundo Núñez (1991), no estado do Rio Grande do Sul, a construção de pavimentos com camadas estabilizadas de solo remonta à década de 50, quando foi executado um trecho de 29 km de extensão na BR-116, entre Porto Alegre e São Leopoldo. Os pavimentos com base de solo-cimento totalizam quase oitocentos quilômetros, aos quais se acrescentam outros 25 km com solo melhorado com cimento.

O estado de São Paulo, precursor no Brasil do uso desta tecnologia, apresenta cerca de vinte mil quilômetros entre base e sub-base de solo estabilizado com cimento. A rodovia Castelo Branco tem como estrutura de seu pavimento sub-base de solo com 8% de cimento em volume e base com 10%, ambas com 15 cm de espessura (Senço, 1995).

Segundo Kuhlman (1994), o solo-cimento possui muitas vantagens quando aplicado como base de pavimentos semi-rígidos: é resistente e econômico, minimiza pressões no subleito, é pouco deformável quando submetido a carregamentos e não perde resistência na presença de água. Entretanto, é necessário que se leve em consideração o aspecto da reflexão de trincas no revestimento betuminoso, fator este que tem desmotivado o uso deste tipo de material em pavimentação.

Adaska (1991) comenta sobre a reciclagem com cimento de pavimentos flexíveis deteriorados. O revestimento betuminoso é fresado e misturado com o solo e o cimento, resultando numa nova base de solo-cimento. Desta forma, aumenta-se a resistência da base

sem a remoção da preexistente, podendo ser mantidos o mesmo greide e a mesma drenagem.

#### **2.4.6 Métodos de projeto de pavimentos semi-rígidos com camadas cimentadas**

Conforme Ueng (1972), os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, adaptados para utilização com base de solo-cimento, podem ser classificados em duas categorias. Na primeira, estão os métodos semi-empíricos e estatísticos, baseados em informações obtidas a partir da observação do comportamento de pavimento. Na segunda categoria, estão os métodos que consideram o comportamento do pavimento de acordo com a teoria das camadas elásticas.

Quanto à espessura de base de solo-cimento, Adaska (1991) afirma que camadas com 15 cm de espessura têm demonstrado condições satisfatórias de utilização para tráfego leve, rodovias secundárias, avenidas residenciais, etc.; camadas com 10 ou 12,5 cm, nas mesmas condições de tráfego, porém empregando sub-base de melhor qualidade têm-se demonstrado bastante eficiente. Espessuras de 17,5 a 20 cm possuem boa performance para rodovias principais e secundárias de alto tráfego. Espessuras superiores a 22,5 cm não são muito comuns; alguns pavimentos de aeroportos e áreas industriais pesadas têm sido construídos com várias camadas, podendo chegar a 80 cm.

Pitta (1984), utilizando o método de dimensionamento proposto pela PCA, concluiu que para camadas de 10 cm e de 20 cm de espessura, o solo cimento demonstrou possuir capacidade de suporte de, respectivamente, 1,5 e 3,3 vezes maior do que a do material granular de base.

Otte et al. (1992) postulam que o objetivo do projeto de pavimento contendo camadas tratadas com cimento é limitar um grau de fissuração nestas camadas de modo que, dentro de período estimado de projeto (10 a 20 anos), a ação do tráfego não reduza a qualidade do pavimento. O pavimento deve se manter em uso por um longo período, mesmo após iniciada a fissuração (fase de propagação da fissura).

##### **a) Métodos semi-empíricos e estatísticos**

A maioria dos métodos empíricos, de alguma forma, considera a possibilidade de que a base possa ser de solo-cimento. Para tal, incluem em suas formulações coeficientes de

equivalência estrutural destes materiais. A seguir, serão apresentados alguns dos métodos mais comuns usados no Brasil, transcritos de forma sumária do trabalho de Pitta (1984).

- *Método do DNER*

Este método é baseado no trabalho de Porter, em 1949, sobre o dimensionamento de pavimentos flexíveis a partir do índice de suporte Califórnia (CBR), acrescentando conceitos mais modernos como a equivalência de operações de diferentes cargas por eixo em relação à carga por eixo padrão, os coeficientes de equivalência estrutural dos diferentes materiais componentes do pavimento e fatores climáticos.

A capacidade de suporte do subleito e dos materiais granulares sem adições é medida pelo ensaio CBR em laboratório. Exige-se que os materiais de sub-base e base tenham, respectivamente, um valor de CBR mínimo de 20% e 80%. Se os materiais forem melhorados com cimento, mantêm-se as exigências para a base e o CBR mínimo da sub-base passa para 30%. São fixados, ainda, limites para a expansão volumétrica (subleito, sub-base e base) e para os índices de consistência (base).

Para cada material potencialmente utilizável no pavimento, existe um coeficiente de equivalência estrutural (K) que possibilita o cálculo da espessura equivalente, sendo o material puramente granular o de referência. O método confere ao solo-cimento coeficientes de 1,0, 1,40 e 1,70 conforme sua resistência à compressão aos 7 dias seja, respectivamente, inferior a 2,1 MPa, entre 2,1 MPa e 4,5 MPa e superior a 4,5 MPa. Na proposta de reformulação os novos coeficientes são iguais a 1,0, 1,20, 1,40 e 1,70 para as resistências de até 2,1 MPa, entre 2,1 MPa e 2,8 MPa, entre 2,8 MPa e 4,5 MPa e maiores que 4,5 MPa.

Nas duas versões do método, o dimensionamento do pavimento faz-se pela resolução de um sistema de inequações, devendo-se determinar, de antemão, a espessura total do pavimento como se todas as camadas fossem granulares, ou seja, tivessem K igual a unidade. Determina-se então a espessura do pavimento necessária para proteger a camada de subleito.

- *Método de HVEEM (modificado pela ABCP)*

Este método considera que a espessura de um pavimento flexível depende das cargas atuantes, considerando a intensidade e frequência, da resistência à tração dos materiais empregados na base e no revestimento e da resistência à deformação plástica do material do subleito.

Hveem estabeleceu, em princípio, que:

$$T = \frac{K.D.(90-R)}{S} \quad (2.3)$$

onde:

T = espessura do pavimento sobre o subleito ou outra camada que se considere;

K = coeficiente experimental constante;

D = efeito destrutivo do tráfego;

R = estabilidade ou módulo de resistência à compressão, do subleito ou da camada considerada;

S = módulo de resistência do revestimento à tração.

O valor da estabilidade (R) ou valor de resistência do subleito ou da camada considerada é medido em um aparelho especial chamado estabilômetro. É tão maior quanto mais arenosos ou granulares forem os materiais.

A resistência à tração do revestimento é medida num aparelho desenvolvido por Hveem, chamado coesímetro. A espessura do pavimento necessária é inversamente proporcional a  $C^{1/5}$ , onde C é a resistência determinada no coesímetro (espécie de ensaio de flexo-compressão do corpo-de-prova cilíndrico discóide, de altura menor que o diâmetro).

O efeito destrutivo do tráfego é representado pelo índice de tráfego (TI), calculado para o número de repetições, durante a vida do pavimento e de todas as cargas atuantes, convertidas em carregamento equivalente de 5000 libras ou 22,3 kN (EWL – Equivalent Wheel Load). No cálculo do EWL, a ABCP preferiu adotar as fórmulas provenientes dos resultados da pista experimental da AASHTO.

O valor de referência de C para materiais puramente granulares é 100 g/pol e a espessura T obtida com este valor é chamado “espessura de pedregulho equivalente”(T<sub>eq</sub>). Tem-se:

$$T_{EQ} = T (C/100)^{1/5} \quad (2.4)$$

Nos casos de solo-cimento, adota-se um valor de  $C = 1500$  g/pol e, para casos de solo melhorado com cimento (teor de cimento inferior a 5%), adota-se  $C = 750$  g/pol.

- *Método da PCA*

Em função de um programa de pesquisas iniciado nos anos 60, a Portland Cement Association desenvolveu um método próprio de dimensionamento para se adequar às propriedades do solo-cimento como material de base de pavimento.

Consideradas as características intrínsecas do material e usando a teoria da elasticidade aplicada a um sistema de camadas para determinar as expressões relativas à deformação e ao raio de curvatura de vigas de solo-cimento, ensaiadas em laboratório e provocadas por um certo carregamento, a PCA elaborou o seu método combinando os dados obtidos nas pesquisas realizadas.

Correlacionando-se a vida de fadiga com o raio de curvatura, obtém-se a equação geral de fadiga do solo-cimento. Esta é convenientemente transformada com a substituição dos valores obtidos experimentalmente, ficando na forma:

- para mistura solo granular-cimento:

$$N = \left[ \frac{(1,77.k)^{0,3} \cdot (2,1.h - 1)^2}{10.h^{3/2}} \right]^{40} \cdot \left[ \frac{a^{1/2}}{p} \right]^{40} \quad (2.5)$$

- para mistura solo fino-cimento:

$$N = \left[ \frac{(1,77.k)^{0,3} \cdot (2,1.h - 1)^2}{10.h^{3/2}} \right]^{40} \cdot \left[ \frac{a^{1/2}}{p} \right]^{20} \quad (2.6)$$

onde: N é o número admissível de solicitações de carga, k é o coeficiente de recalque do subleito, h é a espessura do solo-cimento, a é raio da área carregada e p é a pressão aplicada.

## b) Métodos racionais

Os métodos baseados em modelos matemáticos são posteriores aos chamados métodos empíricos e representam um esforço no sentido de racionalizar o dimensionamento de pavimentos; são baseados na análise estrutural de tensões e deformações de sistemas em camada, iniciadas em 1943 por Burmister. Tais métodos consideram critérios de ruptura obtidos a partir de propriedades fundamentais dos materiais utilizados.

Uma das grandes vantagens dos métodos racionais sobre os métodos puramente empíricos de dimensionamento de pavimentos é a sua adaptabilidade a novos materiais e métodos construtivos. Eles podem ser empregados também em situações onde as cargas são de magnitude excepcional, fora da faixa daquelas já experimentadas. Ceratti (1991) complementa, afirmando que estes métodos podem ser utilizados para a previsão dos efeitos do crescimento das cargas que atuam em pavimentos em operação.

O método racional apoiado em um modelo matemático é versátil, podendo ser usado tanto em projetos de reforço de pavimentos existentes como no de pavimentos novos (Concha, 1986).

Os modelos matemáticos, baseados na teoria da elasticidade, foram, em uma primeira fase, equacionados, de onde surgiram as tabelas e gráficos de dimensionamento e, numa segunda fase, com o advento da computação, foram desenvolvidos programas que incorporaram estas equações tornando menos trabalhoso o dimensionamento.

Ueng (1972) concluiu que a análise teórica do pavimento, apesar de não representar as condições reais do campo, pode prever tensões e deformações de uma forma bastante eficaz, contanto que o módulo do pavimento seja adequadamente encontrado.

A análise de tensões e deformações em estruturas de pavimento como sistema de múltiplas camadas e a aplicação da teoria da elasticidade e do método dos elementos finitos deram ensejo à consideração racional das deformações resilientes no dimensionamento de pavimentos. Esta é a tendência observada a partir dos anos 60. Assim, cresceu em importância a obtenção dos parâmetros elásticos ou resilientes dos solos e materiais utilizados em pavimentos. (Preussler, 1986).

O termo resiliência significa, segundo Medina (1997), energia armazenada num corpo-de-prova deformado elasticamente, que é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; corresponde à energia potencial de deformação. Fadiga, segundo Swanson e Thompson (1967), citado por Fogaça (1996), é a ruptura progressiva de um material produzida por tensões repetidas, as quais são menores que a resistência estática do material. Petronius (1970), Raad (1976), Concha (1986), Ceratti (1991) e Trichês (1995) realizaram importantes estudos à fadiga de misturas cimentadas.

A fadiga é reconhecidamente uma das principais causas da deterioração ou degradação dos materiais de pavimentos. Ela é sempre iniciada nas regiões de máximas tensões ou deformações de tração, já que se verifica que os materiais são mais resistentes a carregamentos repetidos de compressão do que de tração. Estas máximas tensões ou deformações ocorrem naturalmente na camada do pavimento com maior rigidez. Em pavimentos com base de solo-cimento, a tensão máxima de tração se desenvolve quase sempre no próprio solo-cimento (Ceratti e Medina, 1983). Ressalta-se aqui a importância do estudo e caracterização deste material em laboratório para que se possa utilizar ferramentas de dimensionamento mais adequadas e confiáveis.

## 2.5 FIBRAS UTILIZADAS EM COMPÓSITOS FIBROSOS

Pesquisas envolvendo o estudo do reforço de materiais de construção, destacando o gesso, concretos e argamassas de cimento Portland e solos coesivos e granulares têm envolvido diversos tipos de fibras, as quais diferem umas das outras desde seu processo de fabricação: composição química e física, características mecânicas e de resistência a meios agressivos, etc. A seguir, serão apresentados alguns tipos de fibra 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.

### 2.5.1 Fibras Poliméricas

#### a) fibras de polipropileno

As fibras de polipropileno são constituídas de um material polimérico chamado 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. Fibras de polipropileno são resistentes a uma variedade de produtos químicos e aos álcalis (Taylor, 1994).

Um tipo especial de fibra polimérica utilizada em várias pesquisas são as fibriladas. Estas fibras são confeccionadas a partir de séries longas de polipropileno orientadas paralelamente, sendo, no processo de produção, divididas ao longo do comprimento. Esses segmentos são conectados às fibras de hastes mais grossas. A fibra resultante, quando estirada, perpendicular à direção do polímero da série longa, se assemelha a uma malha em miniatura. Por este motivo é conhecida como fibra tipo *mesh*.

Teodoro (1999) complementa, afirmando que este tipo de inclusão tem sido usado como reforço de solos argilosos e arenosos estabilizados quimicamente com cal ou cimento, para uso em base e sub-base de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, bem como em estruturas de muros de gravidade e, que este tipo de fibra, tem um importante potencial de controle de aparecimento de trincas no solo. O teor de fibra usado permite diminuir a quantidade de estabilizante químico.

Um dos pontos fracos do polipropileno é sua sensibilidade à radiação ultravioleta (Budinski, 1996 e Hannant, 1994). John (1987), citado por Palmeira (1992) complementa, afirmando que, quando no compósito, esta preocupação é irrelevante.

#### b) 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”.

#### c) 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 da água, a durabilidade dos produtos é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência quando comparadas com as fibras de polipropileno. Como as fibras de polipropileno, as de polietileno também são encontradas comercialmente na forma de monofilamentos picados ou malhas contínuas (Hannant, 1994).

#### d) fibras de poliamida (Kevlar)

É a fibra orgânica comercial de maior sucesso e recebeu o nome comercial de Kevlar. As fibras Kevlar são constituídas de um polímero denominado de poliamida.

Há dois tipos: Kevlar 29, com resistência mecânica da ordem de 3000 MPa e módulo de elasticidade intermediário de aproximadamente 64 GPa; e Kevlar 49, com um alto módulo de elasticidade, 300 GPa, e a mesma resistência mecânica que a Kevlar 29. Kevlar 49 é preferida pela alta performance conferida aos materiais compósitos fibrosos (Hollaway, 1994).

### **2.5.2 Fibras Metálicas**

As fibras metálicas mais utilizadas são as de aço. As fibras utilizadas na construção civil possuem índice aspecto na faixa de 30 a 150, são relativamente grossas (300  $\mu\text{m}$  por exemplo) e resistentes. A ruptura do compósito está normalmente associada ao arrancamento da fibra e não a sua ruptura.

A resistência à tração é de aproximadamente 1100 MPa e o módulo de elasticidade de 200 GPa. As fibras podem ser niqueladas para aumentar sua durabilidade. (Taylor, 1994). Hannant (1994) complementa que há uma grande variedade de formas e comprimentos, dependendo do processo de manufatura.

### **2.5.3 Fibras Vegetais**

O reforço de materiais de construção com fibras vegetais é conhecido há milênios. Como exemplo, podem-se citar o emprego de fibras vegetais como reforço de gesso que vem desde o Renascimento, ou a utilização de mantas de raízes para reforço de maciços de terra.

As fibras vegetais são utilizadas na formação de diversos compostos, mas podem ser degradadas pela ação de fungos e microorganismos. A avaliação da durabilidade dos compostos é o principal problema a ser investigado. A produção de materiais de cimento Portland comum reforçadas com fibras vegetais não teve sucesso devido à rápida degradação dos compostos ocasionada pela elevada alcalinidade da água presente nos poros da matriz do cimento.

O uso de fibras vegetais em países em desenvolvimento visa, geralmente, ao emprego da mão-de-obra barata para a confecção de placas, painéis e paredes (Hannant, 1994). As fibras vegetais utilizadas em materiais compósitos podem ser de bambu, juta, capim elefante, coco, piaçava, linho, cana-de-açúcar, sisal, malva e bananeira.

## 2.5.4 Fibras Minerais

### a) fibras de vidro

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

### b) fibras de carbono

Estes materiais são os mais novos e mais promissores no desenvolvimento de materiais compósitos. São baseados na resistência das ligações carbono-carbono e na leveza do átomo de carbono.

As fibras têm de 5  $\mu\text{m}$  a 10  $\mu\text{m}$  de diâmetro e são formadas por agrupamentos contendo de 1 ou 2 até 20 mil filamentos (Higgins, 1994).

Taylor (1994) divide as fibras de carbono em duas categorias principais: fibras de alta resistência, com resistência à tração última de aproximadamente 2400 MPa e módulo de elasticidade de 240 GPa; e fibras de alto módulo, com resistência à tração última de 2100 MPa e módulo de 420 GPa. Com resistências desta ordem, é importante que a resistência de ligação com a matriz seja alta, caso contrário estas resistências não serão mobilizadas e as fibras serão arrancadas sob cargas menores.

### c) fibras de asbesto

Conhecidas também como fibras de amianto, seu uso é mais tradicional que os outros tipos de fibras, devido a sua ocorrência natural. 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  $\mu\text{m}$ . Este pode ser um dos fatores que explica a excelente aderência das fibras com a matriz cimentada (cimento amianto) (Taylor, 1994).

Entretanto, as estatísticas têm mostrado o rápido decréscimo do consumo de placas de cimento amianto devido, principalmente, aos danos à saúde provocados pelas fibras de amianto. Alguns países têm mobilizado esforços para inibir o uso de asbesto na construção civil. Outro problema relacionado a este produto é seu caráter essencialmente frágil e a sua baixa resistência ao impacto (Hannant, 1994).

## 2.6 SOLO REFORÇADO COM FIBRAS: ESTUDOS EXPERIMENTAIS

McGrown et al. (1978) estudaram o efeito da inclusão de 3 tipos diferentes de elementos de reforço em um solo arenoso em seu estado denso e fofo. Os autores observaram que o comportamento tensão x deformação depende, fundamentalmente, das características de resistência e deformabilidade dos elementos e propuseram uma divisão no tipo de reforço de solos, baseados na deformabilidade do reforço. No primeiro tipo, denominado inextensível, os elementos de reforço têm deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, sob as mesmas condições de tensão, podendo os elementos de reforço romper-se dependendo da sua resistência à tração. O material reforçado desenvolve uma maior resistência mecânica, mas rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper. Esta analogia é semelhante à empregada por Vidal (1969) em seu trabalho sobre “Terra Armada<sup>®</sup>”. No segundo tipo, denominado “*Ply-soil*”, são empregados reforços extensíveis, onde os elementos de reforço não rompem, a deformação de ruptura do elemento de reforço é maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, não sendo importante a resistência à tração do material. Sua principal função, além do acréscimo de resistência mecânica, é aumentar a ductilidade do material e diminuir a perda de resistência pós-pico.

Shewbridge e Souza (1991) avaliaram a influência de reforços metálicos orientados uniaxialmente e biaxialmente nas propriedades dinâmicas de uma areia uniforme. Foram realizados ensaios de cisalhamento dinâmico em amostras cilíndricas vazadas, as quais possuíam 45,7 cm de altura, 22,9 cm de diâmetro externo e 2,5cm de espessura, em um equipamento desenvolvido pelo segundo autor. Os resultados indicaram que a pressão de confinamento e o nível de deformação afetam o módulo de cisalhamento dinâmico e o amortecimento das amostras reforçadas e sem reforço, enquanto que a frequência de

aplicações de carga pareceu irrelevante. Quanto ao reforço, foi observada uma alteração no modo de deformação das amostras reforçadas, inibindo a formação de bandas de cisalhamento para altas deformações, demonstrando, assim, uma maior ductilidade. Os autores complementam que o efeito do reforço nas propriedades dinâmicas de solos reforçados pode ser ignorado para baixos níveis de deformação, mas devem ser considerados quando em níveis altos.

McGown et al. (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. Através de ensaios triaxiais do solo, com e sem reforço, pôde-se observar que: (1) a adição deste tipo de reforço aumenta de forma considerável a resistência ao cisalhamento do solo, devido principalmente ao intertravamento entre o solo e a malha e entre as malhas entre si; (2) altera, de forma benéfica, os parâmetros de deformabilidade, quando comparados ao solo sem reforço; (3) as melhorias nas propriedades de resistência e deformabilidade são mais pronunciadas para teores maiores de reforço. Foram também realizados ensaios de placa em escala reduzida, os quais conduzem a resultados análogos aos dos ensaios triaxiais.

Liaus e Juran (1996) apresentam um amplo estudo sobre Texsol, um material compósito resultante da mistura de solo granular e fibras contínuas de poliéster (0,10 e 0,20% em massa) que, em algumas aplicações, é ainda composto por gramíneas. Ele observaram que as fibras, quando adicionadas ao solo, conferem-lhe aumento na coesão, na capacidade de absorção de energia, na deformabilidade, na resistência ao impacto a explosões e efeitos sísmicos, durabilidade e tornam o material menos erodível. Foram realizados estudos de laboratório (triaxiais cíclicos e ensaios sísmicos) e, principalmente, de campo, onde mais de 100 estruturas de contenção e revestimento de taludes foram observados. Os autores acreditam na grande potencialidade deste material, principalmente quando solicitado dinamicamente (terremotos) ou quando aplicado sobre solos moles.

Gray e Ohashi (1983), através de ensaios de cisalhamento direto com uma areia (estado denso e fofo) reforçada com diferentes tipos de fibra (naturais, sintéticas e metálicas), observaram que o reforço de solo com fibra pode aumentar a resistência ao cisalhamento e

modificar o comportamento tensão-deformação quando comparado ao solo sem reforço. As principais conclusões foram: (1) fibras com baixo módulo de elasticidade comportam-se como elementos idealmente extensíveis (McGown et al., 1978) e não rompem durante o ensaio; (2) há uma tensão de confinamento crítica,  $\sigma_{crit}$ , abaixo da qual as fibras parecem ser arrancadas, acima da  $\sigma_{crit}$  as fibras são esticadas, mas nenhuma delas rompeu durante o ensaio; (3) as fibras não alteram o ângulo de atrito interno de areias; (4) o aumento do comprimento das fibras aumenta a resistência ao cisalhamento das areias, mas só até um ponto, a partir do qual não é mais observado este efeito; (5) quanto maior o teor de fibra adicionado, maior é a resistência ao cisalhamento; (6) fibras orientadas a  $60^\circ$  da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento da resistência ao cisalhamento, e as orientadas à  $120^\circ$  reduzem a resistência ao cisalhamento do solo. Os autores complementam comparando o reforço de solo com fibra utilizado na engenharia com o que ocorre na natureza, onde o efeito das raízes pode ser decisivo na estabilidade de taludes.

Al Wahab e El-Kedrah (1995) realizaram um estudo onde foram introduzidas em uma matriz argilosa (argila siltosa altamente plástica) fibras de polipropileno com o objetivo de reduzir fissuras de retração que surgem quando o solo é submetido a ciclos de secagem e umedecimento (similar ao que acontece com *liners*). Com tal finalidade, foi definido um índice de fissuração (CI – *crack index*), que é função da largura, comprimento e número de fissuras por unidade de área superficial da amostra. As principais conclusões deste trabalho foram: (1) as características de compactação do solo não são alteradas de forma significativa com adição de quantidades de fibra menores que 2%; (2) o CI aumenta com o nº. de ciclos, sendo mais pronunciado nos 3 primeiros; em todos os ciclos a adição de fibras reduziu o CI de 25 a 49%; (3) para resistência à compressão simples, após cada ciclo, a adição de fibra aumentou em 30 a 35% os resultados; (4) dados preliminares mostram que o coeficiente de condutividade hidráulica aumenta com o teor de fibra.

Quanto à permeabilidade, Bueno et al. (1996) constataram, através de estudos realizados com 8 solos diferentes, que a presença de inclusões fibrosas reduzem a permeabilidade de materiais granulares, formando um barreira, bloqueando, assim, o fluxo d'água. Para solos argilosos, a situação é inversa, há um aumento na permeabilidade, as inclusões parecem funcionar como caminhos preferenciais de fluxo.

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 30mm) através de ensaios triaxiais, cisalhamento direto e compressão não-confinada. Com o fibrossolo 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 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.

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

Shewbridge e Sitar (1989) investigaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto em equipamento cujas dimensões eram maiores que as convencionais. Eles observaram que, para os solos reforçados, as zonas de cisalhamento são mais largas e aumentam com a concentração, rigidez e aderência entre o solo e os elementos de reforço.

Maher e Woods (1990) avaliaram o comportamento dinâmico de uma areia média uniforme com e sem reforços fibrosos de características distintas. Os 7 tipos de fibra utilizados possuíam os mais diversos módulos, foram utilizados desde fibras vegetais até fibras de vidro. Foram realizados ensaios de cisalhamento torcional e de colunas ressonantes. Os autores concluíram que: (1) o aumento da tensão de confinamento reduz a contribuição dos reforços no aumento do valor do módulo cisalhante; (2) a inclusão de fibras não se mostrou influente no n.º de ciclos de deformação; (3) para teores mais elevados de fibra, acima de 4%, existe um decréscimo de rigidez, devido principalmente à perda de intertravamento entre as partículas de areia; (4) com o aumento do índice aspecto, os resultados mostraram uma melhoria mais efetiva nas características dinâmicas do compósito; (5) o aumento no módulo da fibra resultou em reforços mais efetivos, para fibras com módulos maiores, o efeito benéfico pode ser notado a menores deformações quando comparadas àquelas com módulo mais baixo.

Maher e Ho (1994) avaliaram as propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra por meio de ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, tração na flexão e condutividade hidráulica. Foram utilizados três tipos diferentes de fibra: polipropileno, vidro e celulose. Foi observado que: (1) a inclusão aleatória de fibras aumenta significativamente a resistência à compressão de pico e a ductilidade do compósito solo/fibra, sendo este aumento mais pronunciado para baixos teores de umidade. Para comprimentos maiores de fibra, notou-se redução na contribuição para resistência de pico enquanto aumenta a contribuição para a capacidade de absorção de energia e ductilidade. (2) as fibras aumentaram a resistência à tração, principalmente para baixos teores de umidade. O aumento no percentual de fibras aumenta a contribuição para resistência à tração, enquanto o aumento no comprimento reduz esta contribuição. Isto se deve ao fato de que, para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz, e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes junto à superfície de ruptura. Logo após a ruptura, estas são facilmente arrancadas, o que denota a importância de fibras maiores quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia do solo. (3) a presença de fibras aumenta a tenacidade do compósito, a qual é mais pronunciada para altos teores de fibra. (4) a adição de reforços fibrosos aumenta a permeabilidade da argila estudada, sendo mais pronunciada para os maiores teores de fibra.

## 2.7 SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS REFORÇADO COM FIBRAS: ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Crockford et al. (1993) realizaram importantes estudos sobre a inclusão de fibras em dois solos estabilizados quimicamente. Os solos utilizados, um argiloso e outro arenoso, foram estabilizados quimicamente com cal e cimento, respectivamente, ambos com 5% em massa. A fibra utilizada foi de polipropileno tipo mesh, com comprimento de aproximadamente 25,4 mm e 2,54 mm de largura, módulo de 3.5 GPa, resistência à tração entre 552 e 758 kPa. Os autores realizaram, em uma primeira fase, uma bateria de ensaios de laboratório (caracterização, compactação, resistência não-confinada e ensaios triaxiais drenados) e, então, foram confeccionados, em um simulador de tráfego de formato oval, 14 seções com diferentes teores de fibra. Os teores de fibra utilizados variavam de 0,1 a 1% para os ensaios de laboratório e de 0,1 a 0,5% para a pista.

A pista era composta de 14 seções com 9,40 m em suas partes retas, com um ISC do subleito, em média, de 4,5 medido antes da aplicação do carregamento. O carregamento aplicado em um eixo simples de roda dupla variou entre 22,6 kN e 77,4 kN. A consideração de ruptura adotada foi a deformação superficial.

Os autores observaram que, para ambos os materiais, a inclusão de fibras aumenta o módulo de elasticidade, a resistência, a energia de deformação (a qual é basicamente a área abaixo da curva tensão deformação medida de 0 a 5% de deformação axial) e ajuda a minimizar o efeito de ruptura frágil característico de materiais cimentados. Conseqüentemente, o uso de fibras pode permitir uma redução de espessura de camada estabilizada do pavimento. Sangineni (1992), citado pelos mesmos autores, calculou reduções da ordem de 5 a 16%, usando dados para materiais quimicamente estabilizados, incorporando fibras (análise segundo critérios da AASHTO para camada com revestimento asfáltico com 5 cm de espessura).

Crockford et al. (1993) relacionaram energia de deformação e número de passagens

para levar à ruptura uma determinada camada. Pode-se observar, na Figura 2.2, uma tendência para ambos os solos, sendo mais pronunciada para o solo coesivo.

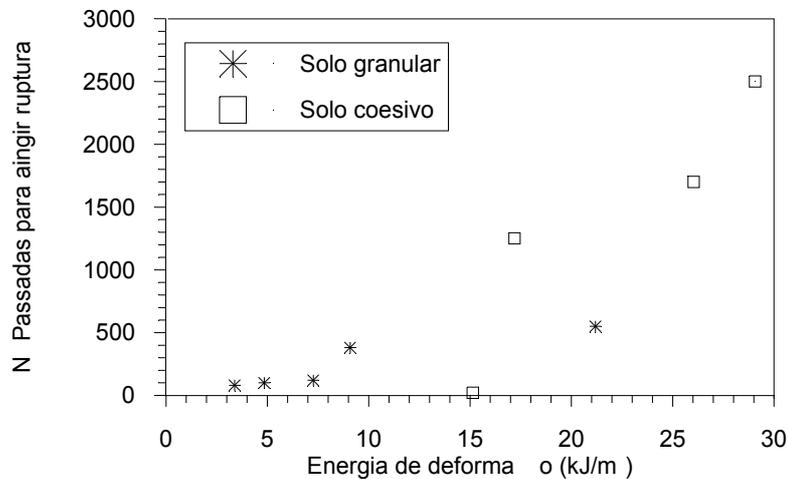


Figura 2.2 - Relação potencial entre energia dedeformação e n°. passadas para atingir a ruptura  
Fonte: Crockford et al. (1993)

Maher e Ho (1993) investigaram os efeitos da inclusão de fibras de vidro no comportamento de uma areia cimentada sob carregamento estático e dinâmico. Através da análise dos resultados de 120 ensaios triaxiais drenados, 60 ensaios de compressão diametral e 10 ensaios de compressão cíclica, os autores concluíram que: (1) para o carregamento estático, quanto maior o comprimento e teor de fibra maior é a contribuição das fibras na resistência à compressão triaxial (principalmente para baixos valores de tensão confinante); (2) o índice de fragilidade,  $I_f$ , aumenta com o acréscimo do teor e comprimento das fibras e reduz com o acréscimo da tensão de confinamento; (3) a inclusão das fibras aumenta a capacidade de absorção de energia de areias cimentadas (medida para 10% de deformação axial) e o aumento é tanto maior quanto maior for o comprimento e o teor de fibras; (4) a adição de fibras aumenta o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno das areias cimentadas, principalmente para comprimentos maiores de fibras; (5) as fibras proporcionam aumento da resistência à tração de areias cimentadas. Quanto aos resultados dos ensaios sob carregamento cíclico, os autores concluíram que a adição de fibras aumenta significativamente a resistência das areias cimentadas. O número de ciclos e a magnitude das deformações necessárias para causar ruptura em areias cimentadas aumenta significativamente com a inclusão das fibras.

Li e Mitchell (1997) realizaram um estudo, baseados em ensaios de deformação plana, com uma areia fracamente cimentada (3% de cimento) reforçada com cinco tipos diferentes

de fibras, duas plásticas e três metálicas. Os autores observaram que os reforços em formato de malha (poliméricas) e com ancoragens (metálicas) apresentaram os melhores resultados, dobrando a resistência ao cisalhamento quando comparada às amostras sem reforço. De uma forma geral, todas as inclusões aumentam a ductilidade do material, permitindo que ele absorva mais energia. Quanto à orientação do reforço de todas as amostras ensaiadas, as com reforço orientado perpendicularmente à face livre da mesma apresentaram os melhores resultados.

Liang (1992) investigou, de forma teórica e experimental, a resistência à fratura e fissuração no comportamento à flexão de um solo tratado com 12% de cimento e reforçado com fibras de poliéster. Foram utilizadas fibras de 12,7 e 25,4 mm com teores variando de 0 a 5% em peso. O autor observou, em ensaios à flexão realizados em vigotas que, para o teor mais baixo de fibra (1%), o mecanismo de abertura e propagação das fissuras é análogo ao da matriz. Para os teores mais elevados de reforço, há uma expressiva queda na resistência e o mecanismo é comandado pela interface fibra/matriz.

Omene et al. (1996) realizaram um estudo sobre a utilização de pedaços de plásticos de garrafas PET, originadas de resíduos, no melhoramento de um solo argiloso estabilizado com diversos teores de cimento. O propósito do estudo (baseado em ensaios de compressão não-confinada) foi o de avaliar a forma dos pedaços (relação L/B – esbeltez) e a influência do teor de cimento no comportamento tensão x deformação do solo-cimento. Os autores observaram um aumento de resistência com a adição de pedaços de plástico para um teor de cimento de  $100 \text{ kg/m}^3$ , sendo este aumento mais pronunciado para pedaços plásticos mais esbeltos. Entretanto, quando usados  $300 \text{ kg/m}^3$  de cimento, a resistência diminuiu com a adição de fibras. Foi observado, também, um aumento na capacidade de absorção de energia do material (medido a 5% de deformação).

Montardo (1999) realizou ensaios de resistência à compressão não-confinada, de resistência à tração por compressão diametral e triaxiais drenados para avaliar o efeito da inclusão de três tipos de fibras (polipropileno, vidro e PET) e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra. Com base nos resultados obtidos, o autor concluiu que: (1) a influência da inclusão de fibra sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da fibra e da matriz; (2) fibras relativamente rígidas exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico; (3) fibras relativamente flexíveis exercem efeito no modo de ruptura e no comportamento último; (4) a porcentagem de cimento e a tensão confinante

exercem forte influência sobre as propriedades mecânicas do compósito; (5) o efeito da inclusão de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e porcentagens de fibra.

Ulbrich (1997) e Consoli et al. (1998 e 1999) avaliaram o efeito da inclusão aleatória de fibras de vidro em um solo arenoso cimentado e não-cimentado. Para tanto, foram realizados ensaios de resistência à compressão não-confinada e triaxial, compressão diametral e de microscopia eletrônica. O agente cimentante utilizado foi o cimento Portland, com teores variando entre 0 a 5%. A fibra foi adicionada em teores entre 0 e 3% e com comprimentos de 3,2 mm, 6,4 mm e 12,8 mm. Os autores concluíram que o reforço do solo cimentado e não-cimentado pela adição de fibras pode aumentar a resistência à compressão, mas, definitivamente, reduz a rigidez inicial. O aumento observado na resistência foi mais pronunciado para os comprimentos maiores de fibra. A análise das envoltórias de ruptura e das curvas tensão-deformação indicou que a inclusão de fibras resultou no aumento do ângulo de atrito e da resistência residual, bem como contribuiu para alterar o comportamento do solo cimentado, tornando-o mais dúctil, em todos os níveis de cimentação.

Lima et al. (1996) estudaram o comportamento mecânico de misturas solo-cal-fibra. O programa de laboratório foi direcionado para análise da influência da cal e dos elementos fibrosos nos parâmetros de resistência do compósito. Foram realizados ensaios de compressão não-confinada e diametral, ISC e triaxiais. Os materiais utilizados na pesquisa foram: o solo, uma argila vermelha laterítica, fibras sintéticas com comprimentos de 5, 10 e 15 mm e teores de 0,25 e 0,75% em peso e cal hidratada. Foi observado que: (1) com o aumento do teor de fibra, houve acréscimo de resistência à tração e compressão, sendo que a relação entre estes decresce com os maiores teores de fibras; (2) a adição de cal combinada com o tempo de cura influenciam de forma positiva a resistência ao cisalhamento do solo; (3) a estabilidade do solo, medida através do CBR, não se mostrou influenciada com a adição de fibras; (4) as fibras se mostraram efetivas na melhoria das propriedades do solo, aumentando a ductilidade da mistura solo-cal.

Cavey et al. (1995) realizaram, com o intuito de avaliar aspectos técnicos e econômicos, amplo estudo sobre a utilização de diversos tipos fibras em compósitos cimentados com material pétreo reciclado (várias origens diferentes). As fibras utilizadas variam desde pedaços de borracha (recicladas) e arames de pneus até fibras metálicas comerciais. Foram realizados ensaios de campo para avaliar a homogeneidade das misturas e ensaios de laboratório para avaliar o comportamento mecânico do material. Eles observaram que os compósitos fibrosos possuem maior capacidade de absorção de energia, que na prática,

é a capacidade de resistir à propagação de trincas de fadiga. Esta propriedade é comumente denominada de tenacidade e pode ser definida através do comportamento pós-pico do material. As fibras derivadas de pneus reciclados não tiveram resultados satisfatórios, principalmente devido a heterogeneidade da mistura, o que não ocorreu com as fibras industrializadas. Do ponto de vista ambiental, esta é uma solução bastante eficaz, que pode justificar a quase inexistência de vantagens técnicas no uso deste novo material.

## 2.8 RESUMO E ANÁLISE CRÍTICA DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

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

Quanto ao tipo de fibra utilizado, várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação, fibras poliméricas principalmente, tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado (fibras de aço). Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas. Os autores (Li e Mitchell, 1997 e McGown et al., 1988) que trabalharam com malhas poliméricas, afirmam que o sucesso deste tipo de inclusão é devido ao seu maior intertravamento entre as partículas da matriz e sugerem que seja necessário um movimento relativo menor para que a resistência das fibra comece a ser mobilizada.

O melhoramento ou alteração das propriedades mecânicas dos solos reforçados com fibras dependem das características das fibras (resistência à tração, módulo de elasticidade, comprimento, teor e rugosidade), do solo (grau de cimentação, tamanho, forma e granulometria das partículas, índice de vazios), da tensão de confinamento e do modo de carregamento. O Quadro 2.1 apresenta, resumidamente, os parâmetros que exercem influência no comportamento de resistência e deformabilidade dos solos reforçados com fibras.

Quadro 2.1- Resumo dos principais fatores que afetam o comportamento dos solos reforçados

Fatores	Efeitos	Referências
Teor de fibra	<ul style="list-style-type: none"> <li>- quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um limite, a partir do qual este efeito não é mais observado;</li> <li>- aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia de deformação;</li> <li>- a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia.</li> </ul>	<p>Gray e Ohashi (1983) McGown et al. (1988) Maher e Ho (1994) Ulbrich (1997)</p> <p>Maher e Ho (1993)</p> <p>Liausu e Juran (1996) Ulbrich (1997) Montardo (1999)</p>
Comprimento de fibra	<ul style="list-style-type: none"> <li>- quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico;</li> <li>-o aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade e aumento da capacidade de absorção de energia;</li> <li>- o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia.</li> </ul>	<p>Gray e Ohashi (1983) Ulbrich (1997)</p> <p>Crockford et al. (1993) Ulbrich (1997) Montardo (1999)</p> <p>Maher e Ho (1994)</p>
Orientação das fibras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo;</li> </ul>	<p>McGown et al. (1978) Morel e Gourc (1997)</p>
Rugosidade	<ul style="list-style-type: none"> <li>- as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada.</li> </ul>	<p>Taylor (1994)</p>
Módulo de elasticidade da fibra	<ul style="list-style-type: none"> <li>- fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis;</li> <li>- fibras com baixo módulo não contribuem para o aumento da resistência mecânica;</li> <li>- quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas.</li> </ul>	<p>Gray e Ohashi (1983)</p> <p>Montardo (1999)</p> <p>Shewbridge e Sitar (1990)</p>
Tensão confinante	<ul style="list-style-type: none"> <li>- foi verificada uma tensão de confinamento crítica abaixo da qual os elementos de reforço são arrancados.</li> </ul>	<p>Gray e Ohashi (1983) Teodoro e Bueno (1998) Teodoro(1999) Morel e Gourc (1997)</p>
Modo de carregamento	<ul style="list-style-type: none"> <li>- o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras.</li> </ul>	<p>Maher e Ho. (1993) Crockford et al. (1993)</p>

## **CAPÍTULO 3**

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O programa experimental estabelecido tem o objetivo identificar o efeito da adição de dois tipos de fibras, ambas de polipropileno, nas propriedades mecânicas de um solo residual de arenito artificialmente cimentado. Especificamente, foram investigados os efeitos do comprimento, do teor de fibra e do grau de cimentação sob o comportamento tensão-deformação de um solo areno-siltoso reforçado com fibras distribuídas aleatoriamente nas matrizes de solo-cimento.

Para análise dos resultados, efetuou-se análises de regressão múltipla, estudos de correlação e análise de variância, além de recursos gráficos, tais como gráficos de superfície de resposta e gráficos de sensibilidade.

#### **3.2 PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO**

De forma a verificar o efeito de adições fibrosas em compósitos com matrizes de solo-cimento sobre os mais variados aspectos, e de maneira a englobar, principalmente, os fatores interessantes para a mecânica dos pavimentos, foi planejado um experimento, o qual contempla a definição dos fatores controláveis e das variáveis de resposta bem como um programa de ensaios. Estes tópicos serão detalhados a seguir.

### 3.2.1 Fatores controláveis

Conforme visto no Capítulo 2, diversos autores destacam que o comportamento tensão-deformação de compósitos cimentados reforçados com fibras é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (percentual de cimento, granulometria, índice de vazios e umidade) quanto ao reforço (módulo, comprimento, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato). Embora todos os fatores mencionados sejam importantes, o presente trabalho restringiu-se ao estudo da influência do percentual de cimento da matriz (PC), percentual de fibra (PF) e comprimento de fibra (CF), para dois tipos de reforço (TF). A escolha destas variáveis, bem como do seu nível de variação, decorreu da necessidade de delimitação do trabalho, e foi baseada em estudos já realizados e mencionados no capítulo anterior.

Dentre os fatores: peso específico aparente seco, umidade de moldagem e tipo de cimento controláveis foram mantidos fixos durante a pesquisa. O tipo de cura foi úmida sem imersão. Para variável tempo de cura, a Tabela 3.1 apresenta os valores adotados em relação a cada tipo de ensaio, os quais serão justificados no item 4.2.1.

Tabela 3.1 - Tempo de cura adotado para cada tipo de ensaio

Tipo de Ensaio	Tempo Cura (dias)
Compressão não confinada	7
Tração por compressão diametral	14
Módulo de resiliência	14
Tração na flexão	14
Retração	1
Triaxial drenado	3

Nos itens subseqüentes, serão apresentadas as variáveis investigadas de acordo com cada tipo de ensaio realizado. Esta diferenciação se fez necessária, levando em conta as restrições de cada ensaio bem como fatores temporais desta pesquisa.

a) Ensaios de compressão não-confinada, tração por compressão diametral e módulo de resiliência

No Quadro 3.1, são apresentadas as variáveis investigadas para os ensaios de compressão não-confinada, tração por compressão diametral e módulo de resiliência.

Quadro 3.1 - Variáveis investigadas nos ensaios de compressão não-confinada, tração por compressão diametral e módulo de resiliência

Efeito	Variável Específica	Faixa Investigada
Grau de cimentação	PC	3,5 e 7,0%
Tipo de Fibra	TF	Tipos I e II
Percentual de Fibra	PF	0,25, 0,50 e 0,75%
Comprimento de Fibra	CF	12 e 36 mm

b) Ensaios de tração na flexão, ensaios de fadiga e ensaios de retração

Para os ensaios de tração na flexão, fadiga e de retração, os fatores percentual de fibra (PF) e comprimento de fibra (CF) foram mantidos fixos em 0,50% e 36 mm, respectivamente, bem como o percentual de cimento (PC), fixado em 7,0%. Foi variável, então, o tipo de fibra (TF): tipo I e tipo II.

c) Ensaios de compressão triaxial

Para os ensaios de compressão triaxial, o fator percentual de fibra (PF) foi mantido constante em 0,50%, bem como o percentual de cimento (PC) fixado em 7,0%. Foram variados o comprimento de fibra (CF) e o tipo de fibra (TF), conforme mostra o Quadro 3.2.

Quadro 3.2-Variáveis investigadas nos ensaios de compressão triaxial

Efeito	Variável Específica	Faixa Investigada
Tipo de Fibra	TF	Fibra tipos I e II
Comprimento de Fibra	CF	12 e 36 mm

Foram adotados três níveis de tensão de confinamento efetiva, TC: 20, 60 e 100 kPa. O limite máximo de 100 kPa foi adotado pois o tema deste trabalho é o melhoramento dos solos superficiais, e, neste sentido, as tensões geostáticas atuantes são inferiores a 100 kPa.

### 3.2.2 Variáveis de resposta

Variáveis de resposta são grandezas mensuráveis utilizadas para representar as características de qualidade do objeto de estudo.

Nos ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral e tração na flexão,

as variáveis de respostas medidas são a resistência à compressão não-confinada, ( $q_u$ ), a resistência à compressão diametral, ( $q_{ut}$ ) e a resistência à tração na flexão ( $q_{uf}$ ). Para os ensaios de módulo de resiliência, a variável de resposta medida é o módulo de deformação resiliente ou módulo de resiliência ( $M_r$ ). Para os ensaios de fadiga, é determinada a relação de fadiga. Nos ensaios de retração, a variação linear do comprimento das amostras, ( $V_l$ ).

Nos ensaios de compressão triaxial, as variáveis de resposta são: tensão desvio de ruptura ( $q_{rup}$ ); tensão desvio última ( $q_{ult}$ ); deformação axial de ruptura ( $\epsilon_{a(rup)}$ ); módulo de deformação secante inicial ( $E_s$ , para uma deformação axial,  $\epsilon_a$ , de 0,01% e 0,1%); capacidade de absorção de energia de deformação ( $E_{def}$ , para deformação axial de ruptura e de 10%); índice de fragilidade ( $I_f$ ); intercepto coesivo de pico ( $c'$ ); ângulo de atrito interno de pico ( $\phi'$ ); intercepto coesivo último ( $c'_{ult}$ ), e ângulo de atrito interno último ( $\phi'_{ult}$ ).

No Quadro 3.3, são apresentadas as características de qualidade do solo-cimento reforçados com fibras e suas respectivas variáveis de resposta. São apresentadas, também, as unidades de medida e os ensaios realizados para avaliar cada característica de qualidade.

Quadro 3.3 - Características de qualidade e variáveis de respostas do programa experimental

Característica	Variável Medida	Unidade	Tipo de Ensaio
Resistência à compressão de ruptura	Resistência compressão não confinada ( $q_u$ )	kPa	Compressão não-confinada
Resistência à tração de ruptura	Resistência à tração por compressão diametral ( $q_{ut}$ )	kPa	Tração por compressão diametral
Rigidez (resiliente)	Módulo de def. resiliente ( $M_r$ )	MPa	Módulo de resiliência
Resistência à flexo-tração de ruptura	Resistência à tração na flexão ou flexo-tração ( $q_{uf}$ )	kPa	Resistência à tração na flexão
Resistência à fadiga	Vida de fadiga ( $N_f$ )	-	Fadiga
Variação volumétrica	Variação linear no comprimento ( $V_l$ )	mm	Retração
Resistência à compressão triaxial de ruptura	Tensão desvio de ruptura ( $q_{rup}$ )	kPa	Triaxial drenado
Resistência à compressão triaxial última	Tensão desvio última ( $q_{ult}$ )	kPa	Triaxial drenado
Rigidez inicial	Módulo de def. secante inicial ( $E_s$ )	MPa	Triaxial drenado
Rigidez	Deformação Ruptura ( $\epsilon_{a(rup)}$ )	%	Triaxial drenado
Tenacidade	Capacidade de absorção de energia de deformação ( $E_{def}$ )	$\text{kJ/m}^3$	Triaxial drenado
Ductilidade	Índice de fragilidade ( $I_f$ )	adimens.	Triaxial drenado
Resistência friccional de pico	Âng. de atrito interno de pico ( $\phi'$ )	Graus ( $^\circ$ )	Triaxial drenado

Quadro 3.3 – (continuação)

Coesão aparente de pico	Intercepto coesivo de pico ( $c'$ )	kPa	Triaxial drenado
Resistência friccional última	Âng. de atrito interno último ( $\phi'_{ult}$ )	Graus ( $^{\circ}$ )	Triaxial drenado
Coesão aparente última	Intercepto coesivo último ( $c'_{ult}$ )	kPa	Triaxial drenado

### 3.2.3 Ensaio Preliminares

Primeiramente, foram realizados ensaios de compressão não-confinada para matrizes de solo-cimento de forma que, numa primeira fase, fosse determinada, com base na NBR 12253 (ABNT, 1992), o teor mínimo de cimento necessário para que se atingisse uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura. Desta forma, foram ensaiadas amostras com teores variáveis de cimento entre 0 e 12%, com no mínimo duas amostras e desvio aceitável de 10% da média. Foi também determinado, com base em ensaios de compressão não-confinada, o tempo mínimo necessário para que as reações de cimentação tivessem ocorrido em ambas as matrizes utilizadas (PC = 3,5 e 7,0%). Este é um fator importante quando se pretende extrapolar os valores para projetos de pavimentos. Estes ensaios totalizaram 62 resultados válidos.

Em uma segunda fase, também procurando caracterizar de forma adequada as matrizes de solo-cimento, foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral com corpos-de-prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, onde foram determinados os valores de  $q_{ult}$  para teores variáveis de cimento entre 0 e 12% e 7 dias de cura.

### 3.2.4 Programa de ensaios

Determinado então, o percentual de cimento e os tempos de cura utilizados (apresentados no item 3.2.1), foram executados os ensaios com as matrizes de 3,5 e 7,0% de cimento com e sem reforços fibrosos.

De forma a cumprir com os objetivos propostos, foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório, que contempla ensaios de resistência à compressão não-confinada e diametral, ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração na flexão, fadiga, retração e triaxiais drenados para as matrizes de solo-cimento, com e sem reforços fibrosos. No Quadro 3.4, é apresentado um resumo do programa de ensaios realizados nesta pesquisa.

Para os ensaios de tração por compressão diametral e módulo de resiliência, o critério de aceitação dos resultados foi baseado em desvio de 10% da média, sendo que foram realizados 3 ensaios para cada amostragem, e, no mínimo, 2 deveriam estar dentro da faixa de variação.

Quadro 3.4- Resumo do programa de ensaios

Mistura PC + CF + PF + TF	Comp. não confinada	Tração comp. diametral	Módulo de resiliência	Tração na Flexão	Fadiga	Retração	Triaxial drenado	Total
3,5 + - + - + -	2	3	3	-	-	1	-	8
3,5 + 12 + 0,25 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 12 + 0,50 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 12 + 0,75 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 36 + 0,25 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 36 + 0,50 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 36 + 0,75 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 12 + 0,25 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 12 + 0,50 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 12 + 0,75 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 36 + 0,25 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 36 + 0,50 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
3,5 + 36 + 0,75 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + - + - + -	2	3	3	3	10	1	3	26
7,0 + 12 + 0,25 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 12 + 0,50 + I	2	3	3	-	-	-	3	11
7,0 + 12 + 0,75 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 36 + 0,25 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 36 + 0,50 + I	2	3	3	3	10	1	3	25
7,0 + 36 + 0,75 + I	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 12 + 0,25 + II	2	3	3	-	-	-	3	11
7,0 + 12 + 0,50 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 12 + 0,75 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 36 + 0,25 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
7,0 + 36 + 0,50 + II	2	3	3	3	10	1	3	25
7,0 + 36 + 0,75 + II	2	3	3	-	-	-	-	8
Totais	52	78	78	9	30	4	18	266

Nota: PC (%), CF(mm), PF(%), TF(I e II)

### 3.3 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

Já é consenso na literatura que trata a respeito de materiais compósitos que as propriedades do compósito são diretamente influenciadas pelas características dos materiais constituintes (McGrown et al., 1978; Illston, 1994; Taylor, 1994; Higgins, 1994; Montardo, 1999). Neste item, serão apresentadas as características fundamentais dos materiais utilizados na pesquisa, primeiramente aqueles que compõem a matriz e, posteriormente aqueles utilizados como reforços fibrosos.

#### **3.3.1 Caracterização dos materiais de constituição da matrizes de solo-cimento: solo, cimento e água**

##### a) Solo

O solo utilizado na pesquisa é uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica. Trata-se de um solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu. A jazida de onde foram coletadas as amostras apresenta um talude, de aproximadamente 20 m de altura, situado às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo / RS.

O solo foi escolhido principalmente devido à existência de trabalhos prévios de caracterização (Núñez, 1991; Prietto, 1996; Ulbrich, 1997; Thomé, 1999), sobretudo em relação a sua estabilização físico-química com cimento Portland e do seu comportamento mecânico. Núñez (1991) constatou a homogeneidade da jazida ao realizar ensaios ao longo de sua profundidade. Thomé (1999) realizou ensaios adicionais de caracterização do solo, verificando que as amostras utilizadas em seu experimento eram consistentes com o conjunto de resultados obtidos pelo primeiro autor. As propriedades físicas médias do solo, determinadas por Núñez (1991) e Thomé (1999), são apresentadas na Tabela 3.2. A Figura 3.1 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual com o uso de defloculante. Verifica-se que o material é composto por 14% de argila (<0,005 mm), 29,9% de silte (0,005-0,074 mm) e 56,1% de areia, sendo que, desta percentagem, 47,3% é de areia fina (0,074-0,42 mm), e somente 8,8% de areia média (0,042 - 2,0 mm). Segundo a classificação HRB o

solo classifica-se como A-4. Conforme a classificação unificada o solo classifica-se como SM (areia siltosa).

Tabela 3.2 - Propriedades físicas do solo

Propriedades	Valores Médios (Núñez 1991)	Valores Médios (Thomé 1999)
Limite de liquidez (LL)	21 %	22 %
Limite de plasticidade (LP)	17 %	19 %
Índice de plasticidade (IP)	4 %	3 %
Limite de contração (LC)	19 %	-
Densidade real dos grãos (G)	2,67	2,67
Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ )*	0,003 mm	0,004 mm
Coefficiente de uniformidade ( $C_u$ )	43	30
Massa específica aparente seco ( $\gamma_d$ ) - ( Proc. Normal)	17,40 kN/m <sup>3</sup>	-
Umidade ótima ( $\omega_{ót.}$ ) - ( Proctor Normal )	15,90 %	-
Massa específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) - ( Proc. Modif.)	-	19,40 kN/m <sup>3</sup>
Umidade ótima ( $\omega_{ót.}$ ) - ( Proctor Modif.)	-	12,10 %

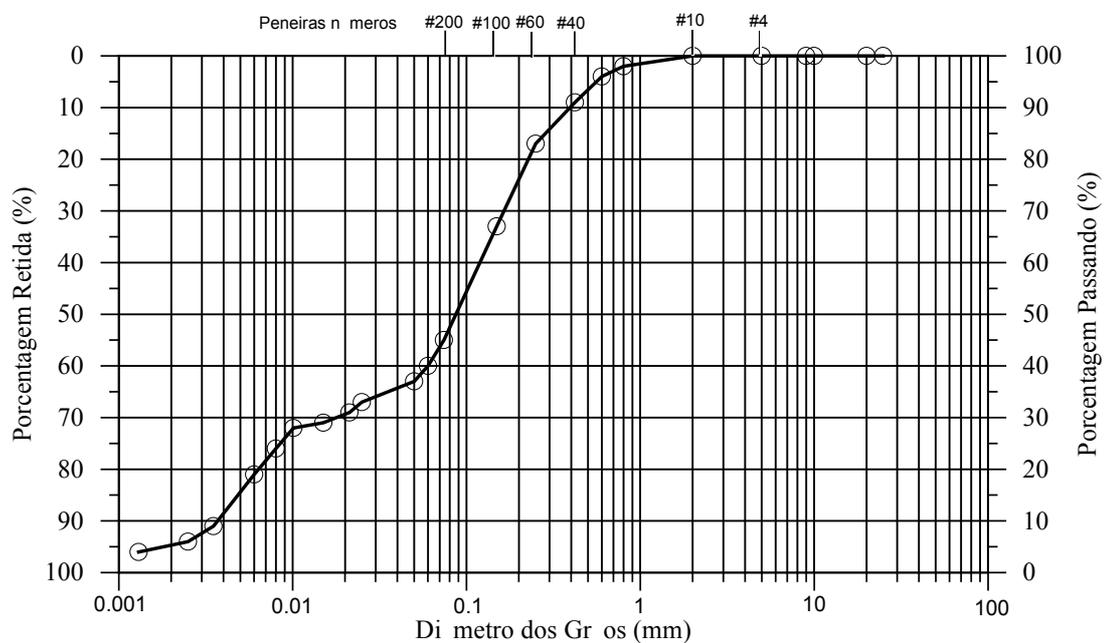


Figura 3.1 - Curva granulométrica do solo residual de arenito botucatu

Fonte: Thomé (1999)

\*  $C_u = d_{60}/D_{ef}$ , onde:  $d_{60}$  e  $D_{ef}$  são, respectivamente, valores de diâmetro onde 60% e 10% de todas as partículas, em peso total, são menores que este valor, (Lambe e Withman, 1979).

A Figura 3.2 apresenta as curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial dos ensaios triaxiais tipo CID, e a Tabela 3.3, os respectivos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo estudado na presente pesquisa.

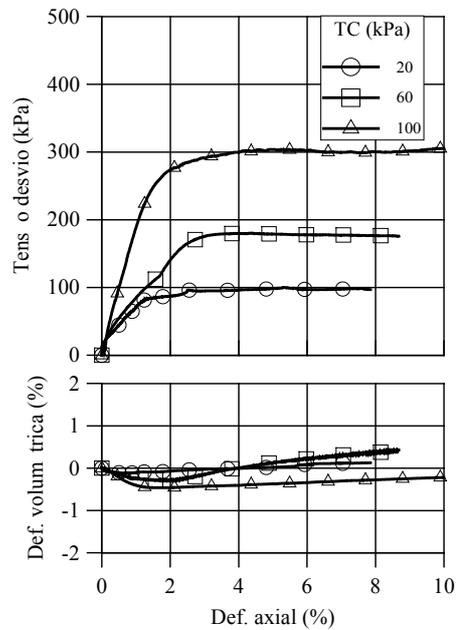


Figura 3.2 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial do solo compactado

Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do solo compactado

Ensaio	$q_{rup}$ (kPa)	$q_{ult}$ (kPa)	$\varepsilon_{a(rup)}$ (%)	$E_{s(0,01\%)}$ (MPa)	$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	$E_{def(rup)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$I_f$	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (°)	$c'_{ult}$ (kPa)
Solo compactado PC=0; TC=20	100	98	5,30	164	23	4	10	0,02	35	5	35	3
Solo compactado PC=0; TC=60	179	176	3,51	40	23	4	17	0,06				
Solo compactado PC=0; TC=100	303	300	4,53	98	12	11	27	0,01				

Nota: PC(%), TC = tensão confinante(kPa)

Núñez (1991) observou as principais propriedades físico-químicas do solo residual, com ênfase para a mineralogia e a composição química da fração argila e todas as análises realizadas indicaram a predominância do argilo-mineral caulinita. Observa-se, também, a presença de 3,2% de hematita, que é o óxido responsável pela cor rosa característica do solo residual do arenito botucatu.

## b) Cimento

Foi utilizado o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI), tipo CP-V. Optou-se por este tipo de cimento porque ele confere, em um espaço curto de tempo, as propriedades de resistência e deformabilidade características do material. Esta propriedade do cimento foi importante para que se pudesse realizar, em tempo hábil, o extenso programa de ensaios ao qual esta pesquisa se propôs. Outro fator relevante é que, em poucos dias, pode-se obter, de forma satisfatória, parâmetros utilizáveis em projeto.

## c) Água

A água utilizada na preparação de todos os corpos-de-prova foi a destilada, bem como a utilizada durante os ensaios triaxiais. Para imersão das amostras (ensaio de compressão não-confinada), foi utilizada água potável, disponível nas dependências do laboratório.

### 3.3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS ELEMENTOS DE REFORÇO: FIBRAS

Neste estudo, foram utilizados, como elementos de reforço, dois tipos de fibras poliméricas, ambas de polipropileno, mas com características físicas distintas: a primeira, a qual denominaremos fibra do tipo I, possui forma de pequenos filamentos; a segunda, denominada fibra do tipo II, e fibrilada ou tipo *mesh*, formada de pequenos filamentos unidos paralelamente. Foram escolhidos estes dois tipos de fibra de polipropileno por vários motivos: apresentam características uniformes e bem definidas, são inertes quando utilizadas em misturas de solo-cimento e estão disponíveis em grande quantidade no comércio, o que possibilita sua aplicação em futuros ensaios de campo ou extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

#### a) Fibras tipo I

As fibras de polipropileno tipo I são produzidas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A. Elas possuem um título de 3,3 dtex\* e diâmetro médio 0,023 mm (dados fornecidos pela empresa). Cada fibra de 3,3 dtex suporta uma carga de tração de 0,05 N (dado fornecido pela Fitesa), ou seja, estima-se que a resistência à tração na ruptura seja de 120 MPa. O

---

\* Na indústria têxtil, a grandeza que representa a espessura dos filamentos é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000m) ou o denier (1 denier = 1g/9000m).

alongamento de ruptura é de 80% e o módulo 2,3 GPa.

As fibras cedidas pela empresa possuíam comprimentos de 12 mm e 50 mm. As maiores foram cortadas manualmente para atingir o comprimento de 36 mm. A Figura 3.3 (a) apresenta as fibras tipo I cortadas com 36 mm de comprimento e a Figura 3.3 (b) apresenta um detalhe das fibras obtido das imagens de microscopia eletrônica de varredura.

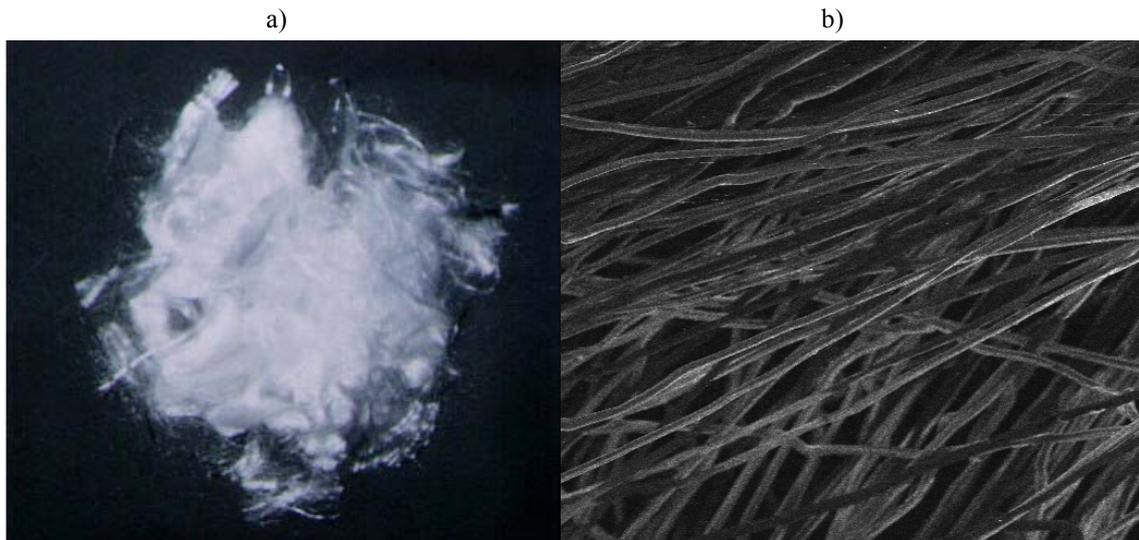


Figura 3.3 - (a) Fibras de polipropileno tipo I cortadas em comprimento de 36 mm  
(b) Imagem de microscopia eletrônica das fibras tipo I (aumento de 90x)

#### b) Fibras tipo II

As fibras de polipropileno tipo II foram cedidas pela empresa Orpec – Engenharia, Indústria e Comércio Ltda., já cortadas nos tamanhos utilizados nesta pesquisa. Segundo o fabricante, as características físicas e mecânicas da fibra tipo II são: denier de 1,250 (cada filamento, que unidos formaram a fibra); densidade relativa de 0,91; módulo de elasticidade entre 3,5 e 3,6 GPa; resistência à tração entre 320 e 400 MPa; alongamento de 25%; ponto de fusão entre 160 e 170 °C. O fabricante salienta que este tipo de fibra é imputrescível, quimicamente inerte, não absorve água e possui características de baixa condutividade térmica e elétrica. A figura 3.4 (a) apresenta as fibras tipo II de 36 mm de comprimento e a Figura 3.4 (b) apresenta um detalhe das fibras obtido das imagens de microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários, com aumento de 90x.

A Tabela 3.4 resume as principais propriedades físicas e mecânicas dos dois tipos de fibra, mostrando claramente as diferenças entre elas. Os dados apresentados na Tabela 3.4, juntamente com a parte da revisão bibliográfica, apresentada no Capítulo 2, que trata desse assunto (Seção 2.5), serão tomados como referência na análise dos resultados.

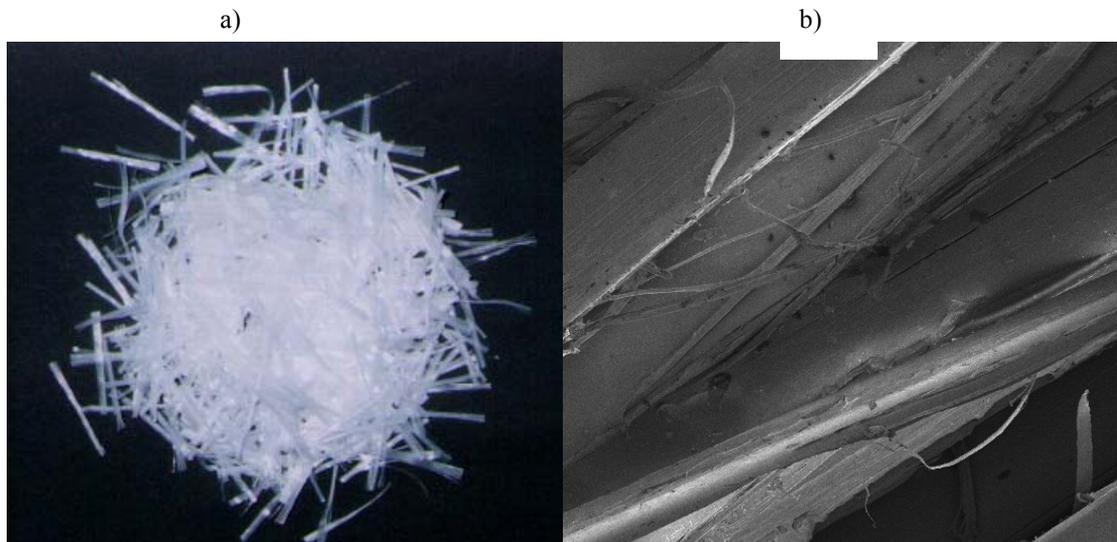


Figura 3.4 - (a) Fibras de polipropileno tipo II no comprimento de 36 mm  
(b) Imagem de microscopia eletrônica das fibras tipo II (aumento de 90x)

Tabela 3.4 - Resumo das propriedades mecânicas das fibras

Tipo de fibra	Espessura ( $\mu\text{m}$ )	Densidade relativa	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração última (MPa)	Deformação na ruptura (%)
Tipo I	23	0,91	2,3	120	80
Tipo II	278*	0,91	3,50 - 3,60	320 - 400	25

Nota: (\*) – valor estimado com base em comparações de espessura e medidas em fotos de MEV

### 3.4 PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA

Primeiramente, as amostras de solo foram coletadas na jazida de origem, no estado deformado, trazidas para o laboratório, secas ao ar, destorroadas, peneiradas e acondicionadas em sacos plásticos. A preparação dos corpos-de-prova foi realizada em quatro fases: mistura dos componentes, moldagem, armazenamento e cura.

Os componentes eram adicionados em um recipiente na seguinte seqüência: solo, cimento, 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 era feita manualmente até ser obtida a homogeneização que era verificada visualmente. O tempo entre

a adição da água e a compactação final dos corpos-de-prova nunca excedeu 20 minutos, tempo considerado razoável quando se trabalha com cimento tipo ARI.

A quantidade de fibra adicionada à mistura foi determinada em relação à massa do solo seco. A quantidade de cimento foi determinada em relação à soma do peso do solo seco e o peso da fibra. Desta forma, garante-se que a relação, em massa, entre o peso do cimento com o peso do solo e da fibra fosse sempre a mesma para uma dada percentagem de cimento. O peso de água foi calculado em relação ao peso total da matéria prima seca (solo+cimento+fibra). As amostras foram moldados de acordo com os parâmetros de compactação do solo, para teores de cimento diferentes de 3,5 e 7%. Para as amostras de solo + 3,5 e 7,0% de cimento, os parâmetros de compactação foram obtidos nas respectivas curvas.

Para os corpos-de-prova destinados a ensaios de compressão não-confinada, triaxiais e ensaios de tração por compressão diametral (moldes de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura), a compactação era do tipo estática realizada em três camadas. Já naqueles preparados para ensaios de resiliência e resistência à tração por compressão diametral (moldes de 100 mm de diâmetro e 60 mm de altura) eram preparados em uma única camada, compactando-se dinamicamente em ambas as faces da amostra, semelhante à moldagem de amostras de concreto betuminoso (metodologia Marshall). Para as vigotas (76,2 mm x 76,2 mm x 456,8 mm) o procedimento de moldagem foi o seguinte: o material foi disposto em 3 camadas e compactadas dinamicamente e posteriormente prensado estaticamente. O procedimento de moldagem de vigotas foi descrito detalhadamente por Ceratti (1991).

Para ensaios de compressão não-confinada e ensaios de tração por compressão diametral (corpos-de-prova 50 mm x 100 mm), os corpos-de-prova eram imersos em água 24 horas antes da ruptura. O grau de saturação variou entre 86 e 91%.

#### 3.4.1 Parâmetros de compactação

No presente trabalho foram determinadas as curvas de compactação para o solo + 3,5 e 7,0% de cimento para energia Proctor Normal. Os parâmetros de compactação do solo utilizados foram os determinados por Núñez (1991). As curvas de compactação são apresentados na Figura 3.5 e os parâmetros de compactação obtidos destas curvas são

apresentados na Tabela 3.5, juntamente com os valores médios de resistência à compressão não-confinada das amostras compactadas. Para determinação das curvas de compactação foi observada a norma NBR 12023 (ABNT, 1992).

Tabela 3.5 - Parâmetros de compactação e médias das resistências à compressão não-confinada do solo e do solo + cimento compactados

Ensaio de compactação	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{\acute{o}t.}$ (%)	$q_u^{(*)}$ (kPa)
Solo **	17,40	15,90	190
Solo + 3,50% cimento	17,80	15,90	290
Solo + 7,00% cimento	17,90	15,00	310

Nota: (\*) referente a ensaios sem cura e sem imersão em água (\*\*) Fonte: Núñez (1991)

Ulbrich (1997), baseado na realização de ensaios de compactação, afirma que não existe influência significativa nos parâmetros de compactação com a adição de pequenas quantidades de fibra. Os resultados apresentados por Al Wahab e El-Kedrah (1995) concordam com esta afirmativa.

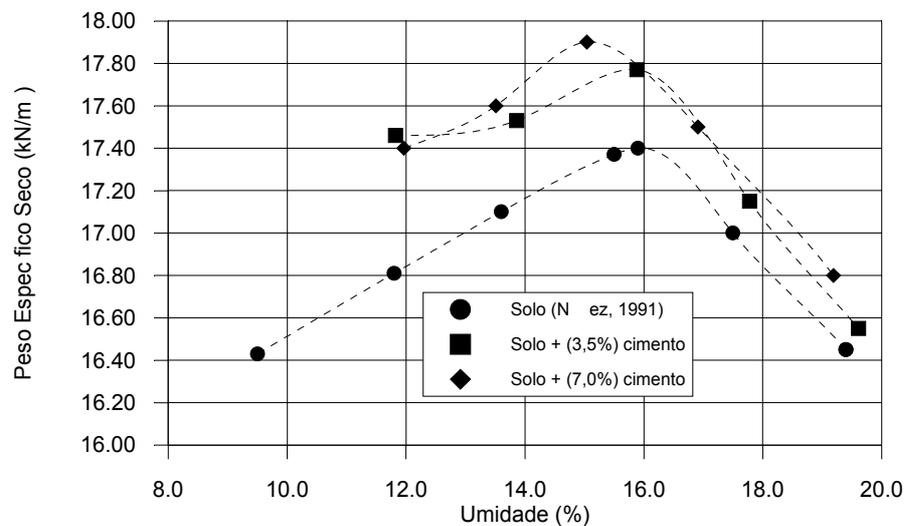


Figura 3.5 - Curvas de compactação do solo e solo + cimento

### 3.5 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

A seguir, serão descritos os procedimentos básicos de cada ensaio e as características gerais dos equipamentos utilizados.

### 3.5.1 Ensaio de compressão não-confinada

A realização dos ensaios de resistência à compressão não-confinada seguiu os procedimentos descritos na norma NBR 12777 (ABNT, 1992). Para esta etapa do programa foi utilizada 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 1,14 mm/mim.

### 3.5.2 Ensaio de tração por compressão diametral – ensaio brasileiro

O ensaio de compressão diametral ou tração indireta, conhecido internacionalmente como “ensaio brasileiro”, foi desenvolvido inicialmente pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro para determinar a resistência à tração de corpos-de-prova de concreto através de sollicitação estática.

A realização dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizadas em amostras com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura seguiram as prescrições da norma NBR 7222 (ABNT, 1993) e foram utilizados o mesmo equipamento e velocidade dos ensaios de resistência à compressão não-confinada. Para os corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro e 60 mm de altura, os mesmos utilizados para a determinação do módulo de resiliência, utilizou-se uma prensa com capacidade para 70 kN, marca LTM, seguindo-se as prescrições da norma DNER-ME 138/86. A formulação utilizada para o cálculo de  $q_{ut}$  foi a seguinte:

$$q_{ut} = \frac{2F}{\pi.d.h} \quad (3.1)$$

onde F é a força aplicada, h e d são a altura e o diâmetro do corpo-de-prova, respectivamente.

Concha (1986), ao estudar misturas de solo laterítico-cimento e solo saprolítico-cimento, observou que as repetições de carga, para as mistura estudadas, nos ensaios de módulo de resiliência (quinhentos ciclos aproximadamente), não afetam a resistência à tração dos corpos-de-prova.

### 3.5.3 Ensaio de módulo de resiliência

O módulo de resiliência das amostras com e sem reforço foi determinado através das prescrições do DNER-ME 133/94 e do TRB (1975).

Utilizaram-se para estes ensaios, corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro e 60 mm de altura. O equipamento utilizado, conforme Figura 3.6, é composto por uma estrutura metálica, um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante com auxílio de um dispositivo pneumático acoplado a um regulador de tempo e frequência de 1Hz. Com o carregamento, de no máximo 30% da carga de ruptura, a amostra sofre deformações horizontais, as quais são medidas através de um transdutor tipo L.V.D.T. ligado a um microcomputador. Maiores detalhes sobre a realização deste ensaios, estão apresentados no trabalho de Fogaça (1996). O coeficiente de Poisson foi fixado em 0,175, segundo sugestão do TRB (1975). A formulação utilizada para o cálculo do módulo de resiliência, foi a seguinte:

$$Mr = \frac{P}{\Delta h} \cdot (0,2692 + 0,9976 \cdot \mu) \quad (3.2)$$

onde:  $Mr$  é o módulo de resiliência dado em MPa,  $P$  é a carga aplicada, em N,  $\Delta$  a deformação elástica ou resiliente medida nos ciclos particulares de repetição de carga, em cm,  $h$  a altura do corpo-de-prova, também em cm e  $\mu$  o coeficiente de Poisson.

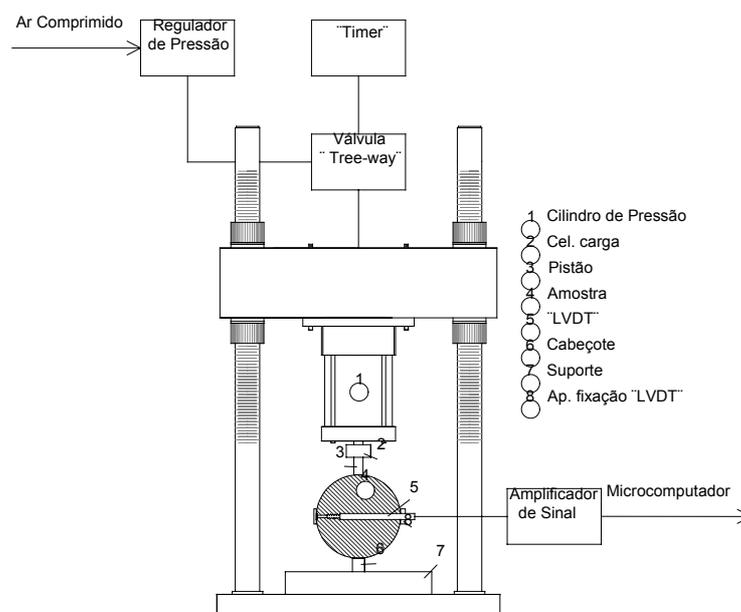


Figura 3.6 - Vista geral do equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência

### 3.5.4 Ensaio de resistência à tração na flexão ou flexo-tração

Os ensaios de tração na flexão ou flexo-tração em corpos-de-prova em forma de vigotas e utiliza a mesma configuração de carregamento dos ensaios de fadiga, conforme mostrado na Figura 3.7. A prensa e a velocidade de carga foram as mesmas utilizadas nos ensaios de compressão não confinada.

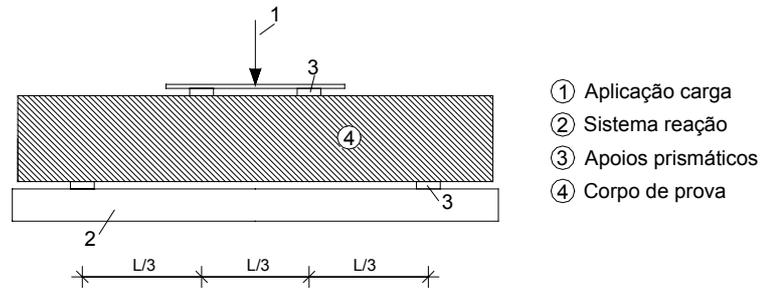


Figura 3.7 - Configuração de carregamento em ensaio de flexo-tração

A formulação utilizada para o cálculo da tensão máxima de tração, que ocorre no ponto de momento máximo e na fibra inferior da vigota, é a seguinte:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{(P.L)}{(b.h^2)} \quad (3.3)$$

onde P é a carga, L a distância entre os apoios (30,48 cm), b a base e h a altura da vigota.

### 3.5.5 Ensaio de fadiga

O comportamento à fadiga das misturas estudadas foi determinado sob tensão controlada, de acordo com a norma ASTM D 1632 (1987) e TRB (1975).

O ensaio de fadiga ou flexo-tração, consiste na sollicitação repetida de uma viga simplesmente apoiada, carregada nos terços médios por cargas iguais e concentradas, de tal forma que no vão central tenha-se somente flexão pura. O carregamento é aplicado por meio de braçadeiras que seguram a viga pelas faces inferior e superior, sem contato lateral, como demonstra a Figura 3.8. Os apoios foram projetados de modo a não haver translação vertical, apenas movimento horizontal e rotação. As cargas são aplicadas de baixo para cima (frequência de 2Hz), de forma a eliminar deformações permanentes, entretanto aplica-se uma

carga para baixo de cerca de 10% da principal a cada ciclo.

O sistema de aplicação de cargas utilizado foi o existente no LAPAV (Laboratório de Pavimentação), conforme desenvolvido por Ceratti (1991). As partes pneumáticas e eletroeletrônicas foram desenvolvidas durante a presente pesquisa. Todos os detalhes sobre o equipamento e procedimentos de ensaios de fadiga são descritos por Ceratti (1991).

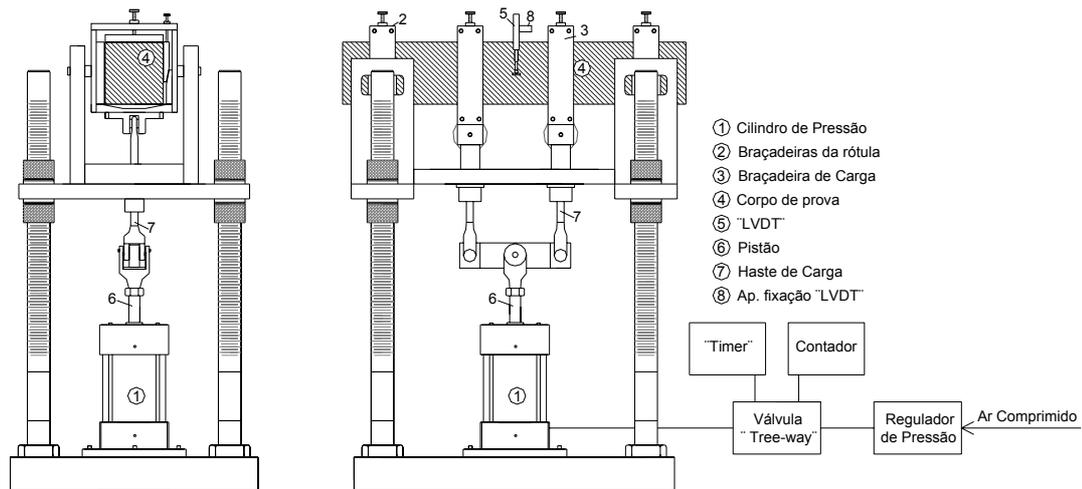


Figura 3.8 - Vista geral do equipamento utilizado nos ensaios de fadiga

### 3.5.6 Ensaio de retração

Os ensaios de retração realizados em vigotas de solo-cimento e solo-cimento reforçado com 0,50% de ambos os tipos de fibra, foram realizados baseados nos estudos já desenvolvidos por George (1968b) e por Pitta (1985). O equipamento de medição da variação linear, apresentado na Figura 3.9 foi desenvolvido durante a presente pesquisa, baseado nos modelos apresentados pelos dois autores citados. Consiste de um sistema bastante simples, onde uma barra metálica rígida é fixa em uma das extremidades da vigota e, na outra, através de um medidor de deslocamento, são lidos os valores referentes à variação linear no comprimento do corpo-de-prova. A precisão do extensômetro é de 0,001 mm. Durante a realização do ensaio, até a estabilização da variação linear (aproximadamente 30 dias), o equipamento foi condicionado em recinto com temperatura controlada ( $22 \pm 1,5^\circ\text{C}$ ), de forma a evitar a influência da variação de temperatura, tanto na cura quanto na variação linear da barra metálica.

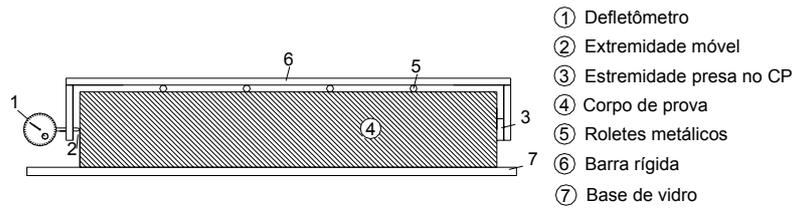


Figura 3.9 - Vista geral do aparato usado para ensaio de retração

### 3.5.7 Ensaio de compressão triaxial

Alguns aspectos do comportamento mecânico dos compósitos estudados foram estudados mediante a realização de ensaios triaxiais convencionais do tipo CID (consolidado isotropicamente drenado) conduzidos sob carregamento estático. Foram adotados três níveis de tensão confinante efetiva: 20, 60 e 100 kPa.

O equipamento triaxial utilizado foi um equipamento tipo deformação controlada, marca Geonor, com características gerais descritas por Andersen e Simons (1960). Este equipamento foi acoplado a um sistema de aquisição de dados, o qual combina um microcomputador, instrumentos de medição (transdutores) e um conversor analógico-digital (data-logger CIL 6580). A seguir, serão descritas algumas características do sistema de medição utilizado:

- Medidores de pressão confinante e poro-pressão: consistem de transdutores de pressão da marca Ademex tipo HP 200 com capacidade de 1000 e 500 kPa, respectivamente.
- Medidor de variação volumétrica: para medição externa da variação volumétrica do corpo-de-prova utilizou-se um transdutor tipo Imperial College (Campos, 1984 citado por Ferreira, 1998).
- Medidores de deformação: as medidas internas de deformação foram feitas por meio de sensores de efeito Hall (Clayton e Khatrush.,1989; Soares et. al., 1994). As medidas externas foram feitas através de um transdutor de deslocamento linear da marca Gefran modelo LTM 505.
- Medidores de força axial: célula de carga marca Kratos, modelo KM, carga nominal

de 10 kN.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução destes ensaios seguem os princípios gerais descritos por Bishop e Henkel (1957) e Head (1986) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelo LMS da UFRGS. 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 constitui de duas etapas. Na primeira etapa, percolou-se água, da base para o topo do corpo-de-prova, sob um gradiente hidráulico de aproximadamente 20 kPa. Nesta etapa, a amostra era submetida a uma tensão confinante de 30 kPa para impedir que houvesse fluxo preferencial entre o corpo-de-prova e a membrana. Eram necessários, no mínimo, 12 horas para percolar 600 ml de água, ou 3 vezes o volume do corpo-de-prova, quantia recomendada para esta etapa. A segunda etapa era composta de vários estágios de incrementos de 50 kPa na tensão confinante e na contra-pressão. A tensão confinante era mantida em um nível ligeiramente superior (20 kPa). Quando a poro-pressão monitorada na base do corpo-de-prova equalizava-se com contra-pressão aplicada em seu topo, um novo incremento de pressão era aplicado. O processo repetia-se até chegar ao valor médio de 450 kPa, o qual era mantido constante durante todo o ensaio.

A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954) 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, em função do grau de cimentação das amostras, foram acima de 0,70. Após o cisalhamento da amostra, eram determinados os graus de saturação, os quais se mantiveram sempre acima de 97%.

A velocidade de deformação adotada para a fase de cisalhamento foi de 1,42 mm/hora. Esta velocidade assegurou uma boa condição de drenagem, monitorada através da medição da poro-pressão na base do corpo-de-prova durante todo o ensaio.

## CAPÍTULO 4

### 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS

#### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados para avaliar as propriedades mecânicas das matrizes de solo-cimento, bem como as mesmas reforçadas com fibras. Optou-se por apresentá-los e analisá-los separadamente; em uma primeira seção, serão apresentados os resultados referentes às matrizes de solo-cimento e, em duas seções subsequentes, os referentes ao solo-cimento reforçado com fibra de polipropileno, do tipo I e II. No próximo capítulo, estes resultados serão confrontados para buscar uma interpretação do mecanismo de funcionamento solo-cimento-fibra.

Para os ensaios de resistência à compressão não-confinada, tração por compressão diametral e módulo de resiliência realizados em matrizes de solo-cimento reforçado com fibras, foram variados o percentual de cimento – PC (3,5 e 7,0%), o percentual de fibra – PF (0,25, 0,50 e 0,75%) e o comprimento de fibra – CF (12 e 36 mm). Para análise dos resultados obtidos, utilizou-se técnicas estatísticas de forma a avaliar a influência de cada um dos fatores controláveis (PC, PF e CF), bem como suas interações e efeitos quadráticos nas variáveis de resposta. Para tanto, foram realizadas análises de regressão múltipla e análise de variância (ANOVA) para cada variável de resposta. O nível de significância adotado para estas análises foi de 0,05, ou seja, ao se aceitar a hipótese de que o modelo representa significativamente os pontos experimentais, ou que um fator controlável influencia a variável de resposta, há, no máximo, uma probabilidade de 5% desta hipótese não ser verdadeira. Todos os detalhes acerca das ferramentas estatísticas utilizadas encontram-se detalhados no trabalho de Nanni e Ribeiro (1991).

## 4.2 MATRIZ: SOLO-CIMENTO

Nesta seção, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, módulo de resiliência, compressão triaxial drenada, tração na flexão, fadiga e retração para as matrizes de solo-cimento.

### 4.2.1 Ensaio de resistência à compressão não-confinada

Foram realizados ensaios de resistência à compressão não-confinada para matrizes de solo-cimento de forma que fosse determinado, com base na NBR 12253 (ABNT, 1992), o teor mínimo de cimento necessário para que se atingisse uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura. Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 4.1. A Figura 4.1, PC (%) *versus*  $q_u$  (kPa) mostra um crescimento linear da resistência à compressão não-confinada com o acréscimo do teor de cimento (para valores de PC variando de 0 a 12%), confirmando os resultados relatados na literatura por outros autores (Saxena e Lastrico, 1978; Clought et. al, 1981; Núñez, 1991; Prietto, 1996), porém com outros tipos de agente cimentante, como por exemplo cimento Portland comum e cimento Portland Pozolânico. O teor de cimento necessário para que se atinja uma resistência de 2,1 MPa aos 7 dias de cura é 7,0%. Convém salientar que a adição de pequenas quantidades de cimento produz ganhos de resistência muito significativos, para ambos os tipos de cimento.

Tabela 4.1 - Resultados (valores médios) dos ensaios de compressão não-confinada para matrizes de solo-cimento

Porcentagem de cimento, PC (%)	Valores médios de $q_u$ (kPa)
0	200
3	976
4	1380
5	1740
6	1980
7	2340
8	2840
10	3210
12	3850

Nota: parâmetros de compactação obtidos da curva de compactação do solo

Na Figura 4.2, estão apresentados resultados da evolução da resistência à compressão não-confinada com o tempo para os dois teores de cimento utilizados neste trabalho. Pode observar-se que: para o teor mais baixo de cimento (PC = 3,5%), o patamar de resistências constantes é atingido em idade inferior ao daquele com maior teor de cimento (PC = 7,0%), o que demonstra que, para PC = 3,5%, todo o agente cimentante é consumido logo nas primeiras idades (até 7 dias), o que não ocorre para PC = 7,0%, onde o patamar de resistências constantes é atingido apenas aos 14 dias. Assim a determinação de parâmetros de projeto (módulo de resiliência, resistência à tração e à tração na flexão e vida de fadiga) com amostras curadas durante 14 dias é bastante satisfatória, uma vez que as reações de cimentação estão praticamente concluídas e os parâmetros de resistência e deformabilidade já podem ser considerados constantes.

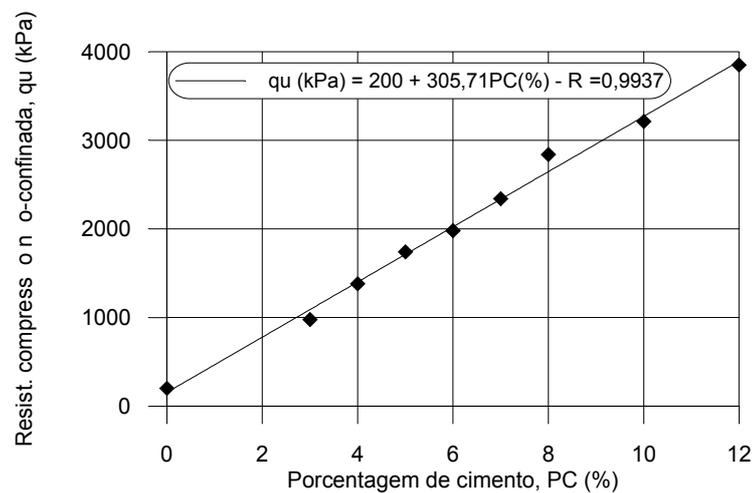


Figura 4.1 - Relação entre porcentagem de cimento PC (%) e médias das resistências à compressão não-confinada (kPa) para matrizes de solo-cimento

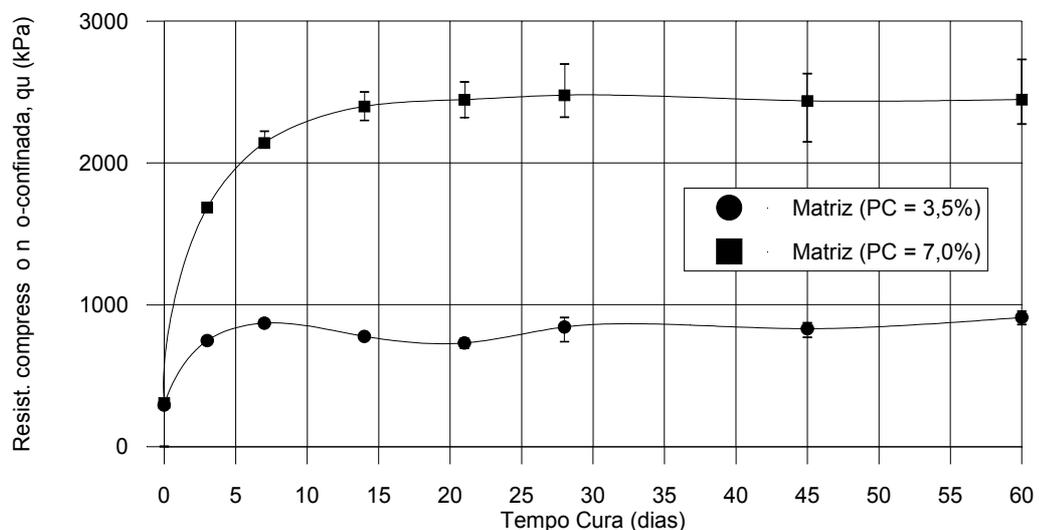


Figura 4.2 - Relação entre tempo de cura (dias) e médias das resistências à compressão não-confinada (kPa) para matrizes de solo-cimento

Na Tabela 4.2, são apresentados os resultados obtidos para matrizes com PC = 3,5 e 7,0%, utilizando parâmetros de compactação das respectivas curvas de 3,5 e 7,0% de PC. Estes resultados servirão como base de comparação entre os ensaios realizados com reforços fibrosos.

Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de compressão não-confinada (kPa) para matrizes de solo-cimento

Porcentagem de cimento, PC (%)	
3,50%	7,00%
878	2009
861	2102
-	2220
Média: 870	2111

#### 4.2.2 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Na Tabela 4.3 e na Figura 4.3, estão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados com matrizes cimentadas variando-se o percentual de cimento de 0 a 12%. Todos estes ensaios foram realizados com os parâmetros de compactação do solo e com corpos-de-prova 5 x 10 cm.

Tabela 4.3 - Resultados (valores médios) dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (kPa) para matrizes de solo-cimento

Porcentagem de cimento, PC (%)	Valores médios de $q_{ut}$ (kPa)
0	22
3	68
5	149
7	210
9	352
11	460
12	447

Na Tabela 4.4, são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados nas matrizes cimentadas com PC = 3,5 e 7,0%, utilizando-se parâmetros das respectivas curvas de compactação e utilizando-se amostras com 10 cm de

diâmetro e 6 cm de altura. Estes resultados servirão como padrão de comparação para os ensaios realizados com reforços fibrosos.

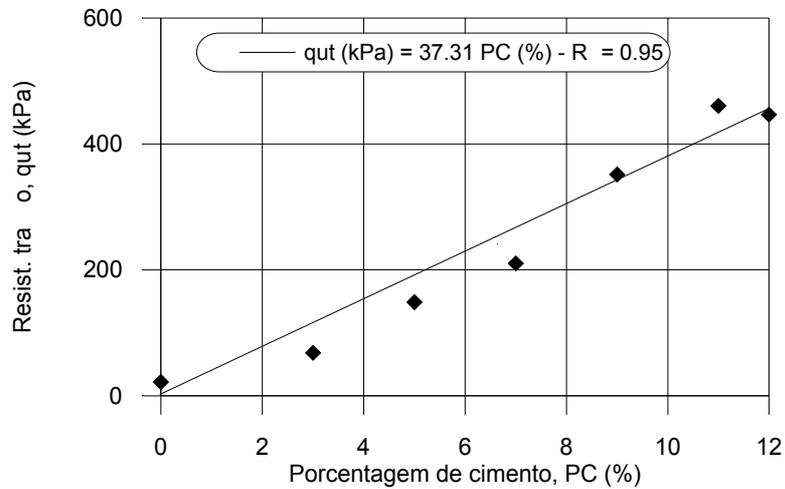


Figura 4.3 - Relação entre porcentagem de cimento PC (%) e resistência à tração por compressão diametral (kPa) para matrizes de solo-cimento

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios à tração por compressão diametral (kPa) para matrizes de solo-cimento

Porcentagem de cimento, PC (%)	
3,50%	7,00%
247	379
246	340
-	355
Média: 247	358

#### 4.2.3 Ensaio de módulo de resiliência

Na Tabela 4.5, são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral realizados nas matrizes cimentadas com PC = 3,5 e 7,0%, utilizando parâmetros das respectivas curvas de compactação. Estes resultados servirão como base de comparação com os ensaios realizados com reforços fibrosos.

Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa) por compressão diametral para matrizes de solo-cimento

Porcentagem de cimento, PC (%)	
3,50%	7,00%
9437	11789
8525	11026
-	10270
Média: 8981	11028

#### 4.2.4 Ensaio de resistência à tração na flexão

Na Tabela 4.6 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizado em vigotas de solo-cimento. O percentual de cimento utilizado foi 7,0% e os parâmetros de compactação obtido da curva de compactação do solo + 7,0% de cimento. Estes resultados servirão como padrão de comparação para os ensaios realizados com amostras reforçadas com fibras.

Tabela 4.6 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão (kPa) para matrizes de solo-cimento (PC = 7,0%)

Amostra N.º	$q_{ur}$ (kPa)
25	689
30	758
31	683
Média:	710

#### 4.2.5 Ensaio 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  $\sigma = a + b \cdot \log N_f$

Na Figura 4.4 e na Tabela 4.7 estão apresentadas os resultados dos ensaios de fadiga para a matriz de solo-cimento sem reforço. O percentual de cimento utilizado foi 7,0%. O modelo que melhor ajustou os pontos experimentais foi:

$$\sigma_f = 737,59 - 11,36 \cdot \log N_f \quad (4.1)$$

onde  $\sigma_f$  é a tensão de tração na flexão medida em ensaios de fadiga, em kPa, e  $N_f$  é o número de ciclos de carga e descarga necessário para levar à ruptura completa da amostra.

O coeficiente de correlação  $R^2$  encontrado foi igual a 0,71, valor este considerado realista e condizente com outros mostrados na literatura que trata de ensaios de fadiga em solo-cimento (Petronius, 1970; Concha, 1986; Ceratti, 1991).

Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de fadiga para matrizes de solo-cimento (PC = 7,0%)

% $q_{ur}$	$\sigma_f$ (kPa)	N
98	695,80	697
93	660,30	7807
90	639,00	551
90	639,00	1196
90	639,00	17470
85	603,50	21000
85	603,50	1000000
80	568,00	1000000
80	568,00	1000000

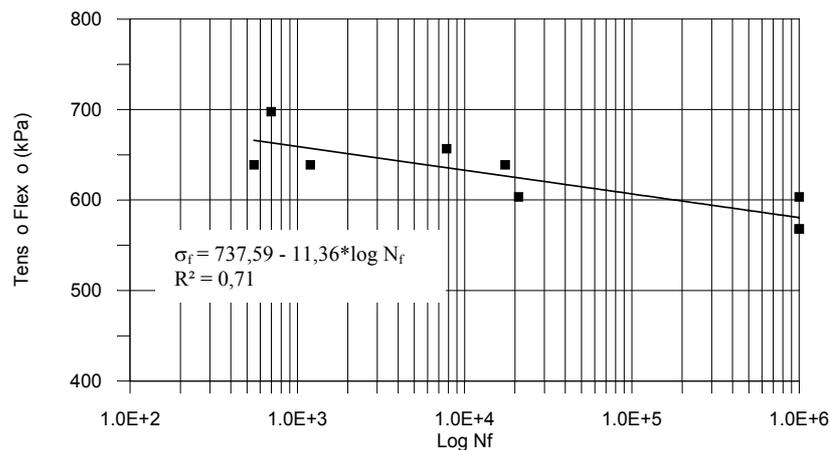


Figura 4.4 - Relação entre a tensão de flexão (kPa) aplicada nos ensaios de fadiga e a vida de fadiga da matriz não-reforçada (PC = 7,0%)

#### 4.2.6 Ensaio de retração

Os resultados dos ensaios de retração são apresentados na Figura 4.5 onde, com a variação do tempo de cura, foi observada a redução no tamanho do corpo de prova, neste caso é apresentada a percentagem de redução em relação ao comprimento inicial da vigota. Foram testadas duas matrizes, com percentuais de cimento iguais a 3,5 e 7,0%. Os resultados encontrados mostraram-se condizentes com os encontrados na literatura (George, 1968b; Pitta, 1985) e concordantes de forma que com a variação do percentual de cimento de 3,5 para 7,0% houve um acréscimo na retração final medida.

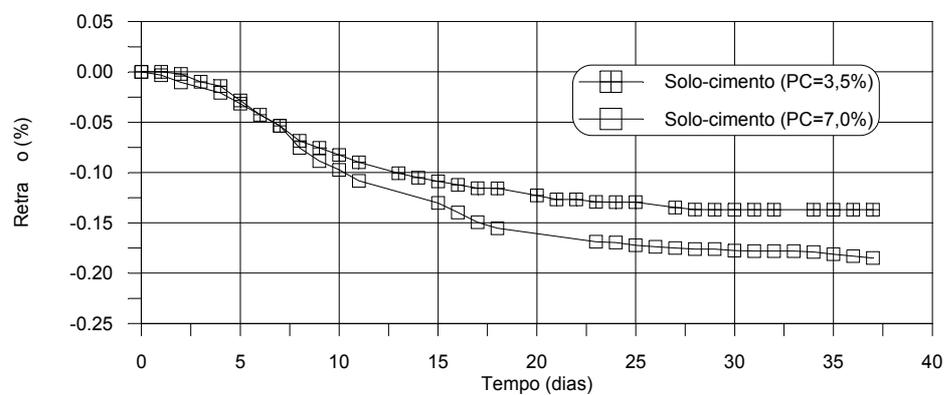


Figura 4.5 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura da matriz não-reforçada

#### 4.2.7 Ensaio drenado de resistência à compressão triaxial

A Figura 4.6 (a) e (b) mostra, respectivamente, o comportamento tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial do solo em estado compactado e do solo-cimento, material utilizado como uma das matrizes cimentadas neste estudo (PC = 7,0%).

Pode ser observado, tanto na Figura 4.6 quanto na Tabela 4.8, que as principais características mecânicas obtidas nos ensaios triaxiais são fortemente influenciadas pela adição de cimento. A característica dúctil do solo compactado, para qualquer nível de tensão confinante, é substituída pela fragilidade da matriz cimentada. Tipicamente, estes materiais cimentados apresentam uma leve diminuição de volume até um ponto próximo à deformação de ruptura e, após, um comportamento expansivo. A resistência à compressão triaxial aumenta significativamente com a adição do agente cimentante, ou seja, a cimentação aumenta o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno do material.

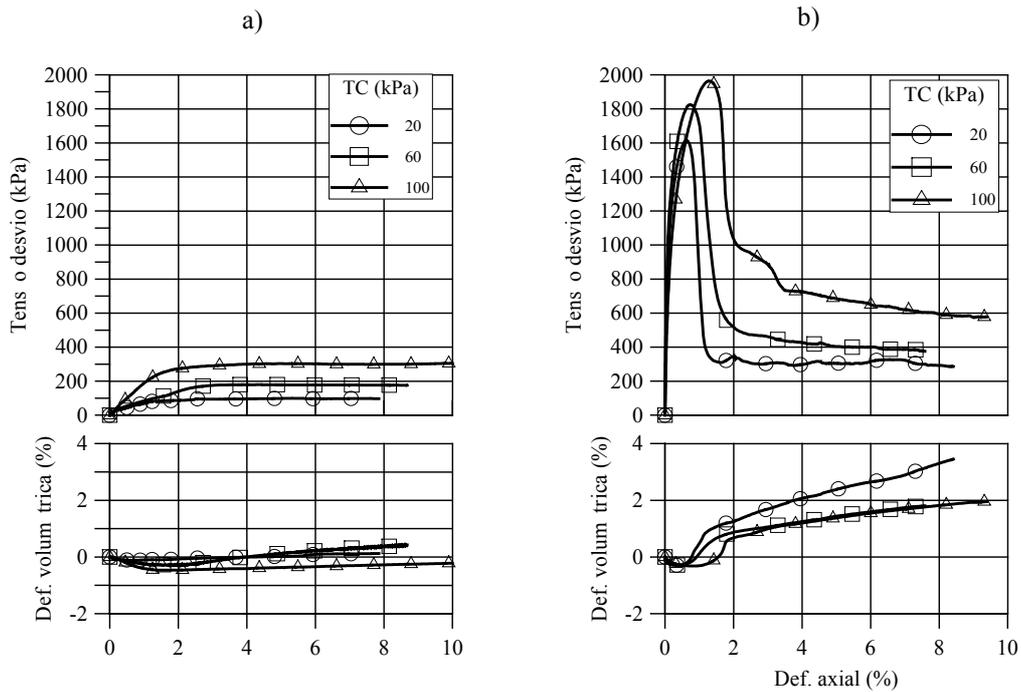


Figura 4 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial  
 a) solo compactado  
 b) matriz cimentada (PC = 7,0%)

Em relação a fragilidade da matriz, nota-se que, com o aumento da tensão confinante há uma redução no  $I_f$ , corroborando assim com os estudos de Yoshinaka e Yamabe (1981) realizado com amostras de rochas brandas.

Tabela 4.8 - Propriedades mecânicas do solo compactado e da matriz cimentada

Ensaio	$q_{rup}$ (kPa)	$q_{ult}$ (kPa)	$\epsilon_{a(rup)}$ (%)	$E_{s(0,01\%)}$ (MPa)	$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	$E_{def(rup)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$I_f$	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (°)	$c'_{ult}$ (kPa)
Solo compactado PC=0; TC=20	100	98	5,30	164	23	4	10	0,02	35	5	35	3
Solo compactado PC=0; TC=60	179	176	3,51	40	23	4	17	0,06				
Solo compactado PC=0; TC=100	303	300	4,53	98	12	11	27	0,01				
Matriz cimentada PC=7; TC=20	1614	287	0,62	2617	983	8	41	4,62	43	328	42	29
Matriz cimentada PC=7; TC=60	1824	376	0,73	3430	1113	11	57	3,85				
Matriz cimentada PC=7; TC=100	1964	577	1,28	1329	935	19	86	2,40				

Nota: PC(%),TC(kPa)

### 4.3 SOLO-CIMENTO REFORÇADO COM FIBRAS TIPO I

Nesta seção serão apresentados os resultados dos ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, módulo de resiliência, compressão triaxial drenada, tração na flexão, fadiga e retração para as matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras do tipo I.

#### 4.3.1 Ensaio de resistência à compressão não-confinada

Os resultados dos ensaios de compressão não-confinada para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras do tipo I são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Resultados dos ensaios de compressão não-confinada (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo I

				Comprimento da Fibra, CF (mm)			
				12 mm		36 mm	
Porcentagem de cimento, PC (%)	3,50%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	1014	1119	1298	1150
			0,50	1228	1328	1245	1170
			0,75	1201	1111	1330	1223
	7,00%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	2475	2278	2181	2447
			0,50	2500	2637	2526	2715
			0,75	2360	2680	2693	2265

Nota: Valores de  $q_u$  (kPa) para matriz cim.: 870 = 3,5% (PC) e 2111 = 7,0% (PC)

A análise de regressão múltipla, a partir dos resultados apresentados na tabela 4.9, indicou o modelo apresentado abaixo (equação 4.2) como sendo o mais apropriado para a previsão da resistência à compressão não-confinada do solo cimentado reforçado com fibra tipo I.

$$q_u \text{ (kPa)} = 1570 + 625.PC + 355.PF.PF \quad (4.2)$$

Esse tipo de modelo é determinado através de regressões múltiplas, utilizando-se dos níveis codificados dos valores de PC (-1 para 3,5 e 1 para 7,0% de cimento), PF (-1 para 0,25, 0 para 0,50% e 1 para 0,75% de fibra) e CF (-1 para 12 mm e 1 para 36 mm de comprimento). Neste caso particular foi utilizado o valor das amostras sem reforço nas análises. O coeficiente de determinação ajustado ( $R^2_{ajust.}$ ) é igual a 0,941, ou seja 94,1 da variabilidade de  $q_u$  é explicado pelo modelo; o erro padrão de estimativa  $\epsilon_p$ , é 162 kPa.

O modelo indica que, dos fatores estudados, a porcentagem de cimento (PC) e, de forma quadrática, o percentual de fibra (PF), tem efeito significativo sobre  $q_u$ . A Figura 4.7 (a) mostra a superfície de resposta, a qual é gerada a partir do modelo, para  $q_u$  quando PC e PF.PF variam, e a Figura 4.6 (b) confronta os valores previstos pelo modelo e os valores experimentais. Este tipo de resultado, indica a importância da adição fibrosa nesta variável de resposta, sendo observado um incremento no valor de  $q_u$  para qualquer adição fibrosa do tipo I.

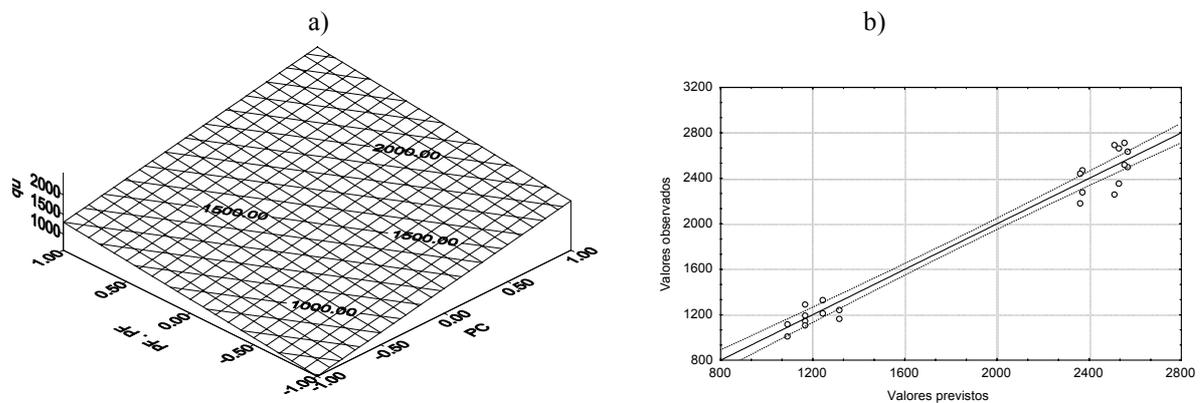


Figura 4.7 - Resultados da análise de regressão

(a) Superfície de resposta  $q_u$  x PC x PF.PF

(b) Comparação entre valores previstos e observados (kPa)

O tipo de gráfico apresentado na Figura 4.7, comumente conhecido como superfície de resposta, tem como objetivo tornar mais fácil a visualização da variação dos dois fatores mais influentes (inclinação dos eixos X ou Y) na variável de resposta (eixo Z). Convém salientar que, para uniformização das escalas dos eixos X e Y, adotou-se, como já é comum em estatística, trabalhar com os níveis codificados, os quais variam sempre de  $-1$  a  $1$ .

Analisando os valores de resistência à compressão não-confinada da matriz cimentada sem reforço em relação à mesma reforçada com fibras dos tipo I (Tabela 4.9), mostra-se claro o efeito benéfico da adição de fibras na resistência à compressão não-confinada das amostras reforçadas, aumentando em todos os casos o valor de  $q_u$ , quando adicionadas fibras à matriz.

#### 4.3.2 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

A Tabela 4.10 apresenta os resultados dos ensaios à tração por compressão diametral em amostras cimentadas reforçadas com fibras do tipo I.

A análise de regressão múltipla, a partir dos resultados apresentados na Tabela 4.10, indicou o modelo

$$q_{ut} \text{ (kPa)} = 210 + 44.PC - 7.CF + 3.PF.CF \quad (4.3)$$

como adequado para representar os pontos experimentais dos ensaios apresentados, sendo o  $R^2_{ajust.}$  igual a 0,910 e o erro padrão de estimativa,  $\varepsilon_p$ , de 14 kPa. O modelo indica que os fatores mais importantes que influenciam positivamente na variável de resposta, são a porcentagem de cimento (PC) e a interação entre porcentagem de fibra (PF) e o comprimento de fibra (CF) e, negativamente, o comprimento de fibra (CF). As Figuras 4.8 (a) e (b) apresentam, respectivamente, a superfície de resposta  $q_{ut} \times PC \times CF$  e a comparação entre os valores previstos e observados.

Tabela 4.10 - Resultados dos ensaios à tração por compressão diametral (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo I

		Comprimento da Fibra, CF (mm)							
		12 mm			36 mm				
Porcentagem de cimento, PC (%)	3,50%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	191	198	201	167	172	173
			0,50	170	159	-	160	152	174
			0,75	180	176	166	194	159	187
	7,00%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	257	276	303	261	264	-
			0,50	234	265	290	251	250	-
			0,75	261	288	-	257	263	234

Nota: Valores de  $q_{ut}$  (kPa) para matriz cimentada: 247 = 3,5% (PC) e 358 = 7,0% (PC)

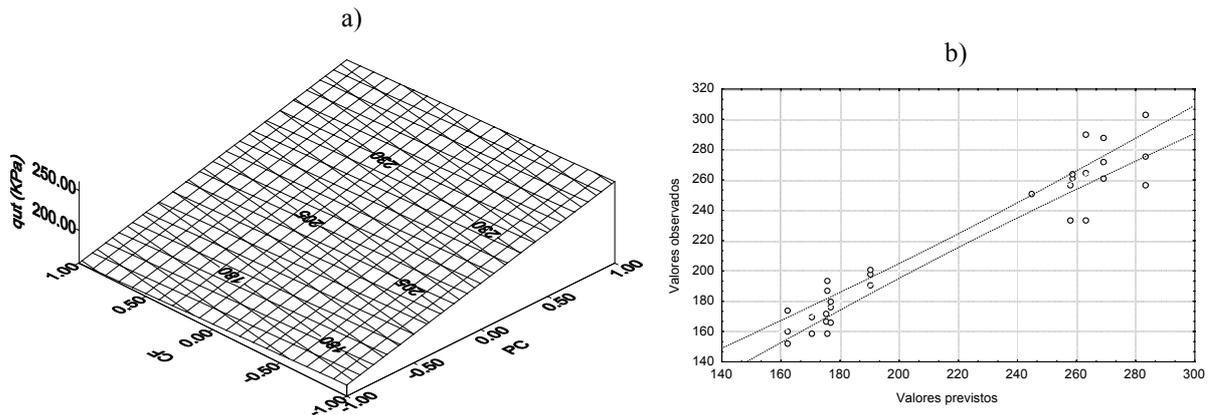


Figura 4.8 - Resultados da análise de regressão  
 (a) Superfície de resposta  $q_{ut}$  x PC x CF (PF = 0,5%)  
 (b) Comparação e entre valores previstos e observados (kPa)

#### 4.3.3 Ensaio de módulo de resiliência

Na Tabela 4.11, são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral para a matriz cimentada reforçada com fibras do tipo I. Baseado nestes resultados, a análise de regressão múltipla definiu o seguinte modelo:

$$M_r \text{ (MPa)} = 8375 + 2786.PC - 872.PF + 754.CF.PF \quad (4.4)$$

o qual indica como fatores significativos a porcentagem de cimento (PC) e a porcentagem de fibra (PF) (de forma negativa) dentre os fatores principais e a interação entre comprimento de fibra (CF) e porcentagem de fibra (PF). O coeficiente de determinação ajustado ( $R^2_{ajust.}$ ) encontrado é igual a 0,931 e o erro padrão de estimativa,  $\epsilon_P$ , é 799 MPa.

Já era de se esperar a maior influência do PC sob esta variável de resposta, bem como a redução no valor do módulo com o aumento no percentual de fibra, afinal estamos adicionando um elemento menos rígido dentro da matriz de solo-cimento. O comprimento da fibra aliado ao seu percentual aumentam o valor de  $M_r$ , o que pode ser resultado de uma melhor ancoragem dentro da matriz.

Tabela 4.11 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa) por compressão diametral para amostras reforçada com fibras do tipo I

			Comprimento da Fibra, CF (mm)						
			12 mm			36 mm			
Porcentagem de cimento, PC (%)	3,50%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	7154	7353	8283	7276	6370	6633
			0,50	6627	5968	6230	4007	5192	-
			0,75	6168	7258	-	3931	4215	-
	7,00%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	11644	11912	12311	13212	12759	-
			0,50	9591	10771	-	12423	12089	12348
			0,75	11505	9288	-	12875	9745	-

Nota: Valores de Mr (MPa) para matriz cimentada: 8981 = 3,5% (PC) e 11028 = 7,0% (PC)

A Figura 4.9 (a) apresenta a superfície de resposta para Mr quando PC e PF variam concomitantemente. Observa-se a forte influência do percentual de cimento sobre a variável de resposta, bem como o efeito negativo do percentual de fibra. A Figura 4.9 (b) mostra a comparação entre valores previstos e observados.

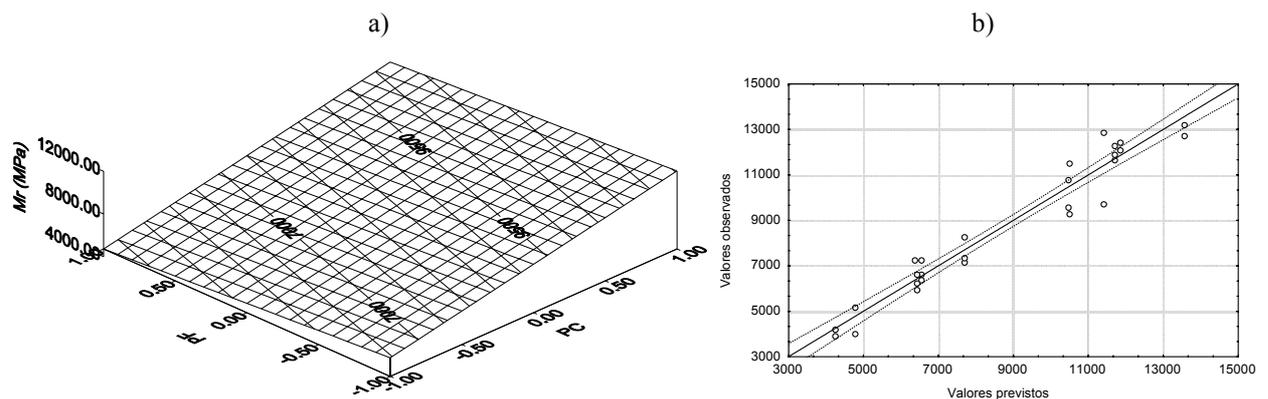


Figura 4.9 - Resultados da análise de regressão  
 (a) Superfície de resposta Mr x PC x PF (CF = 36 mm)  
 (b) Comparação entre valores previstos e observados (MPa)

#### 4.3.4 Ensaio de resistência à tração na flexão

Na Tabela 4.12 e na Figura 4.10 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizado em vigotas de solo-cimento reforçadas com 0,5% de fibras do tipo I com 36 mm de comprimento, o percentual de cimento utilizado foi 7,0%. Estes resultados indicam um acréscimo no valor de  $q_{uf}$  para as vigotas reforçadas, bem como um comportamento pós-ruptura diferenciado da matriz, a qual é caracterizada por um comportamento essencialmente frágil.

Tabela 4.12 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão (kPa) para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibra tipo I (PF = 0,50%)

Amostra N.º	$q_{uf}$ (kPa)
6	776
7	834
9	760
10	735
Média:	776

Nota: Valores de  $q_{uf}$  (kPa) para matriz cimentada: 710 kPa

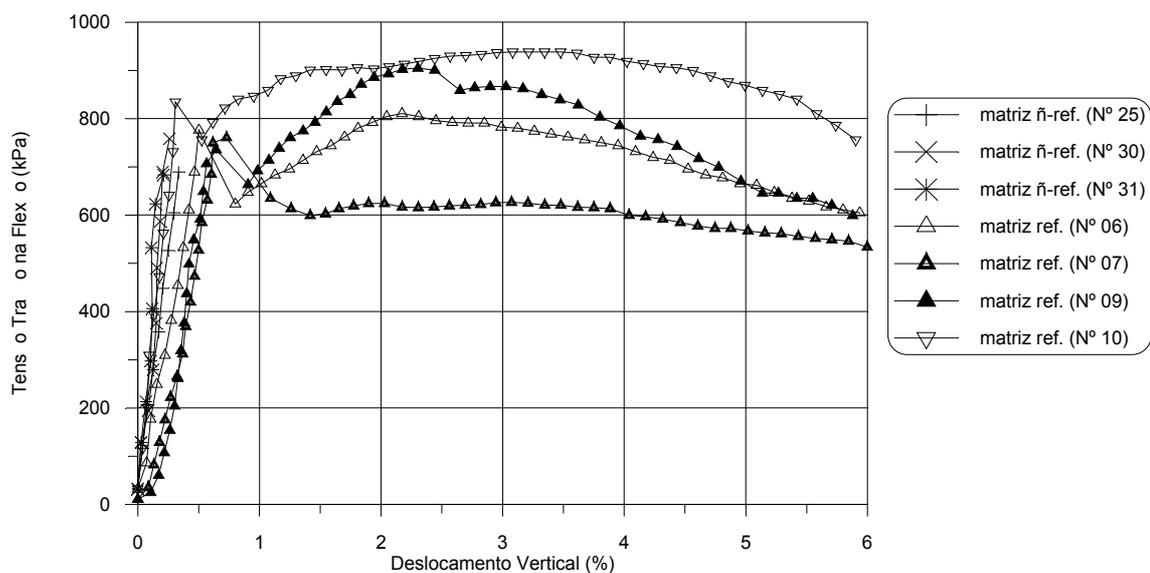


Figura 4.10 - Curvas tensão de tração na flexão x deslocamento vertical

#### 4.3.5 Ensaio de fadiga

Na Tabela 4.13 são apresentados os resultados dos ensaios de fadiga para a matriz (PC = 7,0%) reforçada com fibras do tipo I, PF = 0,5% e CF = 36 mm. Na Figura 4.11 está apresentada a curva de fadiga encontrada, a curva do material utilizada como matriz também é apresentada na mesma figura, de modo a estabelecer comparação entre ambas.

Tabela 4.13 - Resultados dos ensaios de fadiga para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras tipo I

% $q_{uf}$	$\sigma_f$ (kPa)	N
98	760,48	935
98	760,48	4961
90	698,40	32225
90	698,40	5145
90	698,40	7983
90	698,40	22089
90	698,40	5137
85	659,60	1000000
85	659,60	1000000

O modelo:

$$\sigma_f = 827,41 - 12,461 \cdot \log N_f \quad (4.5)$$

ajustou de forma adequada os pontos experimentais obtidos nos ensaios de fadiga, sendo o coeficiente de correlação,  $R^2$ , igual a 0,69.

Observa-se na figura 4.11 uma sobreposição da curva do material com reforço, bem com um deslocamento para a direita dos pontos ensaiados com 90% de  $\sigma_f$ , o que comprova a eficiência das fibras quando o material é solicitado a carregamento cíclico. Não se tem notícia de ensaios de fadiga em compósitos geotécnicos relatados na literatura que trata a este respeito.

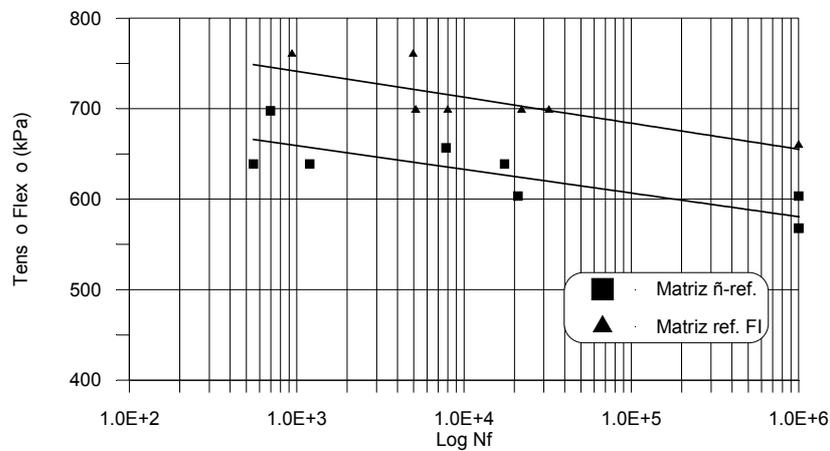


Figura 4.11 - Comparação entre a vida de fadiga da matriz ñ-reforçada e reforçada com fibras do tipo I

#### 4.3.6 Ensaio de retração

Na Figura 4.12 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de retração com a matriz reforçada com 0,5% de fibra do tipo I (PC = 7,0%) juntamente com o da matriz sem reforço. Apesar daquela apresentar uma retração final maior, a diferença é muito pequena e o número de ensaios reduzido de forma que não pode ser estabelecido um padrão de comportamento.

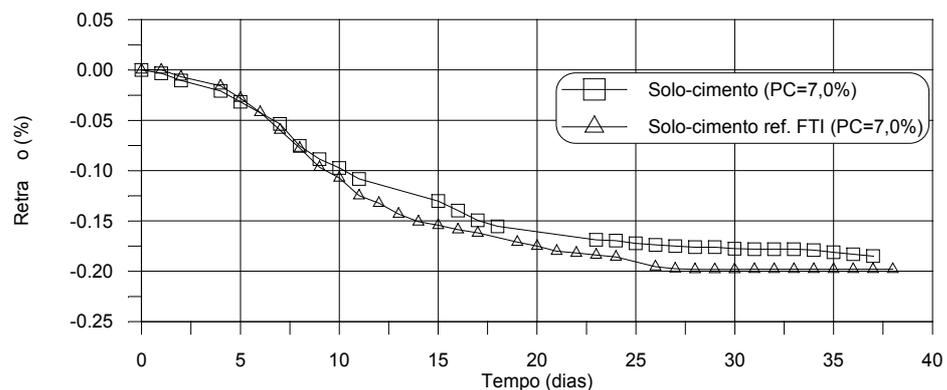


Figura 4.12 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura da matriz reforçada com fibras do tipo I

#### 4.3.7 Ensaio drenado de resistência à compressão triaxial

As curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica obtidas nos ensaios de

compressão triaxial para a matriz cimentada reforçada com fibras do tipo I são apresentadas na Figura 4.13. Com a finalidade de comparar o comportamento mecânico entre a matriz reforçada e a não reforçada, são mostrados, também nesta figura, as curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica obtidas do material utilizado como matriz. Na Tabela 4.14, é apresentado um resumo dos resultados obtidos, onde se evidencia a influência das fibras tipo I nas variáveis medidas.

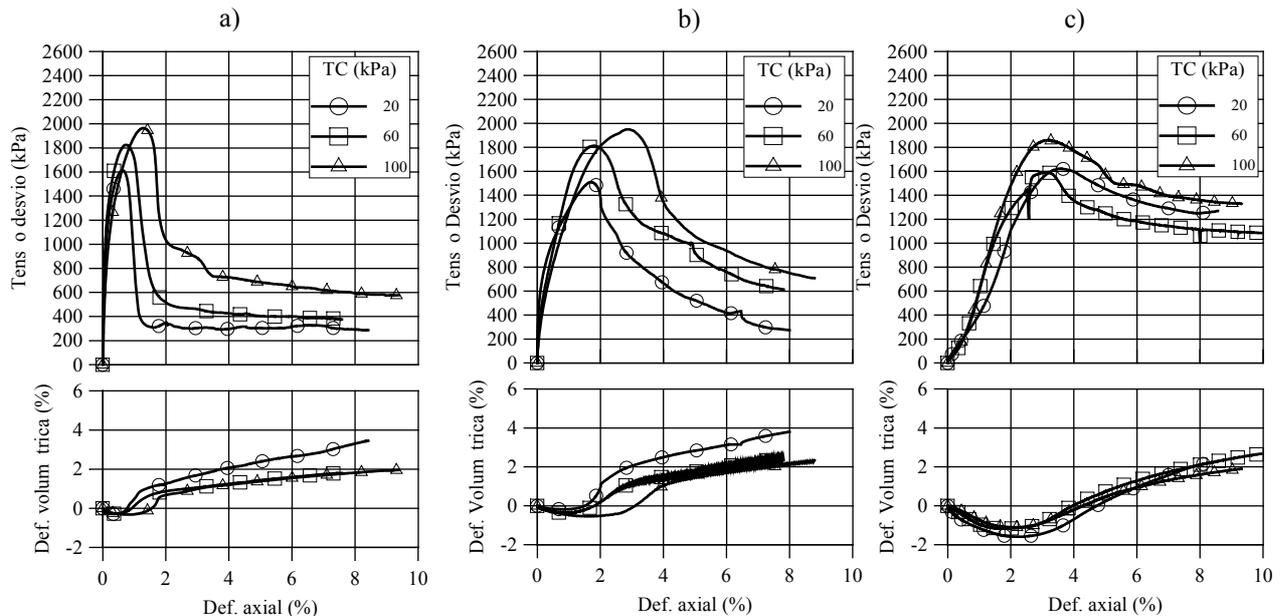


Figura 4.13 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial  
 a) matriz cimentada (PC = 7,0%)  
 b) matriz cimentada reforçada com fibra tipo I (CF = 12 mm; PF = 0,5%)  
 c) matriz cimentada reforçada com fibra tipo I (CF = 36 mm; PF = 0,5%)

De maneira geral, observa-se que a inclusão deste tipo de fibra reduz sensivelmente  $q_{rup}$  e aumenta a deformabilidade do solo-cimento, caracterizada pela deformação de ruptura ( $\epsilon_{a(rup)}$ ) e módulo de deformação ( $E_s$ ). Quanto à tenacidade, verifica-se um aumento expressivo na capacidade de absorção de energia da matriz reforçada, proporcional ao comprimento da fibra. Percebe-se, também, uma redução bastante expressiva no índice de fragilidade, o que caracteriza um comportamento mais dúctil do material, também mais acentuado para o comprimento maior de fibra. O comportamento de variação volumétrica é bem mais “suave”, não sendo verificado o comportamento dilatante tão acentuado, característico da matriz não-reforçada.

Na Figura 4.13 (c), a qual mostra o comportamento tensão desvio x deformação axial, pode ser observada uma variação pouco comum de crescimento do módulo de elasticidade

com a deformação axial, acredita-se que seja necessário uma pequena deformação para que este tipo de fibra comece a suportar cargas e desta forma aumentar o módulo de elasticidade.

Tabela 4.14 - Propriedades mecânicas da matriz cimentada e cimentada reforçada com fibra do tipo I

Ensaio	$q_{rup}$ (kPa)	$q_{ult}$ (kPa)	$\epsilon_{a(rup)}$ (%)	$E_{s(0,01\%)}$ (MPa)	$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	$E_{def(rup)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$I_f$	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (°)	$c'_{ult}$ (kPa)
Matriz ã-reforçada PC=7; PF=0; TC=20	1614	287	0,62	2617	983	8	41	4,62	43	328	42	29
Matriz ã-reforçada PC=7; PF=0; TC=60	1824	376	0,73	3430	1113	11	57	3,85				
Matriz ã-reforçada PC=7; PF=0; TC=100	1964	577	1,28	1329	935	19	86	2,40				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=12; TC=20	1509	265	1,68	1029	364	19	65	4,69	44	319	44	52
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=12; TC=60	1813	500	1,78	950	417	22	96	3,07				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=12; TC=100	1951	625	2,86	983	343	40	112	2,11				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=36; TC=20	1622	1268	3,55	228	59	32	120	0,27	42	319	48	153
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=36; TC=60	1592	1085	3,16	235	45	29	112	0,46				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=36; TC=100	1862	1328	3,20	194	44	34	135	0,40				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

#### 4.4 SOLO-CIMENTO REFORÇADO COM FIBRAS TIPO II

Nesta seção, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, módulo de resiliência, compressão triaxial drenada, flexão, fadiga e retração para as matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras do tipo II.

##### 4.4.1 Ensaio de resistência à compressão não-confinada

Os resultados dos ensaios executados para avaliar a influência da adição de fibras do tipo II na resistência à compressão não-confinada ( $q_u$ ) do solo areno-siltoso cimentado artificialmente são apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Resultados dos ensaios de compressão não-confinada (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo II

				Comprimento da Fibra, CF (mm)			
				12 mm		36 mm	
Porcentagem de cimento, PC (%)	3,50%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	892	1081	951	975
			0,50	878	1003	985	1071
			0,75	974	960	1014	1010
	7,00%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	2153	2307	2347	2052
			0,50	2501	2527	2153	2396
			0,75	2317	2324	2530	2429

Nota: Valores de  $q_u$  (kPa) para matriz cim.: 870 = 3,5% (PC) e 2111 = 7,0% (PC)

A partir destes resultados, realizou-se uma análise de regressão múltipla, incluindo-se os valores das amostras sem reforço, e constatou-se que o modelo que representa de forma adequada os dados experimentais é:

$$q_u \text{ (kPa)} = 1530 + 646.PC + 169 PF.PF + 67 PC.PF \quad (4.6)$$

Observa-se, as influências principais do percentual de cimento PC, do efeito quadrático PF.PF, e da interação PC.PF, na resistência à compressão não-confinada. Este resultado indica para a importante influência da fibra nesta variável de resposta, principalmente para o maior percentual de cimento (importância da ancoragem para fibras mais rígidas). O coeficiente de determinação ajustado ( $R^2_{ajust.}$ ) encontrado é igual a 0,972 e o erro padrão de estimativa  $\epsilon_P$ , é 115 kPa.

A Figura 4.14 (a) mostra a superfície de resposta, que é gerada a partir do modelo, para  $q_u$  quando PC e PF.PF variam, e a Figura 4.14 (b) confronta os valores previstos pelo modelo e os valores experimentais.

Analisando os valores de resistência à compressão não-confinada da matriz cimentada não-reforçada e reforçada do fibras dos tipo II, cujos valores são apresentados na Tabela 4.14, verifica-se claramente o efeito das inclusões fibrosas no acréscimo na resistência, aumentando em todos os casos o valor de  $q_u$ .

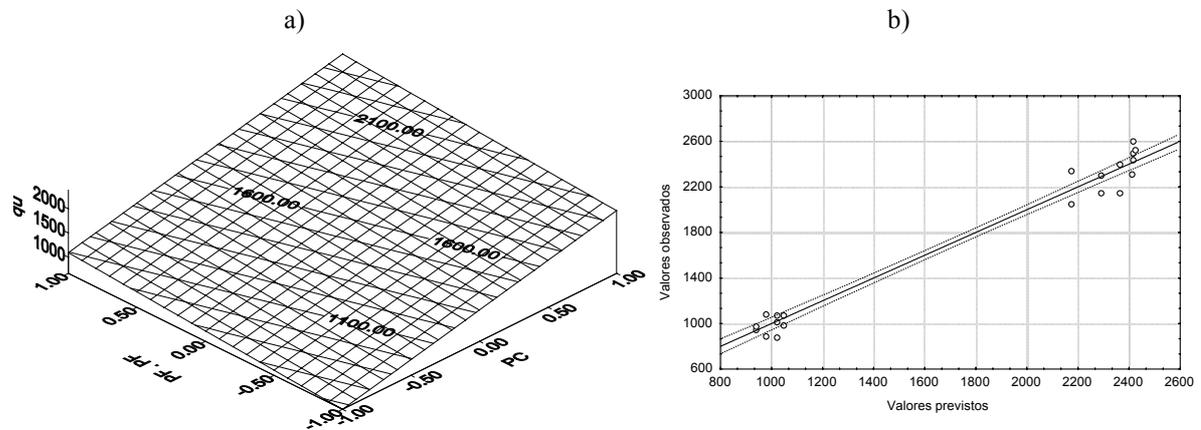


Figura 4.14 - Resultados da análise de regressão  
 (a) Superfície de resposta  $q_u$  x PC x PF.PF (PC = 7,0%)  
 (b) Comparação entre valores previstos e observados (kPa)

#### 4.4.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Na Tabela 4.16, são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral para todos os níveis realizados de PC, PF e CF em amostras cimentadas com inclusões de fibra tipo II.

Baseado nestes resultados, a análise de regressão múltipla indicou o seguinte modelo:

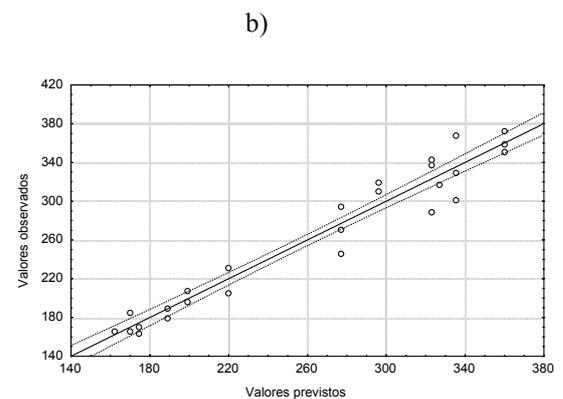
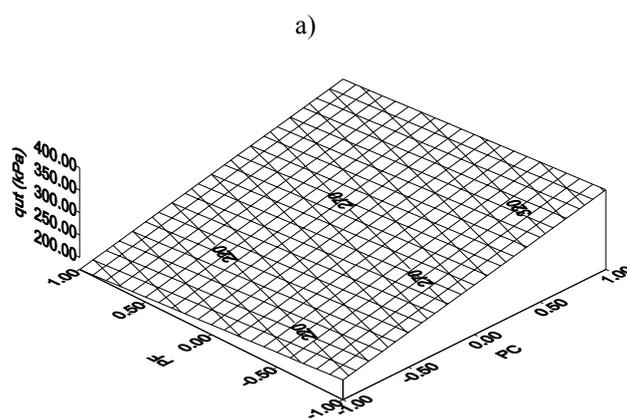
$$q_{ut} \text{ (kPa)} = 249 + 67.PC - 22.PF + 13.CF.PF \quad (4.7)$$

o qual indica como influência positiva os fatores PC e a interação entre CF e PF e de forma negativa o PF sendo o  $R^2_{ajust.}$  igual a 0,938 e o  $\varepsilon_p$  18 kPa. Este modelo está plotado na Figura 4.15 (a) ( $q_{ut}$  x PC x CF), a qual mostra, através da inclinação dos respectivos eixos, a influência positiva de PC e negativa de PF sobre a variável investigada  $q_{ut}$ . Na Figura 4.15 (b), estão apresentados os valores previstos *versus* observados.

Tabela 4.16 - Resultados dos ensaios à tração por compressão diametral (kPa) para amostras reforçada com fibras do tipo II

		Comprimento da Fibra, CF (mm)							
		12 mm			36 mm				
Porcentagem de cimento, PC (%)	3,50%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	232	231	206	197	208	-
			0,50	179	179	190	170	164	-
			0,75	166	166	195	166	166	-
	7,00%	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	317	317	-	351	359	373
			0,50	320	310	-	330	302	368
			0,75	295	246	271	343	338	289

Nota: Valores de  $q_u$  (kPa) para matriz cimentada: 247 = 3,5% (PC) e 358 = 7,0% (PC)



análise de regressão  
x PC x CF (CF = 36 mm)

(b) Comparação entre valores previstos e observados (kPa)

#### 4.4.3 Ensaio de módulo de resiliência

A Tabela 4.17 sintetiza os resultados dos ensaios de módulo de resiliência realizados para avaliar a influência de PC, PF e CF sobre o módulo de resiliência ( $M_r$ ) do solo cimentado reforçado com fibras de polipropileno tipo II.

Tabela 4.17 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MPa) por compressão diametral para amostras reforçada com fibras do tipo II

			Comprimento da Fibra, CF (mm)						
			12 mm			36 mm			
Porcentagem de cimento, PC (%)	3,50 %	Porcentagem de fibra PF (%)	0,25	6744	7684	7476	9636	9164	-
			0,50	6042	6243	-	8788	9146	-
			0,75	6920	7187	8060	7758	7766	-
	7,00%		0,25	9882	12714	11690	17281	16399	17151
			0,50	12203	11837	-	13930	15438	14949
			0,75	10016	10718	9804	16463	14383	-

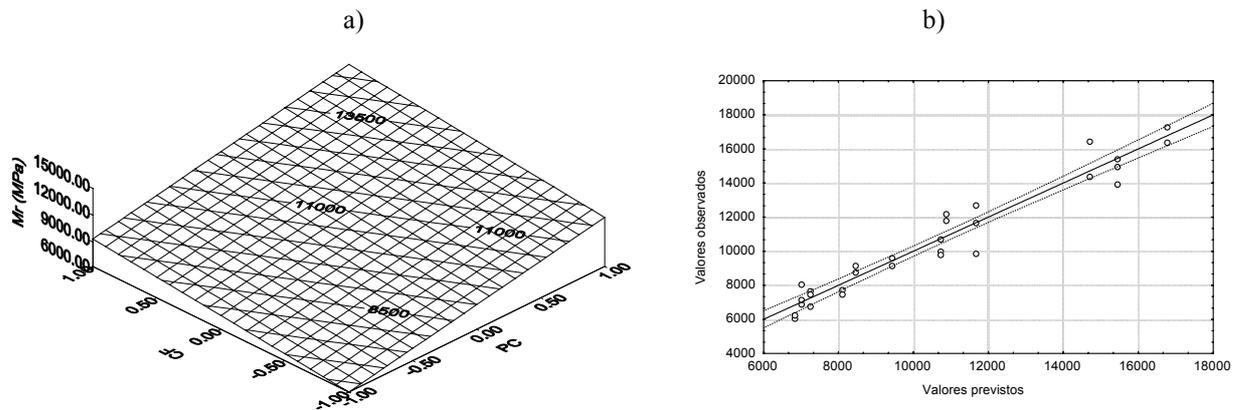
Nota: Valores de Mr (MPa) para matriz cimentada: 8981 = 3,5% (PC) e 11028 = 7,0% (PC)

Da análise de regressão múltipla resultou o modelo

$$Mr \text{ (MPa)} = 10393 + 2759.PC + 1548.CF - 727.CF.PC - 570 PF \quad (4.8)$$

para estimar o módulo de resiliência do solo cimentado reforçado com fibras tipo II. O coeficiente de determinação ajustado ( $R^2_{\text{ajust.}}$ ) encontrado é igual a 0,934 e o erro padrão de estimativa  $\epsilon_p$ , igual a 910 MPa. Como esperado, PC foi o fator de maior influência sobre Mr. A contribuição do comprimento da fibra (CF) também é bastante expressivo, demonstrando a importância do uso de fibras mais longas para se atingir valores mais elevados de Mr, enquanto o fator PF influenciou negativamente. O modelo apresenta ainda a interação significativa e negativa entre CF e PC, ou seja, sozinhos eles contribuem de forma positiva; entretanto, há uma interferência de CF sobre PC, e vice versa, de forma a reduzir o Mr.

A Figura 4.16 (a) mostra, graficamente, a influência de PC e CF sobre Mr. Observa-se a contribuição principal de PC e também importante contribuição de CF. A Figura 4.16 (b) confronta os pontos experimentais com os valores previstos pelo modelo.



#### 4.4.4 Ensaio de resistência à tração na flexão

Na Tabela 4.18 e na Figura 4.17 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizado em vigotas de solo-cimento reforçadas com 0,5% de fibras do tipo II com 36 mm de comprimento, o percentual de cimento utilizado foi 7,0% e os parâmetros obtido da curva de compactação com 7,0% de cimento. Estes resultados indicam um acréscimo considerável no valor de  $q_{uf}$  para as vigotas reforçadas.

Tabela 4.18 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão (kPa) para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibra tipo II (PF = 0,5%)

Amostra N.º	$q_{uf}$ (kPa)
5	780
6	852
8	840
Média:	824

Nota: Valores de  $q_{uf}$  (kPa) para matriz cimentada: 710 kPa

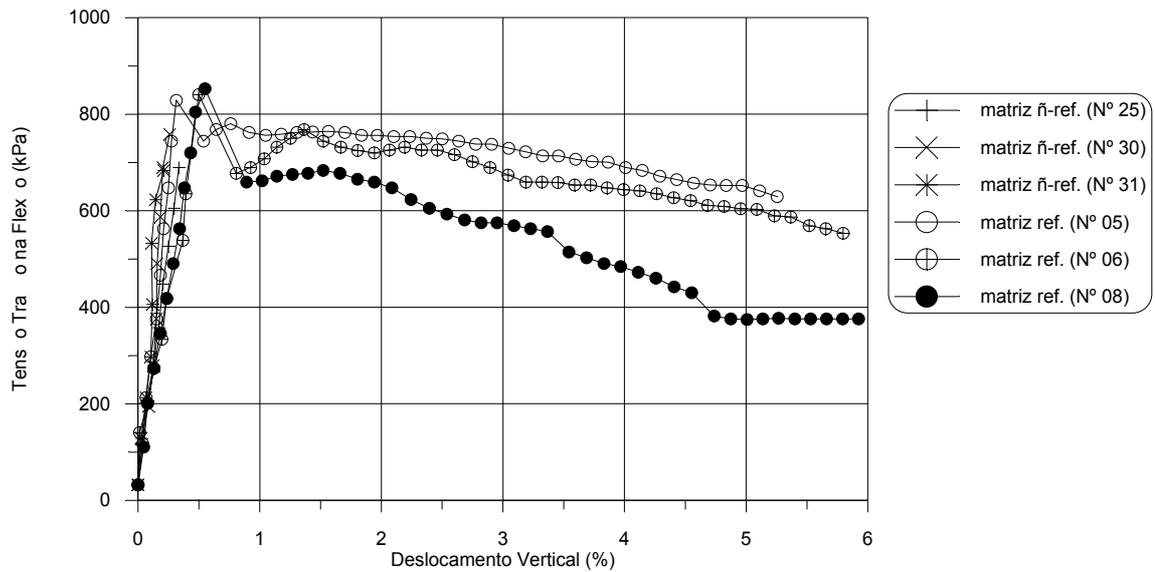


Figura 4.17 - Curvas tensão de tração na flexão x deslocamento vertical

#### 4.4.5 Ensaio de fadiga

Na Tabela 4.19 são apresentados os resultados obtidos em ensaios de fadiga para a matriz (PC = 7,0%) reforçada com fibras do tipo II, PF = 0,5% e CF = 36 mm. Na Figura 4.18 está apresentada a curva de fadiga encontrada, a curva do material utilizada como matriz também é apresentada na mesma figura, de modo a estabelecer comparação entre ambas.

Tabela 4.19 - Resultados dos ensaios de fadiga para matrizes de solo-cimento reforçadas com fibras tipo II

$\% q_{uf}$	$\sigma_f$ (kPa)	N
95	782,8	870
90	741,6	3380
90	741,6	3956
90	741,6	1437
90	741,6	40531
85	700,4	29863
80	659,2	5138
80	659,2	1000000
75	618,0	1000000
75	618,0	1000000

O modelo abaixo (equação 4.9) ajustou de forma adequada os pontos experimentais obtidos nos ensaios de flexão alternada, sendo o coeficiente de correlação  $R^2 = 0,70$

$$\sigma_f = 877,06 - 17,43 \cdot \log N_f \quad (4.9)$$

Observa-se na Figura 4.18 uma sobreposição da curva do material com reforço, bem com uma maior inclinação da mesma. Maiores consideração acerca destes resultados serão feitas no Capítulo 5.

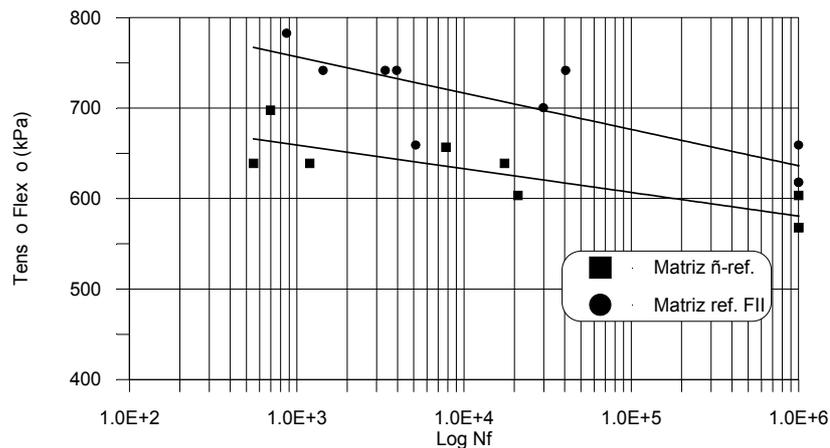


Figura 4.18 - Comparação entre a vida de fadiga da matriz não-reforçada e reforçada com fibras do tipo II

#### 4.4.6 Ensaio de retração

Na Figura 4.19 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de retração com a matriz reforçada com 0,5% de fibra do tipo II juntamente com o da matriz sem reforço (PC = 7,0%). Pode-se observar a inexistência de influência da fibra na variação do comprimento da amostra.

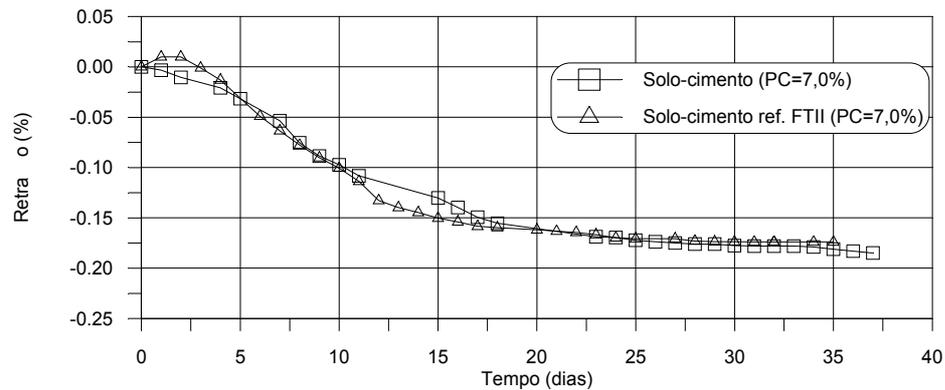


Figura 4.19 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura da matriz reforçada com fibras do tipo II

#### 4.4.7 Ensaio drenado de resistência à compressão triaxial

Na Figura 4.20, são apresentadas as curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica obtidas nos ensaios de resistência à compressão triaxial para a matriz cimentada e reforçada com fibras do tipo II. Na Tabela 4.20, é apresentado um resumo dos resultados obtidos, onde se evidencia a influência das fibras tipo II nas variáveis medidas.

De maneira geral, a inclusão deste tipo de fibra aumenta a tensão desvio de ruptura ( $q_{rup}$ ) e reduz a deformabilidade da matriz. Quanto à tenacidade, verifica-se um tímido aumento na capacidade de absorção de energia da matriz reforçada, proporcional ao comprimento da fibra. Percebe-se, também, uma redução no índice de fragilidade com o aumento do comprimento da fibra.

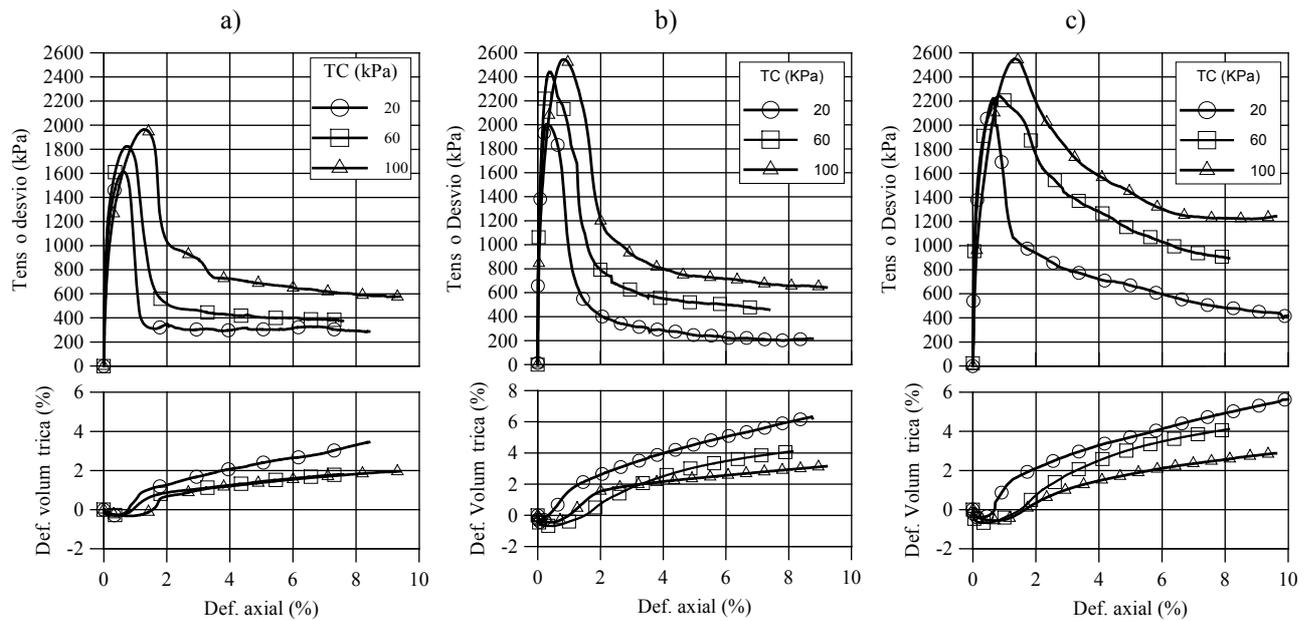


Figura 4.20 - Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial  
 a) matriz cimentada (PC = 7,0%)  
 b) matriz cimentada reforçada com fibra tipo II (CF = 12 mm; PF = 0,5%)  
 c) matriz cimentada reforçada com fibra tipo II (CF = 36 mm; PF = 0,5%)

Tabela 4.20 - Propriedades mecânicas da matriz cimentada e cimentada reforçada com fibra tipo II

Ensaio	$q_{rup}$ (kPa)	$q_{ult}$ (kPa)	$\varepsilon_{a(rup)}$ (%)	$E_{s(0,01\%)}$ (MPa)	$E_{s(0,1\%)}$ (MPa)	$E_{def(rup)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$I_f$	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (°)	$c'_{ult}$ (kPa)
Matriz ã-reforçada PC=7; PF=0; TC=20	1614	287	0,62	2617	983	8	41	4,62	43	328	42	29
Matriz ã-reforçada PC=7; PF=0; TC=60	1824	376	0,73	3430	1113	11	57	3,85				
Matriz ã-reforçada PC=7; PF=0; TC=100	1964	577	1,28	1329	935	19	86	2,40				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=12; TC=20	2005	205	0,30	7990	1457	5	43	8,78	50	343	47	18
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=12; TC=60	2442	410	0,38	7159	1651	8	74	4,96				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=12; TC=100	2543	640	0,88	3936	2467	18	100	2,88				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=36; TC=20	2223	418	0,65	3721	1228	11	78	4,31	44	436	56	28
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=36; TC=60	2243	885	0,82	3372	1317	15	128	1,53				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,5; CF=36; TC=100	2551	1242	1,32	1038	908	25	156	1,05				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

## CAPÍTULO 5

### 4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

#### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No capítulo anterior, os resultados foram apresentados e analisados preliminarmente com o objetivo de identificar os fatores investigados que exercem influência significativa sobre as propriedades de resistência e deformabilidade dos materiais compósitos fibrosos estudados. No entanto, faz-se necessária uma discussão que concatene as informações resumidas na revisão bibliográfica com os resultados obtidos nesta pesquisa, bem como uma análise global dos resultados, para que se busque a compreensão da relação entre as propriedades mecânicas da matriz e das fibras e o comportamento mecânico do compósito reforçado.

#### 5.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS COMPÓSITOS FIBROSOS

Para que haja o adequado entendimento do comportamento mecânico dos compósitos fibrosos, três aspectos devem ser considerados: comportamento de ruptura, rigidez e comportamento último.

##### 5.2.1 Comportamento de ruptura

Para avaliar a resistência de ruptura dos materiais compósitos fibrosos, utilizaram-se como parâmetros de medida a resistência à compressão não-confinada ( $q_u$ ) e a tensão desvio de ruptura ( $q_{rup}$ ), para esforços de caráter compressivo, a resistência à tração por compressão diametral ( $q_{ut}$ ) e a resistência à tração na flexão ( $q_{uf}$ ), para esforços de tração e as relações de fadiga para caracterizar a resistência dos materiais a esforços de caráter cíclico.

O uso de matrizes de solo-cimento levou ao estudo, para vários teores de cimento, das

características de resistência à compressão não-confinada e a resistência à tração por compressão diametral (os quais foram apresentados no item 4.2). Na Figura 5.1 é apresentada a relação entre  $q_u$  e  $q_{ut}$  para teores de cimento variando de 0 a 12%, a qual confirma observações feitas por Inglês e Metcalf (1972) e Ulbrich (1997), os quais encontraram valores de  $q_{ut}$  aproximadamente 10% de  $q_u$ .

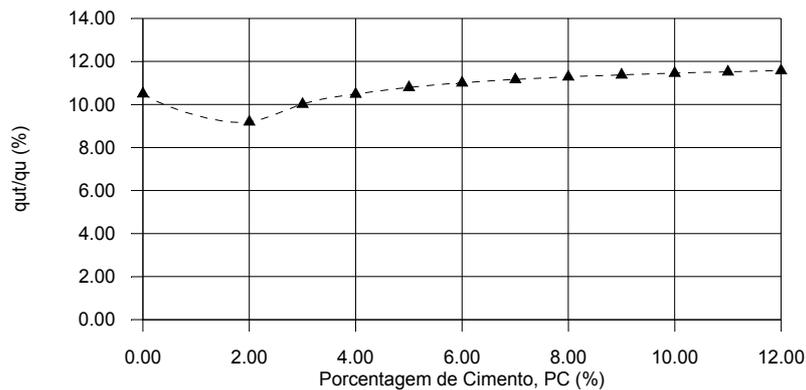


Figura 5.1- Relação entre  $q_u$  e  $q_{ut}$  para PC de 0 a 12%

A Figura 5.2 apresenta todos os resultados obtidos nos ensaios de compressão não-confinada das matrizes cimentadas normalizados de acordo com a respectiva matriz cimentada não-reforçada. A contribuição das fibras no aumento da resistência de ruptura da matriz em que são inseridas depende da natureza da fibra e da matriz (entenda-se percentual de cimento da matriz). Todos os reforços elevaram o valor de  $q_u$ . Entretanto matrizes com PC = 3,5%, reforçadas com fibras do tipo I, foram as que apresentaram maior ganho de resistência em relação à matriz.

Para a fibra tipo II (mais rígida), o que ocorre é que ela é facilmente arrancada da matriz não podendo mobilizar sua total resistência à tração. Ambos os modelos estatísticos indicam a importância do PF (efeito quadrático) e para a fibra tipo II a interação entre PF e PC, indicando a importância da cimentação para este tipo de fibra (aumento da ancoragem). Este tipo de comportamento onde o efeito benéfico da adição de fibra é mais pronunciado para teores mais baixos de cimento, também foi encontrados por Consoli et al. (1999). Ele se deve, provavelmente, a uma menor rigidez da matriz, a qual possibilita o carregamento prematuro dos elementos fibrosos, quando comparado com a matriz com 7,0% de cimento.

De uma forma geral, pode-se observar um acréscimo de resistência até um certo

percentual e, a partir daí, um decréscimo no valor de  $q_u$ . Morel e Gourc (1997) confirmam que o aumento de resistência é uma função direta do teor de fibra até um certo limite, além do qual o reforço se torna ineficaz.

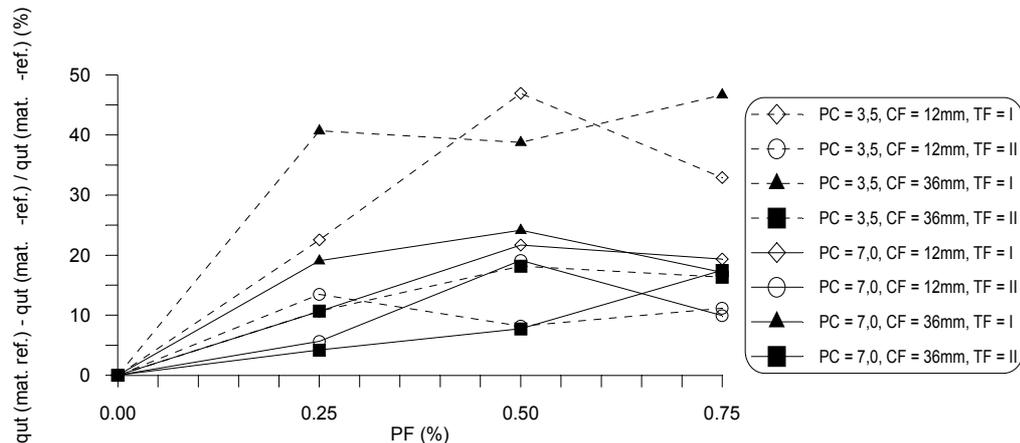
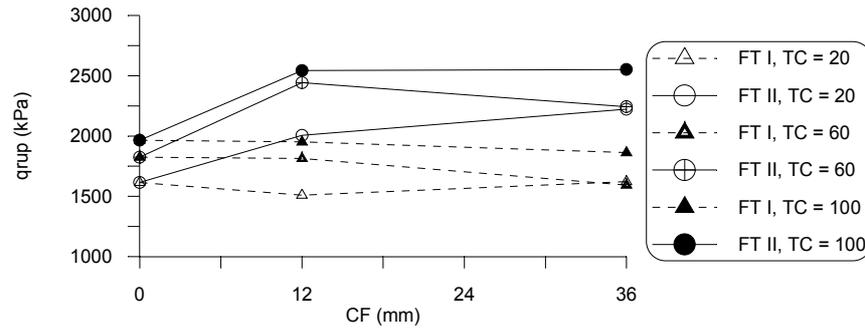


Figura 5.2 - Resultados normalizados dos ensaios de resistência à compressão não-confinada

Ao estabelecer comparação entre os valores de resistência à compressão não-confinada ( $q_u$ ) com os valores de tensão desvio de ruptura ( $q_{rup}$ , apresentados nas Tabelas 4.14 e 4.20 e na Figura 5.3), em uma análise qualitativa, devido à diferença entre tempos de cura, estes com 3 dias e aqueles com 7 dias, fica evidenciada a importância da tensão confinante, a qual possibilita um aumento na tensão normal na superfície fibra/matriz, incrementando de forma mais pronunciada o valor de  $q_{rup}$  para as matrizes reforçadas com fibras do tipo II. Ulbrich (1997) e Montardo (1999) também observaram um aumento nos valores de  $q_u$  e  $q_{rup}$ , principalmente para as fibras mais rígidas.

As Figuras 4.1 e 5.3, confirmam os resultados relatados na literatura por outros autores, para solos cimentados não reforçados (Saxena e Lastrico, 1978; Clought et al., 1981; Chang e Woods, 1992; Prietto et al., 1997), nos quais fica evidenciado que a tensão de ruptura do solo cimentado aumenta com incrementos da tensão de confinamento e com o grau de cimentação.



De um modo geral, a literatura tem mostrado que a resistência dos solos cimentados, tanto naturais quanto artificiais, podem ser adequadamente representados por uma envoltória de Mohr-Coulomb linear definida pelo intercepto coesivo ( $c'$ ), que é uma função somente do teor de cimento, e do ângulo de atrito ( $\phi'$ ), que aparentemente não é afetado pela cimentação. A Figura 5.4 apresenta a variação dos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  versus o comprimento de fibra, para ambas as fibras estudadas.

Pode-se observar um mesmo comportamento para ambas as fibras no que diz respeito a  $\phi'$ , onde as fibras menores aumentam de forma mais significativa o valor do ângulo de atrito interno de pico. Maher e Ho (1994) acreditam que isto se deve ao fato de que, para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz, e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes junto à superfície de ruptura. Maher e Ho (1993) e Consoli et.al (1998) concordam que a inclusão de fibras aumenta a resistência friccional do solo cimentado.

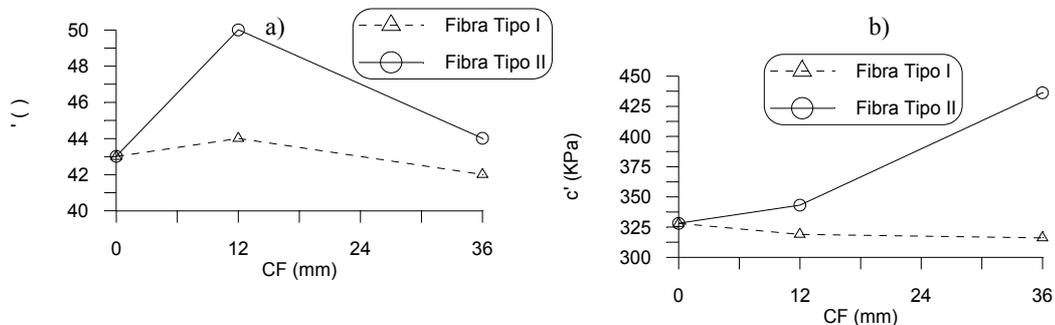


Figura 5.4 - Variação dos parâmetros de resistência do solo cimentado reforçado (PC = 7,0%)  
 a) variação de  $\phi'$  com comprimento da fibra  
 b) variação de  $c'$  com comprimento da fibra

Para o intercepto coesivo de pico,  $c'$ , pode-se observar um comportamento distinto, onde a fibra do tipo II eleva sensivelmente o valor de  $c'$  e a do tipo I o reduz levemente. A provável explicação para este comportamento é que como a fibra tipo II, por ser mais rígida, é solicitada a pequenas deformações, contribuindo para um acréscimo no valor de  $c'$ , esse acréscimo é mais pronunciado para o comprimento de 36 mm, o qual proporciona melhor aderência fibra-matriz. Nota-se que o aumento de  $q_{rup}$  para fibra tipo II de 12 mm é motivada pelo aumento de ambos os parâmetros de resistência, mas notavelmente pelo aumento pronunciado de  $\phi'$ . Para fibras de 36 mm a situação é inversa, o aumento mais pronunciado é no valor da coesão.

A Figura 5.5 apresenta todos os resultados normalizados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados, plotados em função PF. Nota-se, de maneira geral, um decréscimo no valor de  $q_{ut}$  para qualquer adição de reforço, decréscimo este mais acentuado para as matrizes reforçadas com fibras do tipo I. McGown et al. (1978) argumentam que a resistência a tração dos elementos de reforço só será mobilizada se houver deformação do solo envolto ao reforço. Obviamente, a parcela de resistência à tração a ser mobilizada dependerá da magnitude das deformações do solo e, também, da rigidez do reforço. Ora, as fibras tipo II são mais rígidas que as do tipo I. A maior rigidez daquelas fibras permite um desenvolvimento de resistência à tração para níveis baixos de deformação e, conseqüentemente, aumento de  $q_{ut}$ . Quando se adicionam fibras muito extensíveis, perdem-se nódulos de cimentação e, a baixas deformações, as fibras não são solicitadas e, logicamente, esta perda será maior quanto maiores forem as quantidades de fibra utilizados.

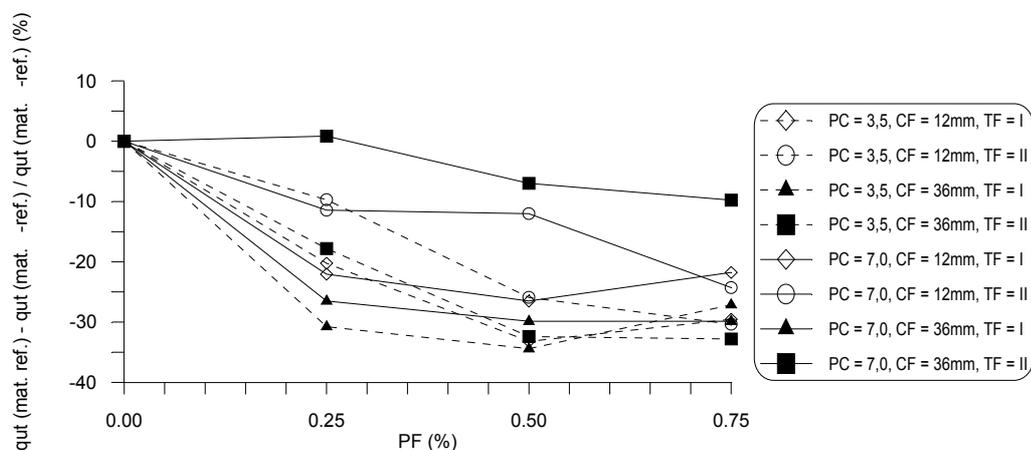


Figura 5.5 - Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral

Maher e Ho (1994) observaram que o aumento no percentual de fibras aumenta a contribuição para resistência à tração, enquanto o aumento no comprimento reduz esta contribuição; entretanto, este não foi o padrão de comportamento observado nos resultados obtidos neste trabalho. O autor julga que, devido ao baixo nível de deformação apresentado nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, este tipo de ensaio pode não ser o mais adequado para o estudo dos materiais compósitos fibrosos.

Na Figura 5.6, são apresentados os resultados que representam o comportamento tensão-deformação dos ensaios de resistência à tração na flexão. Devido à precariedade das medidas de deformação obtidas, o autor não considera conveniente calcular a tenacidade dos materiais através destas figuras, todavia o formato das curvas pode ser utilizado para uma análise qualitativa. Quando comparadas as curvas da matriz cimentada com as cimentadas reforçadas, a diferença é muito expressiva e, corroborando com os ensaios de resistência à compressão triaxial, as fibras do tipo I apresentam um comportamento pós-ruptura mais adequado em relação à do tipo II. Em contrapartida, para o valor de  $q_{uf}$ , as fibras do tipo II demonstraram um melhor desempenho, houve um incremento de 9 e 16% no valor de  $q_{ut}$  para os compósitos reforçados com as fibras tipo I e II respectivamente mas, definitivamente, a maior contribuição do reforço é o aumento significativo na tenacidade para ambos os compósitos fibrosos, corroborando com resultados apresentados por Maher e Ho (1994) quando testaram vigotas de solo reforçadas com fibras.

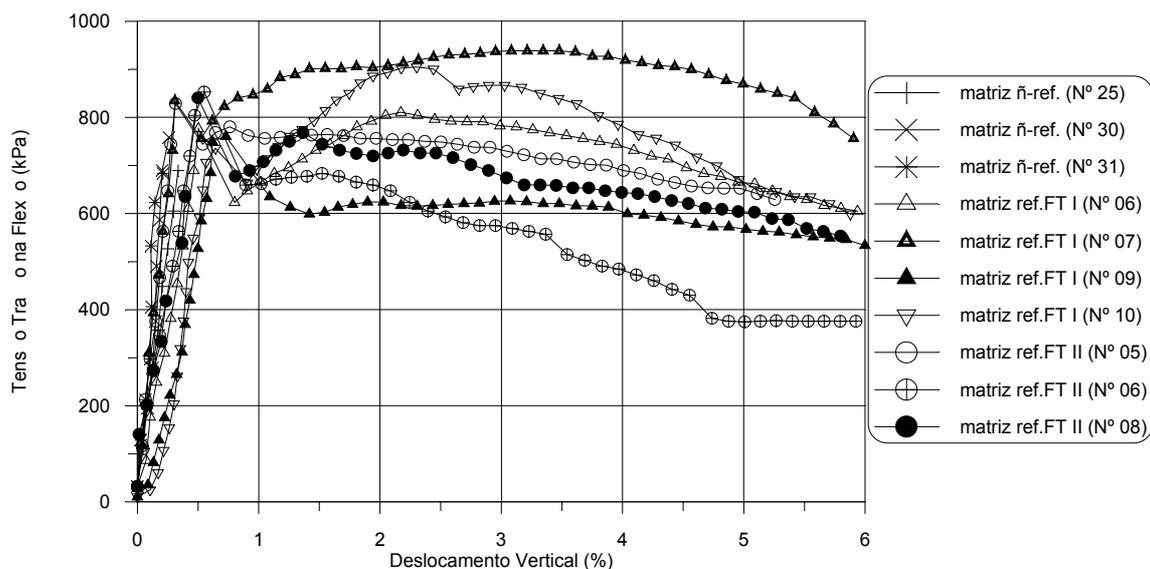


Figura 5.6 - Curvas tensão de tração na flexão x deformação vertical (PC = 7,0%)

Outro fator bastante interessante observado no formato das curvas para as vigotas reforçadas é que, logo após a ruptura da cimentação, há uma queda no valor de  $q_{uf}$ , o qual é

recuperado quando a fibra entra em carga. Comportamentos análogos a este foram apresentados por Taylor (1994) e Hannant (1994) em estudos teóricos para materiais cimentados reforçados com fibras solicitados a esforços de tração na flexão.

Quanto ao comportamento à fadiga, os resultados para as três misturas ensaiadas são apresentados na Figura 5.7, onde podem ser observados os aumentos de  $\sigma_f$  para um dado  $N_f$ , demonstrando o efeito benéfico da adição fibrosa utilizada. Na Figura 5.8, os resultados encontrados são normalizados pela resistência à tração na flexão da matriz, observa-se que a fibra tipo I, por sua melhor interação com a matriz, formando um verdadeiro emaranhado com a mistura solo-cimento, suporta proporcionalmente um maior carregamento, para os valores de N usualmente adotados em projeto, por exemplo, para 90 ou 95% da tensão de ruptura estática, ela suporta um maior número de ciclos N, quando comparada àquela sem reforço ou reforçada com fibras do tipo II.

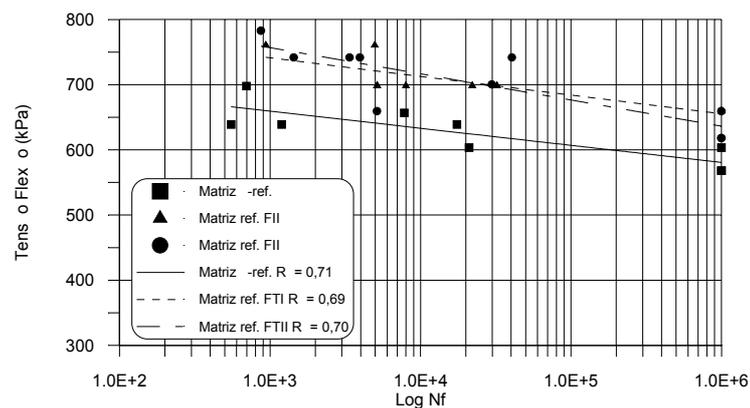


Figura 5.7 - Comparação entre a tensão de tração aplicada nos ensaios de fadiga e a vida de fadiga da matriz não-reforçada e reforçada com fibras

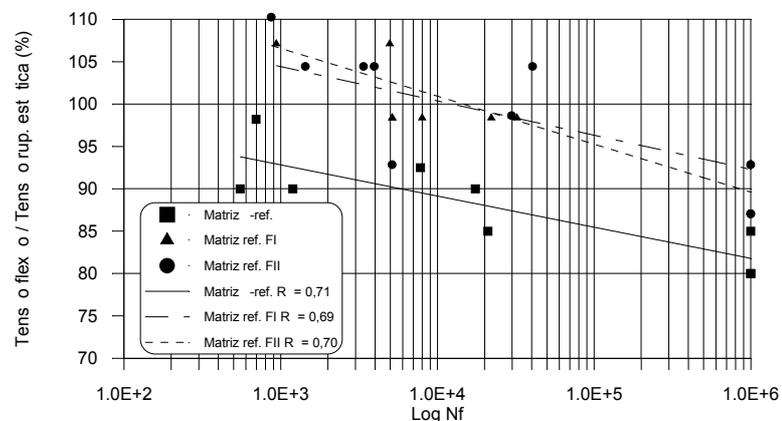


Figura 5.8 - Normalização entre a tensão de tração aplicada e tensão de ruptura estática da matriz em função da vida de fadiga da matriz não-reforçada e reforçada com fibras

Para melhor comparação dos resultados obtidos da matriz cimentada e da mesma reforçada com fibras de polipropileno dos tipos I e II são apresentados na Figura 5.9 as relações obtidas entre vida de fadiga da matriz com e sem reforço. Observa-se que apesar da fibra do tipo II apresentar um ganho maior para valores baixos de  $N_f$ , este valor tende a zero, ao contrário do que ocorre com a fibra tipo I que tende a aumentar esta diferença percentual com a matriz com o aumento de  $N_f$ .

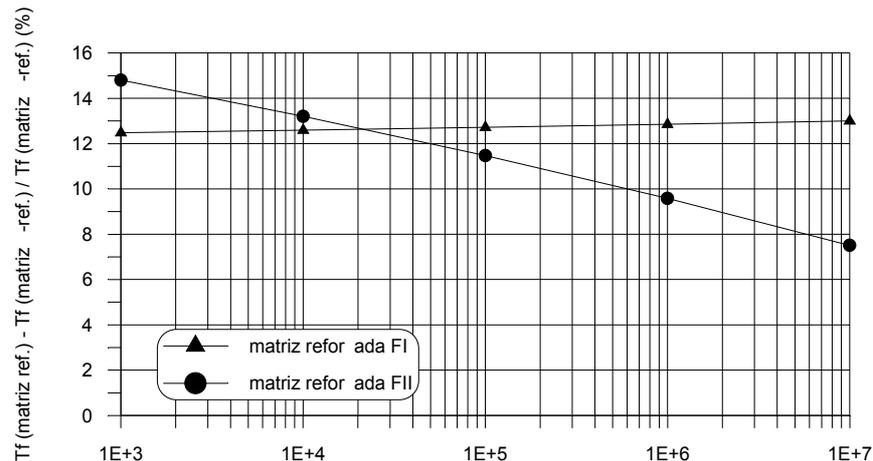
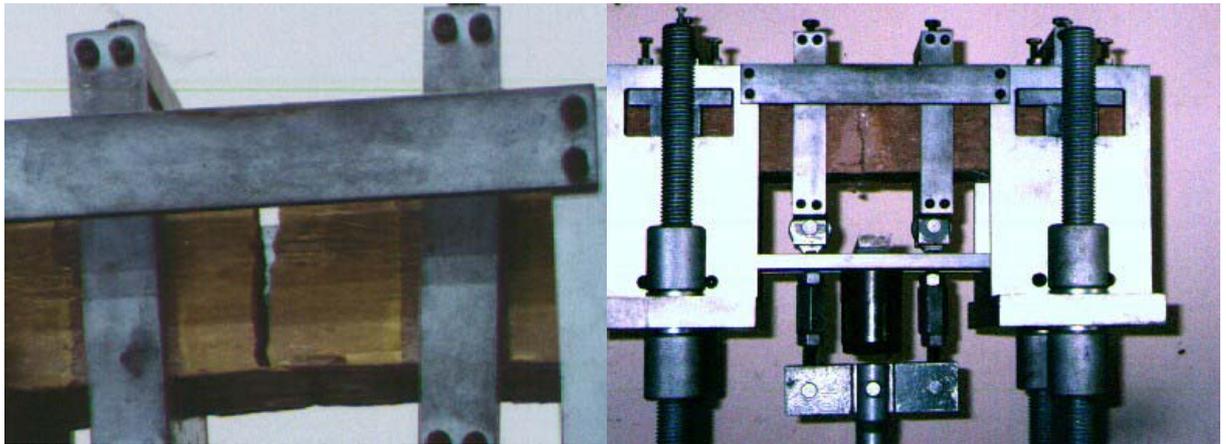


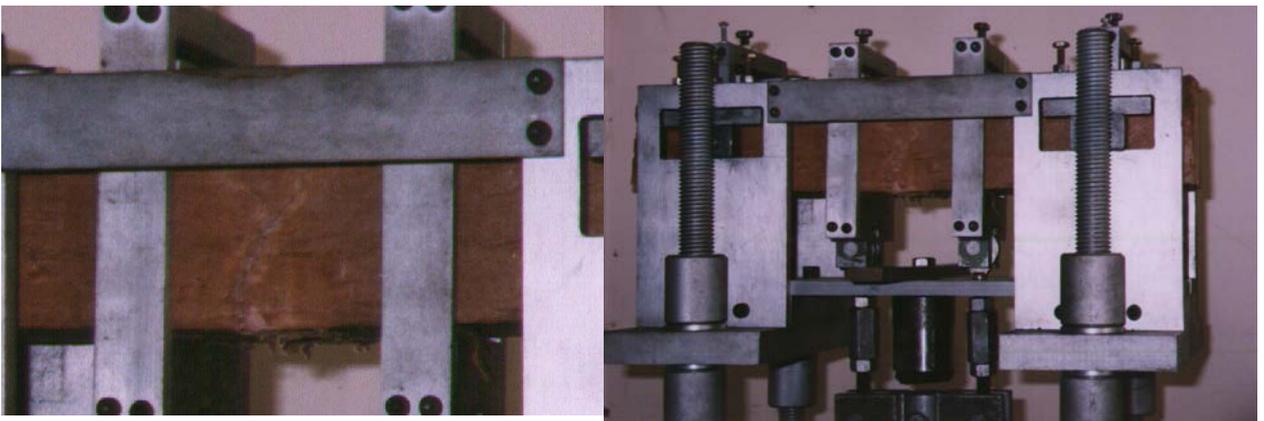
Figura 5.9 - Variação da relação entre  $\sigma_t^{N_f}$  da matriz não-reforçada e  $\sigma_t$  da matriz reforçada em função de  $N_f$

A respeito da forma de ruptura observada pode-se afirmar que uma vez formada a trinca nas vigotas reforçadas, as fibras passam a receber todo o carregamento, funcionando como um elemento inibidor à propagação da trinca, mesmo com deformações bastante superiores à deformação do surgimento da primeira trinca na vigota não-reforçada. Então, ao contrário da viga sem reforço, as vigotas reforçadas não entram em colapso após o início da primeira trinca, alterando, assim, a forma de ruptura, passando de frágil a dúctil. Isto tem o efeito de aumentar o trabalho de fratura, que é definido como tenacidade. Resultados semelhantes a estes foram observados por Vilches (1996) em vigotas de CBUQ com reforço de geotêxteis testadas à fadiga. A Figura 5.10 apresenta de forma ilustrativa a forma de ruptura para a matriz de solo-cimento e para a matriz reforçada com fibras. Notou-se que para os corpos-de-prova reforçados com a fibra do tipo II, há a formação não mais de uma única fissura mas de uma faixa de cisalhamento. Shewbridge e Sitar (1989) afirmam que este tipo de ruptura caracteriza um ganho de ductilidade devido à inclusão de elementos fibrosos.

a)



b)



c)

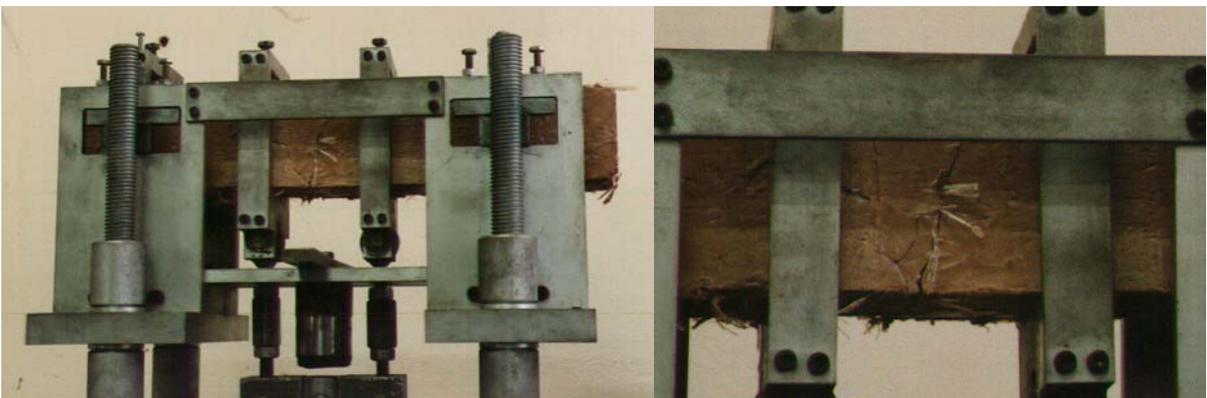


Figura 5.10 - Formas de ruptura observadas nos ensaios de fadiga

a) vigota sem reforço

b) vigota reforçada com fibras do tipo I

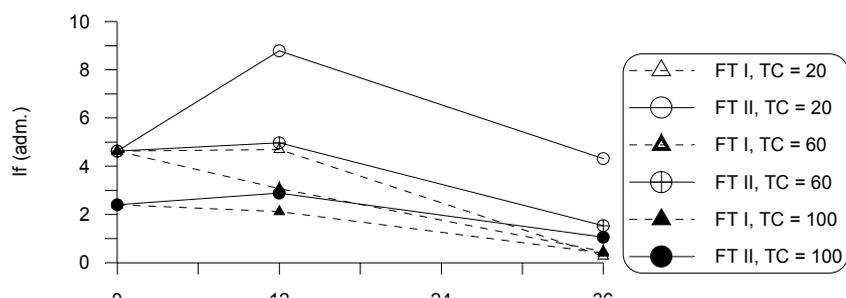
c) vigota reforçada com fibras do tipo II

Um exame dos corpos-de-prova reforçados rompidos mostraram que com fibras do tipo I o mecanismo de ruptura está associado à ruptura das fibras, enquanto que nos reforçados com a tipo II, é devido ao arrancamento das fibras da matriz. Estas observações são concordantes com Taylor (1994), o qual afirma que quanto maior a rigidez da fibra maior a possibilidade dela ser arrancada. A Figura 5.11 tenta ilustrar estas formas de ruptura. Outro fator relevante que já vinha sendo observado em amostras de menores dimensões é a orientação das fibras dentro da matriz; pôde-se observar uma tendência de orientação perpendicular ao esforço de compactação, principalmente para a fibra de maior rigidez, a do tipo II.



Figura 5.11 - Detalhe das formas de ruptura observadas nos ensaios de fadiga  
 b) vigota reforçada com fibras do tipo I  
 c) vigota reforçada com fibras do tipo II

A Figura 5.12 apresenta os resultados obtidos, em ensaios triaxiais, dos valores de  $I_f$  versus comprimento da fibra. O índice de fragilidade ( $I_f$ ) é um índice que representa a perda de resistência após o pico. Conforme definição apresentada no Capítulo 2, materiais com  $I_f$  próximo a zero podem ser considerados dúcteis, enquanto que valores crescentes de  $I_f$  indicam materiais cada vez mais frágeis. De maneira geral, observa-se o efeito benéfico da adição de fibras, principalmente a do tipo I na variável de resposta  $I_f$ , bem como a influência positiva do comprimento da fibra para ambas as fibras testadas.



A adição fibrosa do tipo II, apesar de demonstrar eficiência para o maior comprimento, aumentou o índice de fragilidade da matriz quando reforçada com fibras de 12 mm; este tipo de resultado aponta para a importância do comprimento da fibra no comportamento pós-pico do compósito.

Vários autores (Crockford et al., 1993; Maher e Ho, 1993; Cavey et al., 1995; Lima et al, 1996; Omine et al., 1996; Li e Mitchell, 1997; Consoli et al., 1998; Prietto et al., 1999) têm observado o aumento da capacidade de absorção de energia ou tenacidade de materiais artificialmente cimentados reforçados com fibras quando comparados à matriz sem reforço. Para Taylor (1994), a tenacidade pode ser aumentada com a utilização de fibras longas que apresentem alta deformação de ruptura, como por exemplo, as fibras de polipropileno. A energia consumida, ou absorvida, em uma amostra num ensaio destrutivo é proporcional à área abaixo da curva tensão x deformação, o que na prática representa a capacidade de resistir a propagação de trincas de fadiga. Entretanto, não existe na literatura um consenso sobre até qual deformação deve ser medida esta energia. Na Figura 5.13 (a) e (b), são apresentados, respectivamente, os valores de energia de deformação medidos na ruptura (sugestão do autor) e com deformação axial de 10% (Ulbrich, 1997; Montardo, 1999).

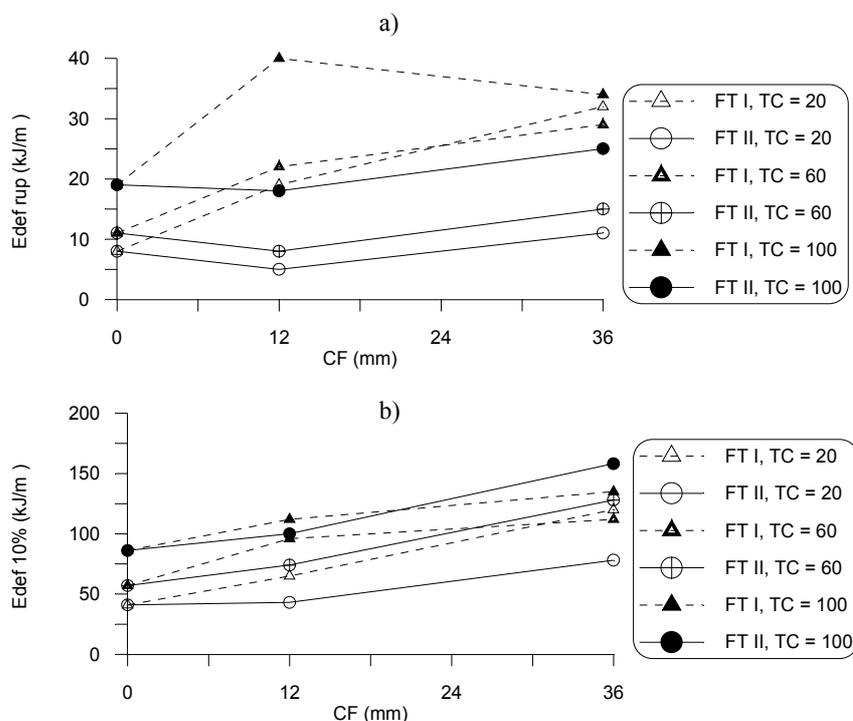


Figura 5.13 - Variação da tenacidade do solo cimentado reforçado (PC = 7,0%)  
a) variação de  $E_{def(rup)}$  com comprimento da fibra  
b) variação de  $E_{def(10\%)}$  com comprimento da fibra

O valor de  $E_{\text{def}(\text{rup})}$  e  $E_{\text{def}(10\%)}$  representa, respectivamente, a energia de deformação absorvida pelos compósitos para atingir a deformação de ruptura ou o pico de resistência e a deformação axial de 10%. Se o solo reforçado e não reforçado tiverem aproximadamente o mesmo modo de ruptura e a mesma resistência de pico, o valor de  $E_{\text{def}(10\%)}$  pode ser utilizado como uma variável de resposta para aferir os efeitos da inclusão do reforço sobre a propriedade de tenacidade dos compósitos fibrosos. No entanto, pode ocorrer que valores absolutos de  $E_{\text{def}(10\%)}$  nivelem compósitos com características de ruptura bem distintas. Só para exemplificar, ambas as fibras utilizadas proporcionam à matriz cimentada praticamente o mesmo valor de energia de deformação quando medido a 10% de deformação axial. Porém as curvas tensão desvio x deformação axial acusam características de ruptura bem distintas, a fibra tipo I proporcionam uma ruptura mais suave, absorvendo mais energia antes da ruptura (ver Figura 4.11), enquanto que a do tipo II absorve energia devido ao grande acréscimo no valor de  $q_{\text{rup}}$  (ver Figura 4.17). O autor julga conveniente que se faça uma análise conjunta observando os valores de energia de deformação medidos até a deformação de ruptura e até o estado último juntamente com os valores de  $I_f$  ou observando o formato das curvas tensão x deformação.

Outra forma de comparação deste tipo de variável de resposta é a análise da evolução dos valores de  $E_{\text{def}}$  ao longo das curvas tensão x deformação. Neste sentido apresenta-se a Figura 5.14, a qual mostra o efeito da inclusão de fibras tipo I e II na evolução da energia de deformação absorvida. A primeira constatação é que para atingir a ruptura ( $\epsilon_{a(\text{rup})} = 3,16\%$ ), a matriz cimentada reforçada com fibras do tipo I absorve aproximadamente 26% da energia total ( $E_{\text{def}(10\%)}$ ), enquanto que a matriz cimentada não-reforçada e reforçada com fibras do tipo II absorvem, até a deformação de ruptura, que é 0,73 e 0,82% respectivamente, 19 e 12% da capacidade total de absorção de energia. Outro fato que pode ser observado é a taxa de crescimento da  $E_{\text{def}}$  ao longo da deformação. Para a matriz sem reforço e a reforçada com fibras do tipo II, nota-se uma quebra na taxa de aumento, o que representa uma mudança na estrutura, impedindo que ela absorva energia na mesma intensidade que vinha absorvendo até o pico. Na matriz reforçada com fibras do tipo I, tal mudança não é verificada, permitindo que o compósito absorva energia de forma continuada, antes e depois do pico de resistência. Considerações semelhantes a esta foram feitas por Montardo (1999) quando comparou compósitos reforçados com fibras de diferentes propriedades mecânicas.

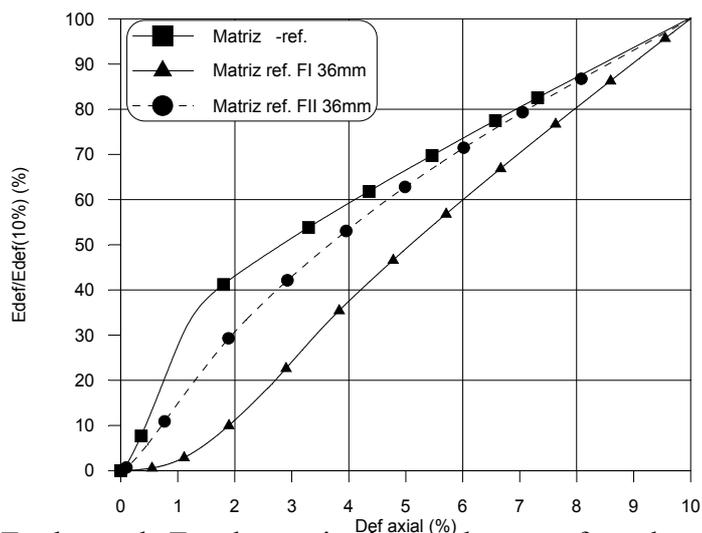


Figura 5.14 - Evolução da  $E_{def}$  da matriz cimentada não-reforçada e reforçada com fibras do tipo I e II de 36 mm (TC = 60 kPa e PC = 7,0%)

Crockford et al. (1993) propuseram em seu trabalho uma possível correlação entre vida de fadiga e energia de deformação para estes tipos de materiais (apresentado no Capítulo 2), neste sentido foram testadas correlações semelhantes neste trabalho. A Figura 5.15 mostra a relação existente entre a capacidade de absorção de energia de pico e vida de fadiga. O valor de  $N_f$  foi calculado arbitrando-se a tensão, neste caso usou-se 600 e 650 kPa por serem tensões médias dos três materiais testados (ver Figura 5.7). Tentativas diferenciadas de correlacionar  $N_f$  com a capacidade de absorção de energia medido a 10% de deformação são válidas apenas quando comparados um dos materiais reforçados com a matriz cimentada. Os resultados aqui obtidos confirmam os encontrados por Crockford et al. (1993), demonstrando que a capacidade de absorção de energia e a fadiga são fenômenos relacionados quando se trabalha com compósitos baseados em cimento Portland e reforçados com fibras.

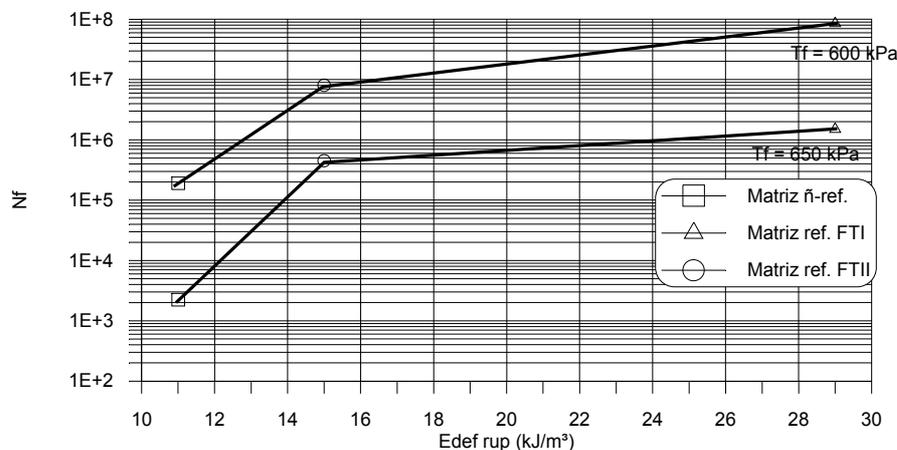


Figura 5.15 - Relação existente entre a capacidade de absorção de energia de pico e  $N_f$  para as misturas testadas à fadiga

Na Figura 5.16 são relacionados a capacidade de absorção de energia de pico e a tensão de flexão para um  $N$  adotado, neste caso adotou-se  $N=10^5$  e  $10^6$ . Para ambos os casos nota-se a proporcionalidade entre  $E_{def(rup)}$  e a capacidade de suporte dos materiais testados.

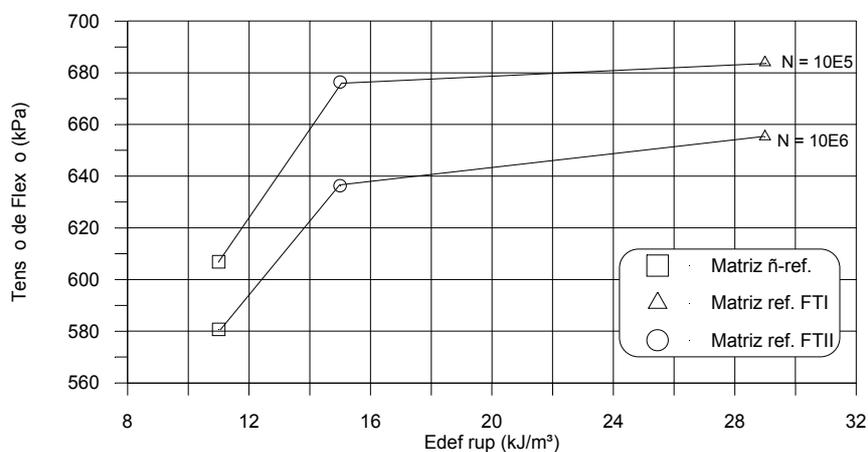


Figura 5.16 - Relação existente entre a capacidade de absorção de energia de pico e a tensão de flexão para as mistura ensaiadas à fadiga

### 5.2.2 Rigidez

Para avaliar a rigidez inicial das matrizes cimentadas com e sem reforços fibrosos, utilizaram-se como parâmetros de medida a deformação axial de ruptura  $\epsilon_{a(rup)}$ , o módulo secante  $E_s$ , medido para deformações axiais de 0,01% e 0,1%. Para avaliar a deformação resiliente utilizou-se como variável de resposta o módulo de resiliência.

A Figura 5.17 mostra, de forma normalizada, a influência da tensão confinante TC e do comprimento das fibras CF, sobre a deformação axial de ruptura  $\epsilon_{a(rup)}$ . Pode-se observar a importância do tipo de reforço sobre esta variável de resposta. As fibras mais alongáveis, do tipo I, elevam o valor de  $\epsilon_{a(rup)}$ , como observado por Liausu e Juran (1996), Freitag (1986), Ulbrich (1997) e Montardo (1999), enquanto que as do tipo II, o reduz para o comprimento menor e praticamente não varia para o comprimento de 36 mm. Outro fato interessante é que em relação a  $\epsilon_{a(rup)}$ , a fibra tipo I é mais sensível a tensão confinante. Em relação ao comprimento da fibra, pode-se afirmar que o comprimento atua de forma a aumentar a deformação de ruptura para ambos os tipos de reforços.

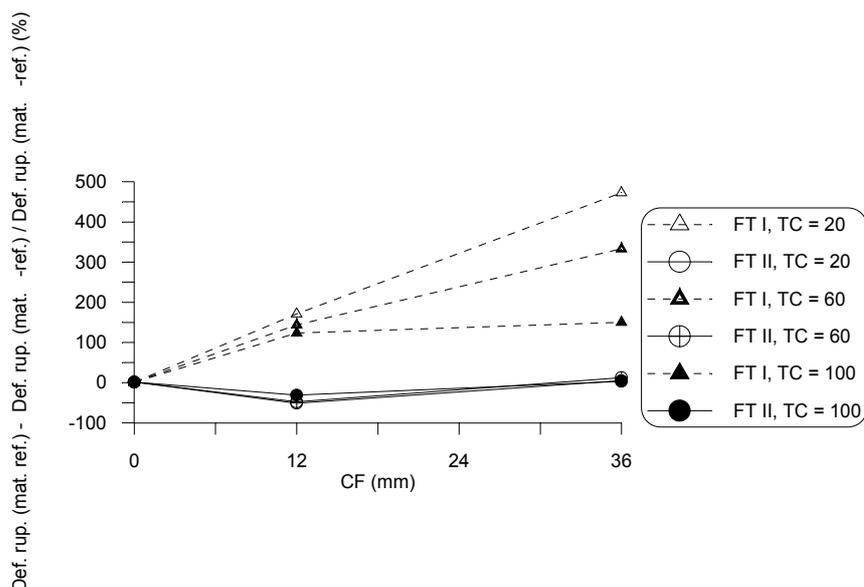


Figura 5.17 - Influência do comprimento da fibra nos dos valores de  $\varepsilon_{a(rup)}$  (%)

A Figura 5.18 apresenta a variação normalizada do módulo secante  $E_s$ , medido a 0,01% de deformação axial, em relação à variação do comprimento da fibra. Os resultados medidos para a deformação axial de a 0,1% estão apresentados no Capítulo 4 e são semelhantes aos aqui apresentados. Portanto as considerações a respeito de  $E_{s(0,01)}$  podem se transcritas para  $E_{s(0,1)}$ . Observa-se um comportamento distinto para ambas as fibras, para a fibra tipo I, corroborando com os resultados apresentados por Montardo (1999), o qual utilizou o mesmo tipo de reforço fibroso, houve uma redução no valor de  $E_s$ . Entretanto, para a fibras tipo II, menos alongáveis, houve um acréscimo significativo na rigidez com adição de fibras à matriz, concordando com os valores apresentados por Crockford et al. (1993). O efeito do comprimento da fibra mostrou, para todos os casos, reduzir o valor do módulo quando comparado ao comprimento menor.

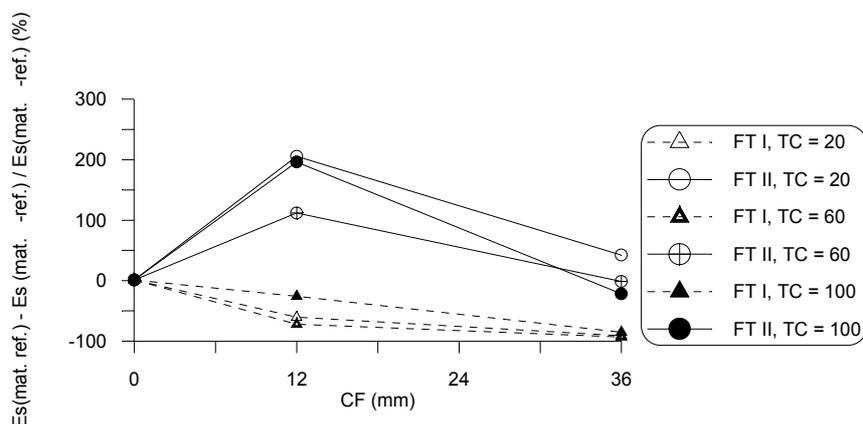
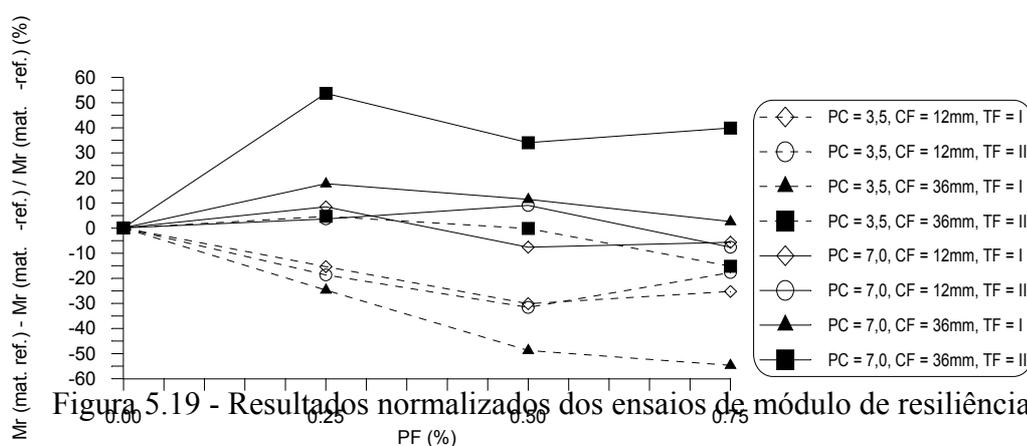


Figura 5.18 - Resultados normalizados dos valores de módulo de elasticidade (0,01 % de  $\varepsilon_a$ )

Na Figura 5.19, estão plotados todos os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência para as duas fibras estudadas. Colaborando com os valores de  $E_s$ , os valores mais altos obtidos foram aqueles referentes à fibra do tipo II. Nota-se, como já mostrados nos modelos de regressão múltipla no capítulo anterior, o efeito negativo de PF e positivo de CF e PC na variável de resposta Mr. Se compararmos o grupo de ensaios da matriz com PC = 7,0% com a de 3,5% verifica-se que para aquela a queda de Mr com PF é mais suave, devido provavelmente à melhor aderência fibra-matriz causada pela cimentação. Infelizmente não se tem notícia de nenhum relato a respeito de ensaios de Mr com compósitos fibrosos na literatura para que se possam comparar os resultados aqui obtidos.



### 5.2.3 Estado último

Para avaliar a resistência última dos materiais compósitos estudados utilizou-se como variável de resposta a tensão desvio última ( $q_{ult}$ ), medida para 10% de deformação axial. A influência do comprimento da fibra e variação dos valores de  $q_{ult}$  são apresentados na Figura 5.20 para as três tensões confinantes utilizadas. Igualmente ao que ocorre com os valores de  $q_{rup}$  as fibras do tipo II se mostraram mais eficientes, bem como o maior comprimento de fibra.

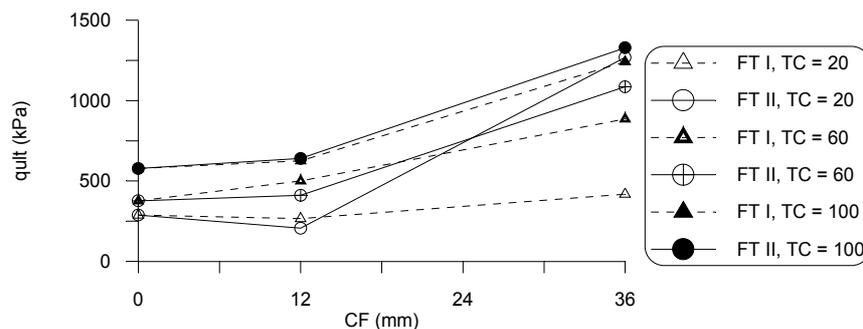


Figura 5.20 - Efeito do CF sobre  $q_{ult}$  dos compósitos estudados

Na Figura 5.21, é apresentada a variação dos parâmetros de resistência última  $\phi'_{ult}$  e  $c'_{ult}$ , com comprimento da fibra CF. Nota-se um efeito inverso do tipo de fibra em relação aos valores de  $\phi'_{ult}$  e  $c'_{ult}$ . Para os valores de ângulo de atrito último, a fibra tipo II mostra-se mais eficiente (apesar de se acreditar em leituras errôneas no que diz respeito a esta variável de resposta, devido a grande influência da TC no comportamento dúctil do material), já para os valores de coesão a situação se inverte, o reforço do tipo I mostra-se mais eficiente.

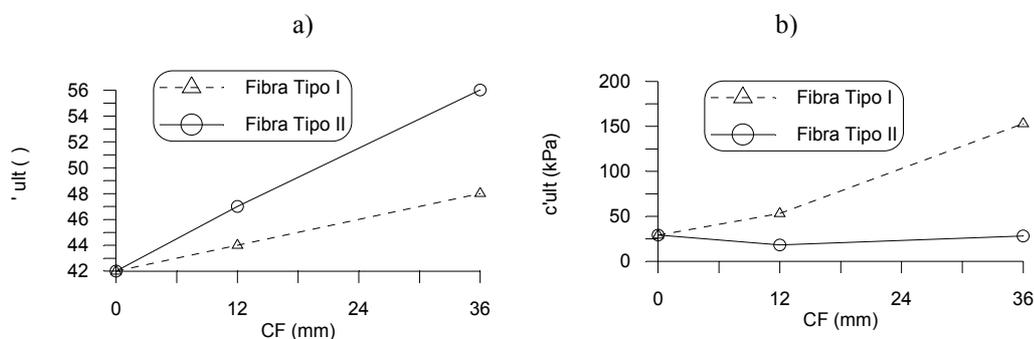


Figura 5.21 - Variação dos parâmetros de resistência do solo cimentado reforçado  
a) variação de  $\phi'_{ult}$  com comprimento da fibra  
b) variação de  $c'_{ult}$  com comprimento da fibra

Traçando-se um paralelo entre as Figuras 5.20 e 5.21, conclui-se que o incremento no valor de  $q_{ult}$  dos compósitos reforçados deve-se basicamente ao aumento friccional para ambas as fibras e ainda ao aumento no valor da coesão última para as fibras do tipo I.

O mecanismo de ruptura das matrizes cimentadas reforçadas com fibras do tipo I e II difere no que se refere à interação fibra-matriz no estado último. A aderência entre a matriz e a fibra do tipo I é necessariamente maior que sua resistência à tração, sendo que ao decorrer

da ruptura as fibras vão rompendo no interior da matriz. Para a fibra tipo II, semelhante ao observado em outros ensaios destrutivos, as fibras são gradativamente arrancadas de dentro da matriz. Para ambos os casos estes mecanismos permitem que mesmo para altos níveis de deformação, as fibras passem a conferir resistência ao compósito.

Baseado nas informações acima, pode-se concluir que o comprimento tem maior relevância quando se trabalha com fibras mais resistentes (tipo II). A forma idealizada de dimensionamento de reforços fibrosos seria encontrarmos um comprimento tal que 50% dos elementos fibrosos romperia por tração e outros 50% por deslizamento gradual da matriz, este seria o equilíbrio de forças perfeito de modo a reduzir a quantidade de fibras necessárias para que se obtivesse um mesmo material resultante. Da mesma forma poderia ser encontrado um teor de cimento ideal, onde a metade das fibras teria um comportamento extensível e a outra metade inestensível.

Quanto a variação linear no comprimento pôde-se observar, em um número restrito de ensaios, a influência clara do agente cimentante na variação do comprimento das vigotas. As fibras, tanto do tipo I quanto II, aparentemente não influenciam na retração dos materiais cimentados. Estes resultados estão apresentados na Figura 5.22.

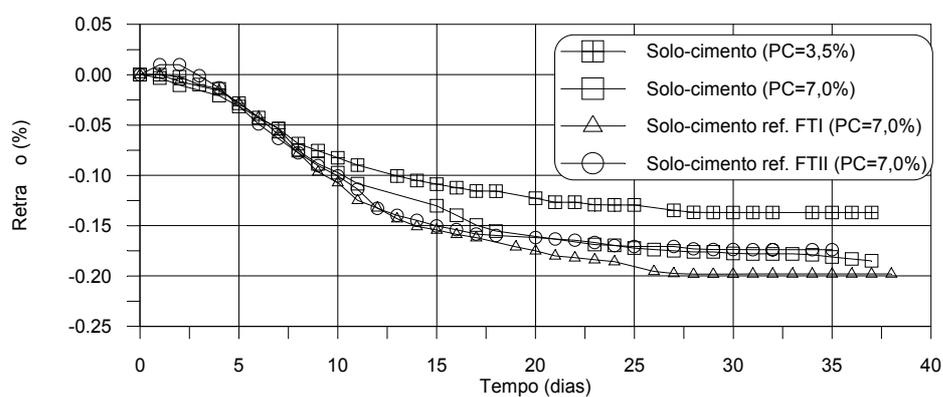


Figura 5.22 - Evolução da retração em relação ao tempo de cura

## **CAPÍTULO 6**

### **5 6 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS**

#### **6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Neste capítulo, são apresentados e comentados os resultados obtidos na análise paramétrica realizada. O objetivo é avaliar a influência da adição de reforços fibrosos em matrizes cimentadas do ponto de vista estrutural no pavimento. O autor considera de grande importância esse tipo de análise, principalmente quando se desenvolve uma dissertação de caráter experimental. Este capítulo serve como ligação entre o estudo de novos materiais em laboratório e, mesmo que de forma teórica, com o projeto de pavimentos semi-rígidos.

A danificação de uma estrutura de pavimento é ocasionada por vários fatores associadas ao tráfego ou não. São eles as condições ambientais, materiais utilizados e métodos de construção e manutenção. As duas principais manifestações de ruptura de pavimento associadas ao tráfego são as trincas por fadiga, que têm início e se desenvolvem na camada de maior rigidez da estrutura e a deformação permanente. Quando se trabalha com camadas cimentadas em estruturas de pavimento o mecanismo de ruptura está associado ao fenômeno de fadiga, o qual será alvo do estudo que segue.

#### **6.2 PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO**

Na análise apresentada nesta dissertação, foi utilizado software ELSYM5 – “Elastic Layered System” desenvolvido em 1972 por Ahlborn, no Instituto de Transporte e Engenharia de Tráfego da Universidade da Califórnia. O programa é baseado na teoria de Burmister que considera as camadas de pavimento com comportamento elástico, e leva em conta as hipóteses da teoria das camadas elásticas. Este tipo de programa pode ser utilizado com sucesso em análise de estruturas de pavimentos que contenham camadas de base cimentadas, devido ao fato desse material apresentar alta rigidez, o que lhe proporciona comportamento elástico linear.

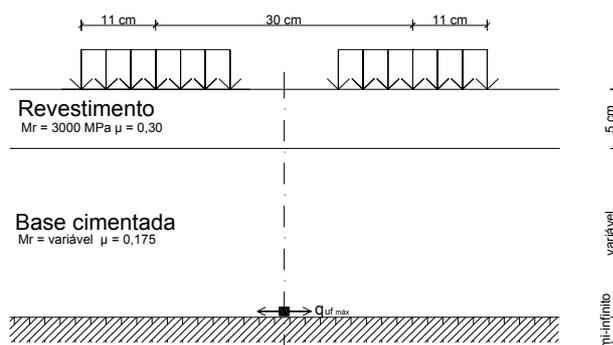
O software utiliza o método das diferenças finitas no cálculo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos definidos pelo usuário para uma carga de roda. No caso de mais de uma carga, o programa adota o princípio da superposição de efeitos para levar em conta a ação das demais cargas. O sistema de camadas pode ser constituído por até 5 camadas, consideradas isotrópicas. Cada camada é caracterizada pela espessura, módulo de resiliência e coeficiente de Poisson. A espessura da camada inferior, ou seja, o subleito, é considerada semi-infinita.

Quando se utiliza a teoria das camadas elásticas, deve se ter idéia das hipóteses consideradas: (1) cada camada atua como um meio linear elástico, contínuo, isotrópico, homogêneo e infinito na direção horizontal; (2) as condições de interfaces entre as camadas podem ser representadas como permitindo ou não deslocamentos relativos; (3) cada camada é suportada de forma contínua pela camada imediatamente abaixo; (4) as forças de inércia são desprezíveis; (5) as deformações no sistema são pequenas; (6) os efeitos de temperatura não são considerados. Maiores considerações a respeito da teoria das camadas elásticas no dimensionamento de pavimentos são feitas por Yoder (1959) e por Huang (1993).

### 6.3 PARÂMETROS E ESTRUTURAS ANALISADAS

Como estrutura de referência, apresentada na Figura 6.1, considerou-se um sistema de três camadas elásticas, composto de uma camada de rolamento tipo CBUQ com espessura de 5 cm, módulo de resiliência de 3000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30, uma camada de base cimentada e um subleito.

As bases cimentadas, às quais serão determinadas as espessuras, para os quatro tráfegos adotados, serão aquelas as quais foram testadas a fadiga no presente trabalho, uma apenas de solo-cimento ( $M_r = 11028$  MPa) e outras duas solo-cimento reforçado com fibras do tipo I ( $M_r = 12287$  MPa) e II ( $M_r = 14773$  MPa). Os tráfegos adotados serão  $N = 10^5$ ,  $10^6$ ,  $10^7$  e  $5 \times 10^7$ . Para o subleito, de espessura semi-infinita, foram considerados quatro valores de módulo de resiliência: 25, 50, 100 e 200 MPa, com coeficiente de Poisson de 0,35.



Vários autores (Concha, 1986; Ceratti, 1991; Fogaça, 1996) têm demonstrado que neste tipo de estrutura a posição da tensão/deformação crítica encontra-se na fibra inferior da base cimentada e no eixo de simetria entre as cargas, ponto esse que será tido como referência para análise das tensões e deformações das camadas cimentadas.

Como carregamento representativo a ser utilizado nesta análise foi selecionado um eixo simples de rodas duplas, equivalente ao eixo padrão brasileiro de 82 kN, sendo esta carga aplicada numa área circular com raio igual a 11 cm e distante 30 cm uma da outra.

Cabe salientar que não foi utilizada nenhum tipo de fator de calibração laboratório – campo ou *shift factor* para ajuste dos valores obtidos no laboratório e utilizados nesta análise, visto que não se tem notícia de determinação deste fator para materiais compósitos fibrosos.

#### 6.4 RESULTADOS OBTIDOS

Para melhor entendimento e percepção da análise foram dimensionadas, em uma primeira fase, a espessura de camada granular e de solo-cimento com base no método do DNER (DNER, 1996), o qual considera como fator de degradação a deformação permanente no topo do subleito, para todos os tráfegos e módulos do subleito arbitrados. A relação entre  $M_r$  (subleito) e CBR adotada foi 10, proposta pelo DNER (1996), sendo então  $CBR = M_r(\text{subleito}) / 10$ . Os coeficientes de equivalência estrutural adotados foram: para o revestimento  $K_r = 2$ ; para a base granular  $K_b = 1$  e para a base de material cimentado  $K_b = 1,2$  (RCNC entre 2,1 e 2,8 MPa) e as espessuras do revestimento, considerando CBUQ, de 5 cm para  $N = 10^5$  e  $10^6$ , 7,5 cm para  $N = 10^7$  e 10 cm para  $N = 5 \cdot 10^7$ .

Na Tabela 6.1, são apresentados os resultados obtidos nesta primeira análise considerando apenas material granular entre o subleito e o revestimento. As espessuras

encontradas para os materiais cimentados são 20% menores que as dos materiais granulares.

Tabela 6.1 – Espessuras (cm) determinadas através do método DNER para material granular

		Mr Subleito (MPa)			
		25	50	100	200
Tráfego	$10^5$	62	40	24	13
	$10^6$	73	47	28	16
	$10^7$	80	51	28	11
	$5 \cdot 10^7$	85	53	26	08

Nota: espessura variável do revestimento tipo CBUQ

Nas Tabelas 6.2 6.3 e 6.4, são apresentados os resultados das análises mecânicas realizadas para a matriz de solo-cimento não-reforçada, reforçada com 0,5% de fibras com 36 mm do tipo I e reforçada com 0,5% de fibras com 36 mm do tipo II, respectivamente. O teor de cimento utilizado foi de 7,0%. Convém salientar que, apesar de alguns valores determinarem espessuras bastante pequenas, por questões construtivas, não é comum a construção de camadas com material cimentado inferiores a 15 cm.

Tabela 6.2 - Espessuras (cm) determinadas com parâmetros obtidos da matriz não-reforçada

		Mr Subleito (MPa)			
		25	50	100	200
Tráfego	$10^5$	24	22	18	12
	$10^6$	24	22	19	13
	$10^7$	26	23	20	15
	$5 \cdot 10^7$	26	24	21	16

Nota: PC = 7,0%; espessura do revestimento tipo CBUQ = 5 cm

Tabela 6.3 – Espessuras (cm) determinadas com parâmetros obtidos da matriz reforçada com fibras do tipo I

		Mr Subleito (MPa)			
		25	50	100	200
Tráfego	$10^5$	22	20	17	11
	$10^6$	22	21	18	12
	$10^7$	24	22	19	13
	$5 \cdot 10^7$	24	22	19	14

Nota: PC = 7,0%, PF = 0,5% e CF = 36 mm; espessura CBUQ = 5 cm

Tabela 6.4 - Espessuras (cm) determinadas com parâmetros obtidos da matriz reforçada com fibras do tipo II

		Mr Subleito (MPa)			
		25	50	100	200
Tráfego	$10^5$	23	21	19	13
	$10^6$	23	22	19	15
	$10^7$	26	23	21	17
	$5 \cdot 10^7$	27	24	22	18

Nota: PC = 7,0%, PF = 0,5% e CF = 36 mm; espessura CBUQ = 5 cm

Quando compara-se os valores encontrados para camada granular e solo-cimento dimensionadas pelo método do DNER e através da análise mecanística, observa-se uma redução significativa, principalmente para os menores módulos de resiliência do subleito e para os maiores tráfegos, situações estas onde a camada cimentada pode ser ainda mais vantajosa.

Ao se passar de uma condição de pavimento flexível para semi-rígido, deve-se ter em mente não apenas a redução da camada de base, mas também na camada de revestimento, a qual por não sofrer mais solicitações de tração (ou minimiza-las de forma expressiva), e sim compressão, poderá ser também reduzida. A possibilidade de que ocorra fadiga na camada de revestimento é praticamente nula. Salienta-se que a camada betuminosa de revestimento possui um custo bastante alto, quando comparado aos materiais de base.

Para melhor visualização dos resultados, são apresentados na Figura 6.2 as relações entre os tráfegos considerados e a variação da espessura para cada um dos três materiais testados e para um mesmo módulo de resiliência do subleito. Pode-se observar uma redução na espessura da camada quando da utilização das fibras do tipo I como reforço, demonstrando que este material possui uma relação de fadiga (ou capacidade de absorção de energia) e módulo de resiliência mais adequada a aplicação como base cimentada de pavimentos semi-rígidos.

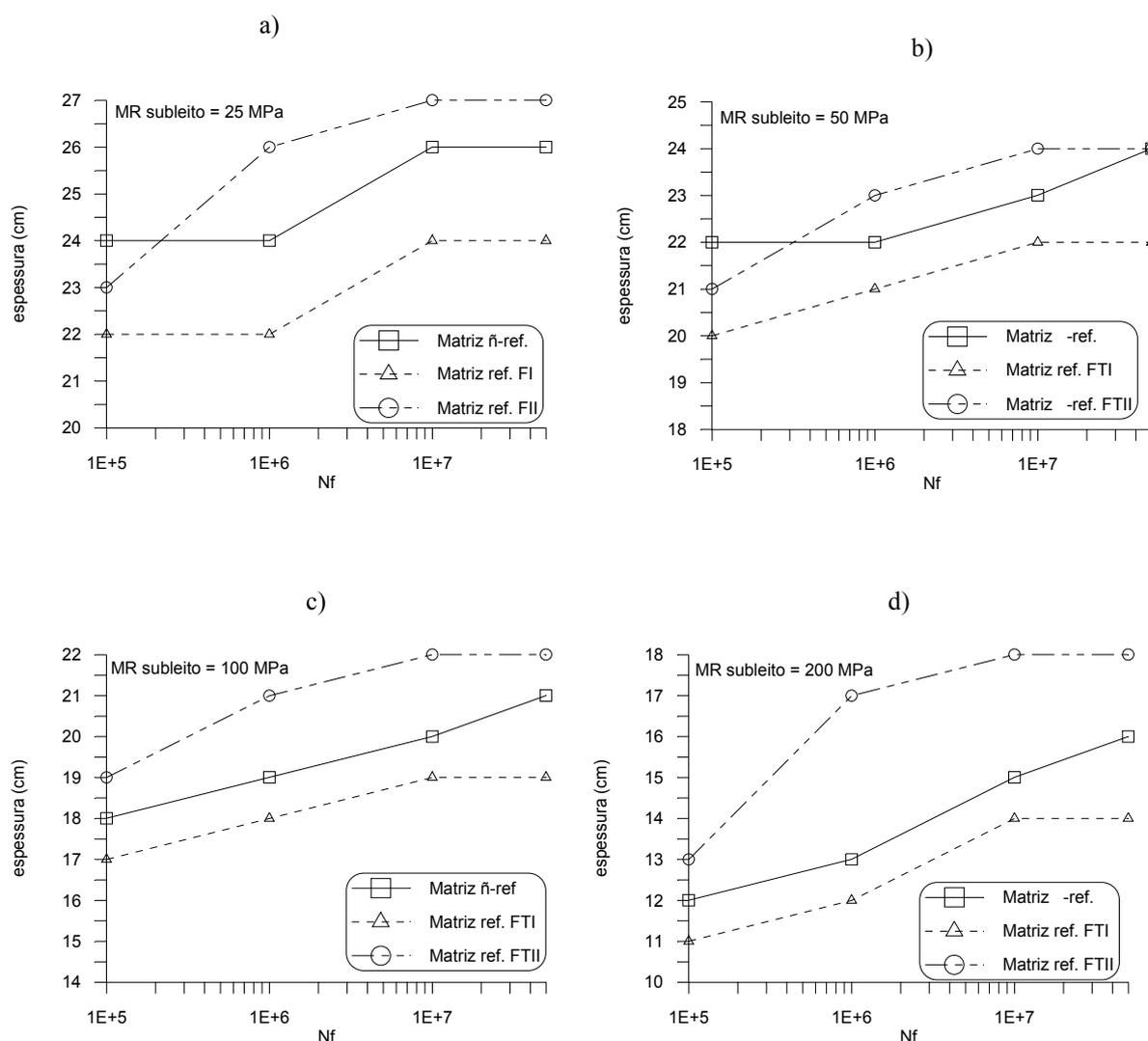


Figura 6.2 - Relação entre espessura da camada cimentada e o tráfego

- Considerando módulo de resiliência do subleito = 25 MPa
- Considerando módulo de resiliência do subleito = 50 MPa
- Considerando módulo de resiliência do subleito = 100 MPa
- Considerando módulo de resiliência do subleito = 200 MPa

Convém salientar que em alguns casos, mesmo com a variação do tráfego, não foi observada variação na espessura, isto ocorre devido ao critério adotado no dimensionamento onde a unidade mínima de espessura foi o cm, compatível com os projetos de engenharia.

Na Figura 6.3, os resultados tabelados acima são relacionados com o módulo de resiliência, mantendo-se os valores de N constantes. Observa-se o decréscimo do valor da espessura com o aumento do módulo, o que já era esperado e, como já foi mostrado na Figura 6.2, os valores encontrados para aquela matriz reforçada com elementos fibrosos do tipo I apresentaram resultados mais satisfatórios, reduzindo de 5 a 12% a espessura da camada cimentada e corroborando com os resultados encontrados por Sangineni (1992), citado por Crockford et al. (1993), que calculou reduções da ordem de 5 a 16%.

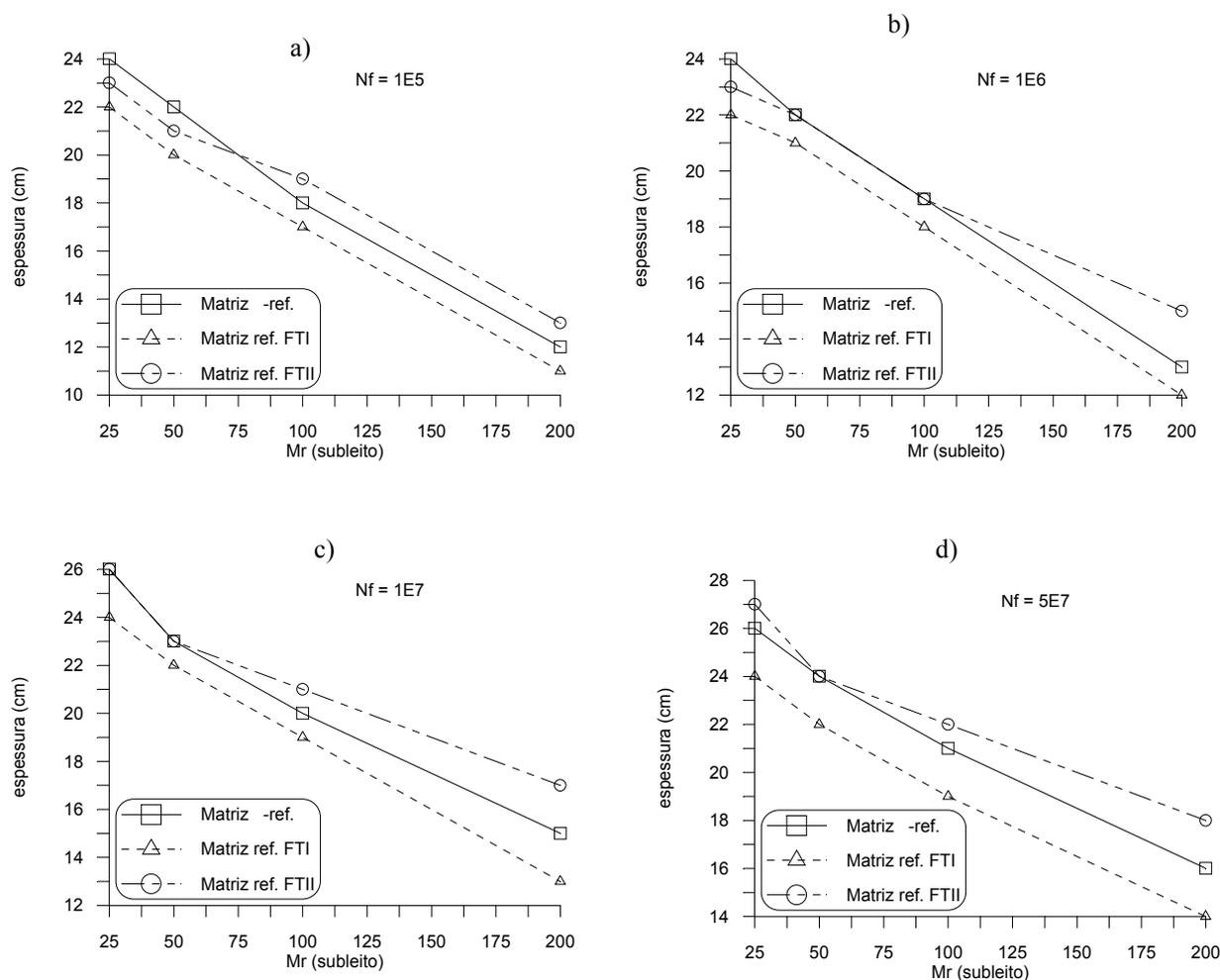


Figura 6.3 - Relação entre espessura da camada cimentada e o  $M_r$  (subleito)

- a) Considerando tráfego =  $1.10^5$
- b) Considerando tráfego =  $1.10^6$
- c) Considerando tráfego =  $1.10^7$
- d) Considerando tráfego =  $5.10^7$

Outro tipo de consideração que deve ser levada em conta quando se pretende utilizar camadas cimentadas é a utilização de camadas intermediárias, como geotêxteis ou SAMI (Stress Absorbing Membrane Inter-layer), de maneira a evitar a reflexão de trincar para o revestimento betuminoso. Entretanto quando são utilizados os materiais reforçados com fibras, os quais possuem uma menor fragilidade e maior tenacidade, este tipo de solução poderá ser dispensado, uma vez que as fibras garantem as características de capacidade de carga mesmo após o trincamento da camada cimentada.

O fato da manutenção da serventia da camada após sua fissuração leva, imediatamente, a uma redução nos custos de manutenção, tornando os compósitos fibrosos ainda mais atrativos, principalmente a médio e longo prazo.

## CAPÍTULO 7

### 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

#### 7.1 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos em 328 ensaios de laboratório, apresentados, analisados e interpretados nos capítulos anteriores, bem como a avaliação crítica dos resultados relatados na literatura e uma análise paramétrica de pavimentos baseados na teoria das camadas elásticas, permitiram estabelecer as seguintes conclusões:

- a) Quanto aos aspectos gerais do comportamento do compósito solo-cimento-fibra:
  - A influência da inclusão aleatória de fibras de polipropileno sobre as propriedades do compósito depende, fundamentalmente, das características da fibra e da matriz. Não são possíveis generalizações que apontem regras sobre o comportamento dos compósitos baseados em matrizes de cimento Portland com adições fibrosas. As fibras com características mais flexíveis (fibras do tipo I) exercem efeito mais pronunciado no comportamento pós-pico, aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga dos compósitos. Em contrapartida, as fibras mais rígidas (fibras do tipo II) têm seu efeito mais pronunciado no aumento da resistência de pico do compósito.
  
- b) Quanto à resistência à compressão não-confinada:
  - A inclusão aleatória de fibras de polipropileno, em teores variando de 0,25 a 0,75% em relação ao peso seco da mistura solo + cimento, aumentou a resistência à compressão não-confinada em relação à matriz sem reforço.
  - O reforço mostrou-se mais efetivo quando são empregados comprimentos maiores. Quando da inclusão em matrizes com 3,5% de cimento, a melhoria foi mais pronunciada, aumentando  $q_u$ , em até 40%.

c) Quanto a resistência à tração por compressão diametral:

- Com relação aos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, notou-se de uma maneira geral uma queda no valor de  $q_{ut}$  em relação ao da matriz sem reforço.
- Para as matrizes reforçadas com fibra tipo I, as quais tiveram uma perda maior no valor de  $q_{ut}$ , esta é influenciada pelo comprimento da fibra e, para as reforçadas com fibra tipo II, o decréscimo de resistência à tração é influenciado pelo teor de fibra.

d) Quanto à resistência à tração na flexão:

- Notou-se um incremento nos valores de resistência à tração na flexão; a resistência de pico é notavelmente afetada pela adição das fibras mais rígidas e a tenacidade pela adição das mais flexíveis.

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 compósito. Para ambos os reforços, o percentual de fibra tende a reduzir o  $M_r$ , sendo este fator mais pronunciado para as fibras do tipo I. Para as matrizes reforçadas com fibra tipo II, o comprimento da fibra tende a aumentar o valor de  $M_r$ , alcançando valores até 50% maiores.

f) Quanto à vida de fadiga:

- A inclusão de fibras altera de forma diferente as características de fadiga dos compósitos; pode-se ter um tempo de sobrevivência em relação à matriz não reforçada, caracterizado pelo período pós-fissuração do compósito.
- As fibras do tipo I, que apresentam uma maior capacidade de absorção de energia, são as que suportam um maior número de ciclos de carga e descarga após a fissuração da matriz.

g) Quanto ao comportamento tensão-deformação:

- De uma forma geral, o comportamento tensão-deformação é fortemente influenciado pela inclusão de fibras de polipropileno. Nota-se a importância das características mecânicas das fibras, bem como a influência do comprimento dos reforços nas variáveis de respostas medidas.
- Quanto ao modo de ruptura, a inclusão de fibras tipo I alterou-a de forma significativa. Com a inclusão deste tipo de fibra, mais alongável, o comportamento do material na ruptura, que era frágil, torna-se dúctil. Estas constatações são resultado da análise dos índices de fragilidade. A fibra tipo II, mais rígida, reduz sensivelmente o índice de fragilidade da matriz. No entanto, a redução verificada não foi suficiente para expressar uma modificação no modo de ruptura.
- Quanto ao comportamento pós-ruptura, verificou-se, para ambas as inclusões fibrosas, um aumento na capacidade de absorção de energia (tenacidade), aumento este mais pronunciado para as fibras do tipo I.
- Com relação aos parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito, pôde-se verificar um leve aumento de ambos para a fibra tipo II. Com relação às matrizes reforçadas com as fibras tipo I, praticamente não houve alteração de  $c'$  e  $\phi'$ .
- A deformabilidade do compósito é modificada de forma distinta com a inclusão de cada tipo de fibra. Para a fibra do tipo I, há um aumento na deformação de ruptura e redução do módulo secante, enquanto que para a tipo II a deformação é reduzida e há um incremento no valor do módulo.

h) Quanto à análise paramétrica:

- Para as matrizes reforçadas com fibras do tipo II (mais rígidas) há situações vantajosas, mas, de forma geral, há um incremento na espessura da base cimentada quando do uso deste tipo de compósito.
- As análises realizadas com os parâmetros obtidos da matriz cimentada reforçada com fibras do tipo I (mais extensíveis) apresentaram para todos os

casos testados (variando-se o  $M_r$  (subleito) e o tráfego) espessuras menores que aquelas sem reforço.

- Ressalta-se também a possibilidade de redução da manutenção nos pavimentos semi-rígidos com bases cimentadas reforçadas, devido ao controle da abertura e propagação das trincas, proporcionadas pelas inclusões fibrosas, bem como a redução da espessura do revestimento.

## 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com a finalidade de complementar a pesquisa apresentada nesta dissertação, bem como dar continuidade a esta linha de pesquisa na UFRGS, sugere-se:

- a) a realização de ensaios triaxiais drenados, módulo de resiliência e fadiga que contemplem outros níveis de PC, PF e CF. Menores porcentagens de fibra, (0,1 ou 0,2%) talvez demonstrem significativa melhoria nas características da matriz sem reforço e com maior facilidade de mistura. Quanto ao comprimento, o autor sugere a utilização de fibras maiores, principalmente para as fibras do tipo II. Estes ensaios permitiriam uma melhor definição a respeito destes fatores sobre as propriedades de resistência e deformabilidade dos compósitos fibrosos;
- b) a pesquisa e caracterização das fibras disponíveis na nossa região, tanto recicladas quanto naturais ou manufaturadas, de forma que se correlacione as propriedades das fibras já estudadas com as encontradas e se viabilize sua utilização em projetos de engenharia rodoviária;
- c) a caracterização de compósitos fibrosos que sejam reforçados, não apenas com um tipo de fibra, mas pela composição de uma fibra mais rígida (resistência de pico e redução da quantidade de estabilizante químico) com uma mais extensível (aumento da ductilidade e vida de fadiga);
- d) 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 média ou grande escala.

- e) o estudo da influência da velocidade do carregamento nas variáveis de resposta de resistência comumente utilizados para caracterização de materiais compósitos fibrosos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M. Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. In: CURSO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA E MEIO AMBIENTE, 1998, São Paulo. São Paulo: 1998. p.D1-D32.
- ADASKA, W. S. Soil-Cement – A material with many applications. **Concrete International**. v.13, n.1, p.49-52, 1991.
- Al WAHAB, R. M.; El-KEDRAH, M. A. Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay. **GEOENVIRONMENT 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics**, Louisiana, Geotechnical Special Publication, ASTM, 2v, v.1, n.46, p.791-805, 1995.
- ANDERSEN, A.; SIMONS, N.E. Norwegian triaxial equipment and technique. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Bolder. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers. A. Balkema, 1960. v.1, p.695-709.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard practice for making and curing soil-cement compression and flexure test specimens in laboratory**. D 1632. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v 4.08, s 4, p.240-245, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**: NBR 7222. Rio de Janeiro, 1993, 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo cimento – dosagem para emprego como camada de pavimento**: NBR 12253. Rio de Janeiro, 1992, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo cimento – ensaio de compactação**: NBR 12023. Rio de Janeiro, 1992, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo coesivo – determinação da resistência à compressão não-confinada**: NBR 12777. Rio de Janeiro, 1995, 8p.

BISHOP, A. W.; HENCKEL, D. J. The measurements of soil properties in triaxial test. 2 ed., London: Edward Arnold, 1962, 227p.

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

BRESSANI, L. A.; MARTINS, F. B.; BICA, A. V. D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS – INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1994, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. v.1, p.316-322.

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

BUENO, B. S.; LIMA D.C.; TEIXEIRA, S. H. C.; RIBEIRO N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: International Symposium, on Environmental Geotechnology,3., 1996 San Diego. **Anais...** v.1, p.878-884.

CAVEY, J.K.; KRIZEK, R.J., SOBHAN, K.; BAKER, W.H. Wasted fiber in cement stabilized recycled aggregate base material. **Transportation Research Record**. Washington D. C. n. 1486, p. 97 – 106. 1995.

CERATTI, J. P. **Estudo de comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. Rio de Janeiro, 1991. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ. 314p.

- CERATTI, J. P.; MEDINA. Estudo de solos estabilizados com cimento sob ação de cargas repetidas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 18. Porto Alegre 1983. **Anais...** 2v, v.2. p.233-263.
- CHANG, T.; WOODS, R. D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.
- CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S.A. **A new device for measuring local strain on triaxial specimens**. Géotechnique, London, v.25, n.4, p.657-670, 1986.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, S. N. Cemented sands under static loading. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CONCHA, L. M. C. Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos Rio de Janeiro, 1986. Dissertação (Mestrado de Engenharia) – COPPE/UFRJ. 135p.
- CONSOLI, N. C.; ULBRICH, L. A.; PRIETTO, P. D. M. Engineering behavior of randomly distributed fiber-reinforced cemented soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.481-486.
- CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; ULBRICH, L. A. 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 fibre-reinforced cemented soil. **Ground Improvement**, ISSMGE, v.3. n.3, p.21-30, 1999.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de pavimentação**: DNER. Rio de Janeiro, 2 ed., 1996, 320p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Misturas betuminosas - determinação do módulo de resiliência**: DNER – ME 133/94. Rio de Janeiro 1994, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Misturas betuminosas - determinação da resistência à tração por compressão diametral**: DNER – ME 138/94. Rio de Janeiro 1986, 4p.

FERREIRA P. M. V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS 239 – ensaios triaxiais servo controlados**. Porto Alegre, 1998. Dissertação (Mestrado de Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 114p.

FOGAÇA, B. C. **Análise paramétrica de estruturas de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul estabilizada com cinza volante e cal**. Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado de Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 143p.

FREITAG, D. R. Soil randomly reinforced with fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**. New York, v.112, n.8, p823-826, 1986.

GEORGE, K. P. Cracking in cement-treated bases and means for minimizing it. **Highway Research Record**. Washington D. C. n. 255, p. 59 – 71. 1968a.

GEORGE, K. P. Shrinkage characteristics of soil-cement mixtures. **Highway Research Record**. Washington D. C. n. 255, p. 48 – 58. 1968b.

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. Fibre-reinforced cements and concretes. In: J. M. ILLSTON. **Construction Materials; their nature and behaviour**. 2ed. London: J. M. Illston/E & FN Spon., 1994. p.359-403.
- HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, v. 2-3,.1986. 1238p.
- HEINECK, K. S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. Porto Alegre, 1998. 117p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- HIGGINS, R. A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 1994. 495p.
- HILF J.W. Compacted fill. In: H. F. WINTERKORN; H. FANG. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 244-311.
- HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. In: J. M. ILLSTON. **Construction Materials; their nature and behavior**. London: J. M. Illston/E & FN Spon, 2ed., 1994. p.321-358.
- HUANG, H. Y. **Pavement Analysis and Design**. New Jersey: Prentice Hall, 1993. 805p.
- ILLSTON, J. M. [Ed]. **Construction Materials; their nature and behaviour**. London: E & FN Spon, 2ed., 1994. 518p.
- INGLES , O. G.; METCALF, J. B. **Soil stabilization principles and practice**. Melbourne: Butterworks, 1972. 374p.
- JOHNSTON, C. D. Fibre-reinforced cement and concrete. In: V. M. MALHORTA. **Advances in concrete technology**. 2ed. Ottawa: V. M. Malhotra, 1994. p.603-673.
- KÉZDI, A. **Stabilized Earth Roads**. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam, 1979. 327p.

- KUHLMAN, R. H. Cracking in soil cement – cause, effect, control. **Concrete International**. v.16, n8., p.56-59. 1994.
- LAMBE, T.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**, SI version. New York: John Wiley & Sons Inc, 1979. 553p.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.467-488, 1990.
- LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing on behavior of weakly cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v.25, n.2, p.389-395, 1997.
- LIANG, R. Experimental and theoretical study of flexural behavior of polymer fiber reinforcement, cement-treated soils. **Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics**. ASCE. 2v, v.2, p.1080-1091, 1992.
- LIAUSU, P.; JURAN, I. Texol: material properties and engineering performance. **Transportation Research Record**. Washington D. C. n. 1474, p. 3 – 12. 1996.
- LIMA, D. C., BUENO B. S.; TOMASI, L. The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short synthetic fiber. In: International Symposium on Environmental Geotechnology, 3., San Diego, 1996. **Proceedings...** v.1. p., 868-877.
- MACHADO, C. F. D. **Estabilização de solo típico regional visando sua utilização como base de pavimentos**. Porto Alegre, 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 68p.
- 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.

- MAHER, M. H.; WOODS, R. D. Dynamic response of sand reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.116, n.7, p.1116-1131, 1990.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; AL-HASANI, M. M. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. **Géotechnique**, London, v.28, n.3, 1978. p.327-346.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; HYTIRIS, N.; MERCER, F. B. Soil strengthening using randomly distributed mesh elements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., São Francisco, 1988. **Proceedings...v.3.** p.1735-1738.
- MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1997. 380p.
- MONTARDO, J. P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- MOREL, J. C.; GOURC, J. P. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. **Geosynthetics International**, Minnesota, v.4, n.5, 1997. p.481-508.
- NANNI, L. F.; RIBEIRO, J. L. **Planejamento e avaliação de experimentos**. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1991 (Caderno de Engenharia 17/87).
- NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 150p.
- 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.
- OTTE, E.; SAVAGE, P. F.; MONISMITH, C. L. Structural design of cemented pavement layers. **Transportation Engineering Journal**, ASCE, vol. 108, nº TE4, p. 428-446. 1992.

- PALMEIRA, E. M. Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. **Geossintéticos 92...**Brasília: 1992. p.1-20.
- PETRONIUS, P. C. **Design considerations for pavements containing soil-cement bases.** Berkeley, 1970. 210p. (Ph. D. Dissertation). University of Califórnia.
- PITTA M. R. **Dimensionamento de pavimentos com camadas estabilizadas com cimento.** São Paulo,1984. ABCP, 77p.
- PITTA M. R. **Retração de solo-cimento.** São Paulo,1985. ABCP, 63p.
- PREUSSLER, E. S. **A consideração da resiliência dos solos em projeto de pavimentos.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** p. 70-82. 1986.
- PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- PRIETTO, P. D. M.; MONTARDO J. P.; CONSOLI, N. C.; Comportamento mecânico de uma areia cimentada reforçada com fibras PET. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS, 1. e SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS, 3. , 1999, Rio de Janeiro. **Anais...** p.199-205.
- PRIETTO, P. D. M., SCHNAID, F., CONSOLI, N. C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas...** São Paulo: ABMS/AABGE, v.20, n.3, 1997.
- RAAD, L. **Design criteria of soil-cement bases.** Berkeley, 1976. 224p. (Ph. D. Dissertation). University of Califórnia.

- ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M. Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais...** 3v, v.2, p.1125-1132.
- SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC-UFRGS.
- SAXENA, S. K.; LASTRICO, R. M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.104, n.12, p.1449-1465. 1978.
- SENÇO, W. O solo-cimento no estado de São Paulo In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 39. Cuiabá 1995. **Anais...** v.3. p.502-516.
- SHEWBRIDGE, E.; SITAR, N. Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear. **Journal of Geotechnical Engineering** New York, v.115, n.8, p.1134-1147, 1989.
- SHEWBRIDGE, S. E.; SOUZA, J. B. Dynamic properties of reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.117, n.9, p.1402-1422, 1991.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficient 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.
- TAYLOR, G. D. **Materials in Construction**. London: Longman Scientific & Technical, 2ed, 1994. 284p.
- TEODORO, J. M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. São Carlos, 1999. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –EESC/USP.

- TEODORO, J. M.; BUENO, B. S. Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., Brasília, 1998. **Anais...** v.2., p.1093-1100.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais.** Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 149p.
- THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** Porto Alegre, 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 245p.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress – Strain Properties of Pavements Materials:** Special Report 162. Washington D. C., 1975. 40p.
- TRICHÊS, G. Avaliação do grau de deterioração de camadas granulares cimentadas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29. Cuiabá 1995. **Anais...** v.2. p.02-16.
- UENG, T. **Performance evaluation of cement-stabilized soil layers and its relationship to pavement design.** Berkeley, 1972. 198p. (Ph. D. Dissertation). University of Califórnia
- ULBRICH, L. A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras.** Porto Alegre, 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- VAN IMPE W. F. V. **Soil Improvement Techniques and Their Evolution.** Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. 125p.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo, Ed. McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509p.

- VENDRUSCOLO, M. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa.** Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.
- VIDAL, H. **The principle of reinforced earth.** Highway Research Record. Washington, D. C., NCR-HRB n.282. 1969. p. 01 – 16.
- VILCHES, G. E. M. **Estudo de sistemas anti-reflexão de trincas na restauração de pavimentos asfálticos.** São José dos Campos, 1996. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – ITA.
- YODER, E. J. **Principles of Pavement Design.** London: John Wiley & Sons Inc, 1959. 569p.
- YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, Tokyo, 1981. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.87-92.