Campus de São Carlos

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE
SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS PLÁSTICAS

JANICE MESQUITA TEODORO

Orientador: Prof.Dr. Benedito de Souza Bueno

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS PLÁSTICAS

JANICE MESQUITA TEODORO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos

1999

Class.	TECE-EESC
Curr.	15989
Tombo	0132/99

S/S 1034475

Ficha Catalográfica Preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca EESC - USP

T314r	<p>Teodoro, Janice Mesquita</p> <p>Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas / Janice Mesquita Teodoro São Carlos, 1999.</p> <p>Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1999. Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno</p> <p>1. Mecânica dos Solos. 2. Reforço de Solos</p> <p>I. Título</p>
-------	--

*Ao Carlos Magno
meu grande companheiro*

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Benedito de Souza Bueno pela orientação durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao CNPq pela concessão da bolsa de estudo.

À Empresa ORPEC LTDA., Curitiba, PR, pelo fornecimento das fibras de polipropileno, utilizadas neste trabalho.

Aos professores e funcionários do departamento de Geotecnia da EESC/USP pela colaboração e suporte técnico, imprescindíveis para realização deste trabalho.

A todos os colegas pelo apoio e amizade.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	v
LISTA DE SÍMBOLOS.....	vi
RESUMO.....	viii
ABSTRACT.....	ix
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - Generalidades.....	1
1.2 - Objetivos.....	3
2 - REFORÇO DE SOLOS COM A INCLUSÃO DE FIBRAS DE DISTRIBUIÇÃO ALEATÓRIA.....	4
2.1 - Generalidades.....	4
2.2 - Características das Fibras.....	7
→ 2.2.1 - Fibras Vegetais.....	7
2.2.2 - Fibras de Aço.....	10
2.2.3 - Fibras Poliméricas.....	11
→ 2.3 - Mecanismos de Interação Solo-Fibra.....	15
2.3.1 - Orientação dos Elementos de Reforço.....	15
2.3.2 - Tensões Confinantes.....	16
2.4 - Fatores que Afetam o Comportamento da Mistura Solo-Fibra.....	19
2.4.1 - Efeito da compactação sobre os Solos Reforçados.....	23
2.4.2 - Efeito do Teor de Fibra na Resistência dos Solos Reforçados.....	26
2.4.3 - Efeito da Umidade na Resistência dos Solos Reforçados.....	28
2.4.4 - Efeito do Comprimento e Diâmetro na Resistência dos Solos Reforçados.....	31
2.4.5 - Efeito do Teor de Fibra na Permeabilidade dos Solos Reforçados.....	33
2.4.6 - Efeito das Fibras na Envoltória de Ruptura dos Solos Reforçados.....	33
2.5 - Modelos Teóricos para Previsão da Contribuição de Fibras	

para a Resistência dos Solos.....	38
2.5.1 - Modelo Teórico Baseado no Equilíbrio Limite.....	38
2.5.1.1 - Mecânica do Reforço.....	39
2.5.1.2 - Verificação do Modelo Teórico.....	40
2.5.2 - Modelo Teórico Baseado em Análise Estatística pela Distribuição de Poisson.....	42
2.5.2.1 - A Distribuição de Poisson.....	42
2.5.2.2 - Base Estatística para Disposição de Fibras pela Distribuição de Poisson.....	43
2.5.2.3 - Mecânica do Reforço.....	44
2.5.2.4 - Verificação do Modelo Teórico.....	47
2.5.3 - Modelo Teórico Baseado em Análise Estatística pelo Método de Regressão Múltipla.....	49
2.5.3.1 - Análise de Regressão.....	50
2.5.3.2 - Modelo Proposto.....	51
2.5.3.3 - Verificação do Modelo.....	52
2.6 - Conclusões.....	54
 3 - METODOLOGIA DE TRABALHO.....	55
3.1 - Materiais.....	55
3.2 - Procedimentos dos Ensaios.....	56
3.2.1 - Amostragem.....	56
3.2.2 - Ensaios de Caracterização.....	56
3.2.3 - Formação dos Corpos de Prova para Ensaios de Cisalhamento Direto.....	57
3.2.4 - Formação dos Compósitos Fibra-Solo Argiloso/ Fibra-Solo Arenoso para Ensaios de Compressão Simples e Triaxial.....	58
3.2.5 - Ensaios Especiais sobre as Misturas.....	59
3.2.6 - Confeção dos Painéis.....	61
 4 - RESULTADOS.....	62
4.1 - Caracterização dos Solos.....	62
4.2 - Ensaios de Cisalhamento Direto.....	62
4.3 - Ensaios de Compressão Simples.....	65

4.3.1 - Ensaios de Compressão Simples em Compósitos Argilosos.....	65
4.3.2 - Ensaios de Compressão Simples em Compósitos Arenosos.....	69
4.4 - Ensaios de Compressão Triaxial.....	73
4.4.1. - Comportamento Tensão Desviatória x Deformação	73
4.4.1.1 - Comportamento Tensão Desviatória x Deformação Específica - Argila Siltosa.....	73
4.4.1.2. - Comportamento Tensão Desviatória x Deformação Específica - Solo: Areia Siltosa.....	76
4.4.2 - Efeito da Tensão Confinante sobre os Solos.....	78
4.4.2.1 - Efeito da Tensão Confinante - Argila Siltosa.....	79
4.4.2.2 - Efeito da Tensão Confinante - Areia Siltosa.....	79
4.4.3 - Resistência dos Solos Reforçados (Envoltórias de Mohr-Coulomb).....	81
4.4.3.1 - Envoltórias de Mohr-Coulomb da Argila Siltosa.....	81
4.4.3.2 - Envoltórias de Mohr-Coulomb da Areia Siltosa.....	84
4.4.4 - Análise Estatística dos Resultados - Regressão Múltipla.....	87
4.4.4.1 - Análise de Regressão - Argila Siltosa.....	88
4.4.4.2 - Análise de Regressão - Areia Siltosa.....	89
4.5 - Confeção dos Painéis.....	92
 5 - DISCUSSÕES SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS NO PRESENTE TRABALHO X OUTROS AUTORES.....	 95
5.1 - Introdução.....	95
5.2 - Comparação de Resultados Experimentais - Solo Argiloso.....	96
5.3 - Comparação de Resultados Experimentais - Solo Arenoso.....	100
 6 - CONCLUSÕES.....	 105
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 108

ANEXO A: Envoltórias de Resistência de Mohr-Coulomb - Argila Siltosa

ANEXO B: Envoltórias de Resistência de Mohr-Coulomb - Areia Siltosa

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Tipos de fibras usadas em materiais de construção.....	7
FIGURA 2.2 - Tipos de fibras de aço comercialmente disponíveis.....	10
FIGURA 2.3 - Fibras de aço.....	13
FIGURA 2.4 - Fibras de polipropileno.....	13
FIGURA 2.5 - Filamentos.....	14
FIGURA 2.6 - Fibras de polipropileno (fibriladas).....	14
FIGURA 2.7 - Influência da posição das fibras nos solos.....	17
FIGURA 2.8 - Envoltória de ruptura de areia reforçada com fibras em diferentes inclinações.....	17
FIGURA 2.9 - Efeito da tensão confinante na envoltória de ruptura de solos reforçados.....	18
FIGURA 2.10 - Curvas de compactação para o solo ETA com alguns teores de fibras.....	25
FIGURA 2.11 - Curvas de compactação para o solo VS com alguns teores de fibras.....	25
FIGURA 2.12 - Curvas tensão-deformação da areia reforçada com vários teores de fibras.....	27
FIGURA 2.13 - Influência do teor de fibra na resistência da caulinita.....	27
FIGURA 2.14 - Efeito das fibras na resistência à compressão simples da argila arenosa para vários teores de umidade.....	29
FIGURA 2.15 - Curvas tensão-deformação da argila sem reforço em vários teores de umidade.....	29
FIGURA 2.16 - Curvas tensão-deformação da argila com reforço em vários teores de umidade.....	30
FIGURA 2.17 - Curvas tensão-deformação da areia com fibras em vários teores de umidade.....	30
FIGURA 2.18 - Efeito do índice aspecto na resistência da areia para várias tensões confinantes.....	32
FIGURA 2.19 - Efeito do comprimento das fibras em solo argiloso.....	32
FIGURA 2.20 - Tensão principal na ruptura x tensão confinante para a) areia fina e b) areia média.....	36

FIGURA 2.21 - Tensão principal na ruptura x tensão confinante para areia sem reforço e com inclusões de variados índices aspecto.....	37
FIGURA 2.22 - Envoltória de ruptura para dois tipos de areia com inclusões em forma de filamentos e fitas.....	37
FIGURA 2.23 - Acréscimo de resistência ao cisalhamento x orientação inicial da fibra.....	41
FIGURA 2.24 - Caracterização de uma fibra atravessando a zona cisalhante durante deformação em ensaios de compressão triaxiais.....	46
FIGURA 2.25 - Verificação do modelo através de comparação entre dados previstos e dados experimentais para uma areia de duna.....	46
FIGURA 2.26 - Envoltória de ruptura - areias uniformes, arredondadas reforçadas com fibras.....	48
FIGURA 2.27 - Envoltória de ruptura - areias bem graduadas, angulares reforçadas com fibras.....	48
FIGURA 2.28 - Resistência prevista x resistência obtida a partir de dados experimentais para $\sigma < \sigma_{crit}$	53
FIGURA 2.29 - Comparação entre as envoltórias de resistência de dados obtidos por MAHER (1988) e dados do modelo proposto.....	53
FIGURA 3.1 - Equipamento de cisalhamento direto com C.P.....	58
FIGURA 4.1 - Curvas granulométricas dos solos.....	63
FIGURA 4.2 - Curva de compactação - Argila Siltosa.....	63
FIGURA 4.3 - Curva de compactação - Areia Siltosa.....	64
FIGURA 4.4 - Envoltória de resistência - Argila Siltosa.....	64
FIGURA 4.5 - Envoltória de resistência - Areia Siltosa.....	65
FIGURA 4.6 - Resistência à compressão simples - Argila Siltosa com fibras de 5mm e vários teores e sem reforço.....	66
FIGURA 4.7 - Resistência à compressão simples - Argila Siltosa com fibras de 10mm e vários teores e sem reforço.....	67
FIGURA 4.8 - Resistência à compressão simples - Argila Siltosa com fibras de 20mm com vários teores e sem reforço.....	67
FIGURA 4.9 - Resistência à compressão simples - Argila Siltosa com fibras de 30mm com vários teores e sem reforço.....	68
FIGURA 4.10 - Resistência à compressão simples x comprimento das fibras para vários teores - Argila Siltosa.....	68

FIGURA 4.11 - Resistência à compressão simples - Areia Siltosa com fibras de 5mm com vários teores e sem reforço.....	70
FIGURA 4.12 - Resistência à compressão simples - Areia Siltosa com fibras de 10mm com vários teores e sem reforço.....	70
FIGURA 4.13 - Resistência à compressão simples - Areia Siltosa com fibras de 20mm com vários teores e sem reforço.....	71
FIGURA 4.14 - Resistência à compressão simples - Areia Siltosa com fibras de 30mm com vários teores e sem reforço.....	71
FIGURA 4.15 - Resistência à compressão simples x comprimento das fibras para vários teores - Areia Siltosa.....	72
FIGURA 4.16 - Comportamento tensão-deformação - argila siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 50 kPa).....	74
FIGURA 4.17 - Comportamento tensão-deformação - argila siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 100 kPa).....	75
FIGURA 4.18 - Comportamento tensão-deformação - argila siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 200 kPa).....	75
FIGURA 4.19 - Comportamento tensão-deformação da areia siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 50 kPa).....	77
FIGURA 4.20 - Comportamento tensão-deformação - areia siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 100 kPa).....	77
FIGURA 4.21 - Comportamento tensão-deformação - areia siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 200 kPa).....	78
FIGURA 4.22a - Efeito da tensão confinante - Argila siltosa.....	79
FIGURA 4.22b - Efeito da tensão confinante - Areia Siltosa.....	80
FIGURA 4.23 - $u \times \varepsilon$ - argila siltosa sem reforço.....	82
FIGURA 4.24 - $u \times \varepsilon$ - argila siltosa (L: 5mm e T: 0,4%).....	82
FIGURA 4.25 - $u \times \varepsilon$ - argila siltosa (L: 5mm e T: 1,0%).....	83
FIGURA 4.26 - $u \times \varepsilon$ - argila siltosa (L: 10mm e T: 0,4%).....	83
FIGURA 4.27 - $u \times \varepsilon$ - argila siltosa (L: 10mm e T: 1,0%).....	84
FIGURA 4.28 - $u \times \varepsilon$ - areia siltosa sem reforço.....	85
FIGURA 4.29 - $u \times \varepsilon$ - areia siltosa (L: 20mm e T: 0,4%).....	85
FIGURA 4.30 - $u \times \varepsilon$ - areia siltosa (L: 20mm e T: 1,0%).....	86

FIGURA 4.31 - $u \times \varepsilon$ - areia siltosa (L: 30mm e T: 0,4%).....	86
FIGURA 4.32 - $u \times \varepsilon$ - areia siltosa (L: 30mm e T: 1,0%).....	87
FIGURA 4.33 - Valores previstos x valores experimentais - Argila Siltosa.....	91
FIGURA 4.34 - Valores previstos x valores experimentais - Areia Siltosa.....	91
FIGURA 4.35 - Painel formado pelo solo argiloso sem reforço.....	94
FIGURA 4.36 - Painel formado pelo solo argiloso com fibras.....	94
FIGURA 5.1 - Acréscimo de resistência ao solo ETA x comprimento de fibras para vários teores.....	98
FIGURA 5.2: Acréscimo de resistência - solo Jardim Medeiros x comprimento de fibras para vários teores.....	98
FIGURA 5.3: Acréscimo de resistência solo (50-50) x comprimento de fibras para vários teores.....	101
FIGURA 5.4: Acréscimo de resistência - solo (Washington Luiz) x comprimento de fibras para vários teores.....	102

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Características de sistemas em solos reforçados.....	5
TABELA 2.2 - Fibras vegetais brasileiras usadas como reforço.....	8
TABELA 2.3 - Principais características dos trabalhos analisados.....	20
TABELA 2.4 - Características principais dos solos argilosos.....	20
TABELA 2.5 - Características principais dos solos arenosos.....	21
TABELA 2.6 - Principais parâmetros das fibras.....	22
TABELA 2.7 - Parâmetros de compactação dos compósito.....	24
TABELA 2.8 - Parâmetros de resistência - Mohr-Coulomb.....	35
TABELA 3.1 - Características das fibras utilizadas nos ensaios.....	55
TABELA 3.2 - Combinações de fibras - moldagem de corpos de prova....	59
TABELA 4.1 - Características principais dos solos.....	62
TABELA 4.2 - Parâmetros de resistência dos solos.....	65
TABELA 4.3 - Combinações ótimas de fibras.....	73
TABELA 4.4 - Parâmetros e acréscimos de resistência - Argila Siltosa.....	81
TABELA 4.5 - Parâmetros e acréscimos de resistência - Areia Siltosa.....	84
TABELA 4.6 - Valores de T críticos e T calculados - Argila Siltosa.....	89
TABELA 4.7 - Valores de T críticos e T calculados - Areia Siltosa.....	89
TABELA 4.8 - Valores de T críticos e T calculados (sem a variável teor)- Areia Siltosa.....	90
TABELA 4.9 - Características dos painéis (após secagem).....	92
TABELA 4.10 - Características estruturais apresentadas pelos painéis.....	93
TABELA 5.1 - Principais parâmetros dos solos argilosos analisados.....	96
TABELA 5.2 - Parâmetros de resistência dos solos analisados.....	99
TABELA 5.3 - Principais parâmetros dos solos arenosos analisados.....	100
TABELA 5.4 - Parâmetros de resistência dos solos granulares.....	103
TABELA 5.5 - Parâmetros de resistência dos solos granulares considerando a bilinearidade da envoltória.....	104

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_1 = tensão principal

σ_3 = tensão confinante

σ_{1f} = tensão principal máxima na ruptura

σ_{crit} = tensão confinante crítica

c, c_a = intercepto de coesão

σ_N = tensão normal

L_L = limite de liquidez

L_P = limite de plasticidade

I_P = índice de plasticidade

$\gamma_{dm\acute{a}x}$ = peso específico seco máximo

$\omega_{\acute{o}t}$ = teor de umidade ótima

D_{10} = diâmetro efetivo

D_{60} = diâmetro tal que 60% do solo, em massa, têm diâmetros inferiores a este.

D_r = densidade relativa

C_u = coeficiente de uniformidade

C_c = coeficiente de curvatura

$e_{m\acute{a}x}$ = índice de vazios máximo

$e_{m\acute{i}n}$ = índice de vazios mínimo

Sp = grau de esfericidade dos grãos

G_s = densidade do solo

G_f = densidade da fibra

L = comprimento das fibras

D e D_R = diâmetro das fibras

ω_f, T = fração em peso das fibras ou teor (%)

L/D = índice aspecto

α = adesão

f = coeficiente de atrito do solo

f' = coeficiente de atrito efetivo do solo

$\delta; \mu$ = ângulo de atrito de interface solo-fibra

f^* = coeficiente de atrito de interface solo-fibra

A_R/A = relação de concentração fibra - área

ω = teor de umidade

ΔS_r = aumento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado com fibra

τ_R = tensão de atrito superficial ao longo da fibra

T_R = resistência à tração mobilizada pelas fibras, por unidade de área do solo

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo

θ = ângulo de distorção de cisalhamento

φ = ângulo de distorção para uma fibra inclinada com relação ao plano de cisalhamento

i = ângulo de orientação inicial da fibra com relação à superfície de cisalhamento

x = deslocamento horizontal durante o cisalhamento

z = espessura da zona de cisalhamento

$k = (x/z)$: relação entre deslocamento e espessura da zona de cisalhamento

σ_R = tensão de tração desenvolvida na fibra no plano de cisalhamento

E_R = módulo de rigidez da fibra

X_t = nº de ocorrências no intervalo de tempo ou de espaço t

v = nº médio de ocorrências de um evento por unidade de intervalo de tempo ou de espaço

N_v = nº médio de fibras por unidade de volume

N_s = nº médio de fibras atravessando uma unidade de área

$P(R)$ = probabilidade de se encontrar exatamente R fibras por unidade de volume, conhecendo-se N_v

Δt = intervalo de tempo

β_f = fração de volume da fibra

Δs = acréscimo de resistência ao cisalhamento devido a inclusão de fibra

$\zeta = f$ (tipo de solo, granulometria do solo (D_{50}), esfericidade da partícula (S_p), coeficiente de uniformidade da areia (CU), comprimento da fibra (L), relação aspecto (L/D) e módulo de deformabilidade da fibra (E))

σ_P : resistência de atrito superficial das fibras

σ_N : tensão normal

R^2 = coeficiente de determinação

RESUMO

Este trabalho aborda o comportamento de dois solos (uma argila e uma areia), reforçados com fibras plásticas de polipropileno. Os solos foram compactados no teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo e foram misturados com fibras de diferentes teores e comprimentos. Os resultados dos ensaios de compressão simples foram usados para selecionar os teores e comprimentos ótimos de fibras. Os resultados mostraram que a resistência do solo arenoso cresceu com o aumento do teor e comprimento das fibras e o solo argiloso apresentou acréscimo de resistência, com o aumento do teor até o comprimento de fibra de 10mm. As curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais, para solos com e sem reforço foram similares, com uma resistência de pico definida e pequena redução de queda de tensão pós pico. As amostras de solo arenoso apresentaram considerável aumento de resistência, com o aumento do teor e comprimento das fibras. Pequenos painéis, fabricados com o solo argiloso (300x300x100)mm, mostraram que a presença da fibra pode reduzir a magnitude das trincas quando comparados com o solo sem reforço.

PALAVRAS-CHAVES: Reforço de Solo, Fibras Plásticas, Fibras de Polipropileno, Compósitos de Solos.

ABSTRACT

This work presents the behavior of two soils (clay and sandy) reinforced with polypropylene plastic fibers. The soils were compacted at the optimum moisture content and maximum dry unit weight and were mixed with fibers of different lengths and contents. Unconfined compressive tests results were used to select the optimum fiber length and content. The results showed that the granular soil strength increased with increasing fiber length and content. The cohesive soil, on the other hand, showed strength up to fiber length of 10mm. Stress - Strain curves from triaxial tests for both reinforced and unreinforced cohesive soil were similar with a defined peak strength and small post peak reduction. Granular soil samples presented considerable strength increases with the increases of length and fiber content. Small panels fabricated with the reinforced cohesive soil (300x300x100)mm, showed that the presence of fiber can reduce crack magnitude when compared with the unreinforced soil.

Keywords: Soil Reinforcement, Plastic Fibers, Polypropylene Fibers, Soils Composites.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 - GENERALIDADES

O emprego de fibras introduzidas aleatoriamente no solo antes da compactação é uma técnica que têm despertado o interesse da comunidade geotécnica mundial (ANDERSLAND & KHATTACK, 1979; GRAY & AL-REFEAI, 1986; MAHER & GRAY, 1990; STAUFFER & HOLTZ, 1996). No Brasil são pioneiros os trabalhos desenvolvidos na Universidade Federal de Viçosa (SILVA *et al.*, 1995; TEIXEIRA *et al.*, 1995; BUENO *et al.*, 1996). Ao compactar esta mistura solo-fibra gera-se um outro material que se tem denominado fibrossolo. A presença das fibras induz uma substancial melhoria nas resistências ao cisalhamento e à tração dos solos reforçados (LIMA *et al.*, 1996).

O reforço dos solos com fibras é uma técnica viável para melhorar a resistência e capacidade de carga de um solo. Pesquisas têm demonstrado que a inclusão de fibras melhora significativamente a resposta de solos sob condições de carregamento dinâmico ou estático. GRAY & OHASHI (1983), por exemplo, estudaram a mecânica do reforço com fibras em solos não coesivos e mostraram que inclusões de fibras aumentam significativamente a resistência ao cisalhamento de pico e limitam a queda de cisalhamento pós-pico dos solos sob carga estática.

Os mecanismos de interação são resultados de intervenção de fenômenos de naturezas diversas, sendo afetados, particularmente, neste

caso, pela orientação relativa das inclusões e pela magnitude das tensões confinantes. O comportamento deste tipo de estrutura de reforço é similar ao de um maciço em terra armada, sendo característicos os mecanismos de ruptura por perda de aderência solo-reforço (baixas tensões de confinamento) e por ruptura do próprio reforço (elevadas tensões de confinamento). A ação das fibras consiste em promover um acréscimo das características de ductilidade do material e uma maior restrição aos efeitos de dilatação do solo.

Dados de vários autores mostraram que as fibras impõem ao solo um adicional da parcela coesiva, isto qualifica o fibrossolo para ser utilizado em misturas solo-cal e solo-cimento para uso em pavimentação, aumentando a resistência à tração destas misturas, que minimiza as trincas, por onde a deteriorização do pavimento se inicia. Além disto, este material composto pode ser empregado como melhoria de solo, sem aditivo, como reforço do subleito ou em camadas mais nobres do pavimento (BUENO, 1993).

Além da parcela coesiva, em algumas situações, a presença das fibras também aumenta o atrito do solo. Isto ocorre quando uma parte das fibras situar-se transversalmente ao plano de ruptura e, localmente, promover uma "costura" entre as partes em movimento relativo. Desta forma, por exemplo, como reforço de solos compactados, para fins de fundação, é possível que o fibrossolo permita uma elevação substancial da capacidade de carga permitindo o emprego de fundações rasas e portanto mais baratas, em situações em que o solo superficial tem baixa capacidade de suporte (SILVA *et al.*, 1995).

Um outro aspecto importante, neste contexto, é a melhoria de solos superficiais colapsíveis para implantação de obras leves mas de grande extensão horizontal, como os conjuntos habitacionais, tão comuns em nosso país. O fibrossolo mostra-se, também, potencialmente conveniente para uso em aterros de estradas, maciços de barragens de terra e na regularização de terrenos, dentre outros fins, dado ao incremento de resistência ao cisalhamento proporcionado pelas fibras distribuídas no solo (BUENO, 1993).

Uma outra área de aplicação potencial é em camadas impermeabilizantes (landfill liners) e coberturas finais de aterros (covers). Normalmente os solos argilosos em conjunto com materiais sintéticos (geomembranas, geotêxteis), são usadas para este tipo de obra. O recalque diferencial dos materiais estéreis usados na sua construção, podem causar excessiva deformação e fissuramento na cobertura e comprometer a performance à longo prazo do sistema de camadas. As propriedades mecânicas melhoradas (resistência e ductilidade) do material como resultado da inclusão de fibra pode ser útil na manutenção da integridade estrutural deste tipo de construção (MAHER & HO, 1994).

A interação solo-fibra depende de vários aspectos entre os quais se destacam o tipo de solo e as características da fibra, tais como tipo, teor, comprimento, diâmetro e módulo de deformabilidade.

Desta forma é de grande importância o conhecimento das propriedades deste composto. A maioria destes estudos foram conduzidos em laboratório, já que o tema é assunto bastante recente. As aplicações de campo em nosso país, até o momento restringe-se a um trecho do maciço da barragem de Mamonas, situada no norte de Minas Gerais (BUENO, 1996).

1.2 - OBJETIVOS

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver bases tecnológicas para viabilizar o emprego de fibras plásticas, curtas, de distribuição aleatória sobre dois solos típicos (um arenoso, outro argiloso) da região de São Carlos. Executou-se ainda, pequenos painéis com os compósitos argilosos de melhor trabalhabilidade, com o objetivo de emprego como alvenaria de vedação interna de edificações. Além dos trabalhos experimentais, foi realizada uma análise estatística através dos resultados obtidos, para verificação da influência dos parâmetros do solo e da fibra na resistência dos solos reforçados.

Capítulo 2

REFORÇO DE SOLOS COM A INCLUSÃO DE FIBRAS DE DISTRIBUIÇÃO ALEATÓRIA

2.1 - GENERALIDADES

Os processos de tratamento dos solos aplicados na engenharia são bastante diversificados. De um modo geral visam a melhoria da resistência e da capacidade de carga dos solos. Estes métodos podem ser classificados em três grandes grupos, quais sejam:

- Melhoria temporária: melhora a resistência do solo por um determinado período, podendo o mesmo voltar às condições iniciais;

- Melhoria sem aditivos: estabiliza o solo sem utilizar qualquer tipo de aditivo ou inclusão;

- Melhoria com inclusões: melhora a resistência do solo, inserindo-lhe elementos de reforço.

Dentre os processos de melhoria dos solos mostrados, destaca-se aquele realizado através de inclusões.

A técnica de melhoria dos solos utilizando inclusões é resultado da associação de dois materiais de construção de naturezas distintas e funções complementares: os solos, materiais caracterizados por possuírem resistências à compressão e ao cisalhamento e os elementos de reforço, materiais dotados de elevadas resistências à tração e à flexão.

Esta técnica também denominada por reforço dos solos pode ser subdividida em três tipos característicos:

- Inclusões de natureza unidimensional (direcionais);
- Inclusões de natureza bidimensional (direcionais);
- Inclusões de natureza tridimensional (aleatórias).

A Tabela 2.1 lista os sistemas correntes de reforços de solos, destacando-se os tipos de inclusões utilizadas e sua deformabilidade. Sob o aspecto de deformabilidade relativa classifica-se o efeito do reforço em dois tipos básicos (Mc GOWN *et al.*, 1978).

-Inclusões tipicamente inextensíveis: as inclusões apresentam pequenas deformações de ruptura, menores que as deformações de tração, características do solo reforçado ou não. A ação básica do reforço é caracterizada pelo aumento da resistência e da rigidez do sistema pela restrição substancial das deformações na direção do reforço;

-Inclusões tipicamente extensíveis: as inclusões apresentam deformações de ruptura elevadas, maiores que as deformações de tração do solo com ou sem reforço. A ação básica do reforço consiste no aumento da extensibilidade (ductilidade) do sistema.

TABELA 2.1 - Características de sistemas em solos reforçados (Mc GOWN *et al.*, 1978)

SISTEMA DE REFORÇO	TIPOS DE INCLUSÕES		DEFORMABILIDADE	
			INEXTENSÍVEIS	EXTENSÍVEIS
Terra armada	Unidimensional (direcional)	lâminas metálicas	*	
Solo pregado		lâminas plásticas barras	*	*
Geossintéticos	Bidimensional (direcional)	geogrelhas	*	
		mantas têxteis		*
Fibras	Tridimensional (aleatória)	fibras curtas		*
		fitas		*
		filamentos (Texsol)		*

As inclusões de natureza unidimensional possuem quase sempre uma rugosidade superficial que permite que a transferência de tensões do solo para a inclusão ocorra essencialmente por atrito.

A interação solo-reforço, no caso de inclusões bidimensionais pode ser desenvolvida similarmente por mecanismos de atrito e de adesão (geotêxteis) ou atrito, adesão e resistência passiva (grelhas).

No caso das inclusões tridimensionais, características das fibras distribuídas aleatoriamente na massa de solo, o mecanismo de interação do reforço com o solo difere bastante daquele de inclusões direcionais, tendo em vista o caráter aleatório das fibras no interior do maciço de fibrossolo. Devido a esta diferença, os processos de dimensionamento, que norteiam estes processos de melhoria dos solos, devem ser totalmente diferentes. Enquanto nos maciços reforçados com inclusões direcionais, os processos de dimensionamento do tamanho e número de inclusões se baseiam no princípio de equilíbrio de esforços internos e externos à massa, no fibrossolo o maciço é constituído de um material composto que pode ser entendido como um meio homogêneo em sua macroestrutura e deve ser avaliado em ensaios de laboratório e campo, para que suas resistências ao cisalhamento e à tração, sua compressibilidade e permeabilidade sejam quantificadas (BUENO & LIMA, 1995).

Uma das principais vantagens das fibras distribuídas aleatoriamente quando comparadas com reforços orientados unidirecionalmente e bidirecionalmente é a manutenção da isotropia da resistência, e a ausência de planos potenciais de fraqueza que podem se desenvolver paralelamente a orientação do reforço (GRAY & MAHER, 1989). Também é considerado de grande importância a sua característica de deformabilidade tipicamente extensível o que resulta em perdas menores de resistência de pós-pico (maior ductilidade do material de reforço no compósito solo-reforço).

2.2 - CARACTERÍSTICAS DAS FIBRAS

Pesquisas envolvendo o estudo do reforço de materiais da construção civil, destacando-se o gesso, concreto, argamassas de cimento Portland e solos coesivos e granulares têm utilizado uma grande variedade de tipos de fibras (vegetais, poliméricas, minerais e de aço), como mostra a Figura 2.1.

FIGURA 2.1 - Tipos de fibras usadas como inclusões em materiais de construção.

2.2.1) Fibras Vegetais

O reforço de materiais de construção com fibras vegetais é conhecido há milênios. Como exemplo, pode-se citar o emprego de fibras vegetais como reforço de gesso que vêm desde o Renascimento. Um grande número de trabalhos de pesquisas comprovaram a eficiência deste tipo de fibras, como reforço, mas o seu emprego na produção industrial é ainda muito pequeno.

AGOPYAN (1991) aborda o emprego de fibras vegetais como reforço de materiais, relacionando vários tipos potencialmente úteis para a construção civil. A Tabela 2.2 apresenta um resumo das principais características dos tipos de fibras mais adequadas para serem utilizadas no Brasil.

TABELA 2.2 - Fibras vegetais brasileiras adequadas ao uso como reforço (AGOPYAN, 1991).

FIBRA	DIÂMETRO (mm)	COMPRIMENTO (mm)	TRAÇÃO (MPa)	MÓDULO (GPa)	ALONGAMENTO (%)	PRODUÇÃO (Gton/ano)
coco	0,21 - 0,37	10 - 200	99 - 116	1,5 - 4,2	23 - 43	2,00
sisal	0,28 - 0,40	30 - 100	275 - 350	15	5	0,25
papel jornal	nd	1 - 2	300 - 500	10 - 40	nd	0,21
juta	0,02 - 0,12	vários m	230	Nd	3,7 - 7,5	nd
bambu	nd	2,3 - 3,5	73 - 505	5,1 - 24,6	3,2	nd
malva	0,009 - 0,12	1,5 - 5,0	230	Nd	5	0,25
piaçava	5	500 - 600	140	5,6	6	0,10

Obs.: nd = não disponível

As fibras vegetais podem ser utilizadas na formação de diversos compostos, mas podem ser degradadas pela ação de fungos e microorganismos. A avaliação da durabilidade dos compósitos é o principal problema a ser investigado.

A produção de materiais de cimento Portland comum reforçados com fibras vegetais não teve sucesso devido à rápida degradação dos compostos ocasionada pela elevada alcalinidade da água presente nos poros da matriz de cimento Portland. A região da matriz em torno da fibra, é caracterizada por porosidades elevadas, permitindo acúmulo de água e pela presença de quantidades elevadas de hidróxido de cálcio, propiciando elevada alcalinidade, a elevação da temperatura ambiente provoca uma sensível aceleração na velocidade de degradação.

Como a velocidade de degradação é relativamente alta, compostos formados por cimento convencional e fibras vegetais podem ser empregados em peças em que a resistência ao impacto e a ductilidade são

necessárias apenas por curto período de tempo, caso contrário, deve-se adotar algumas soluções para controlar o fator de degradação como:

- emprego de matrizes de baixa alcalinidade (gessos, cimentos especiais);
- impermeabilização da matriz;
- proteção das fibras com polímeros hidro-repelentes, como resinas, óleos e asfaltos;
- emprego dos compostos em locais permanentemente secos.

O estudo sistemático de fibras com finalidade de reforço de materiais de construções habitacionais começou na Inglaterra em 1970. No Brasil, o trabalho pioneiro cabe ao CEPED (Centro de Pesquisa e Desenvolvimento, Camaçari, Bahia), que iniciou o trabalho em 1980. Após uma avaliação das fibras disponíveis, concentrou seus trabalhos nas fibras de sisal e coco. Exaustivos estudos sobre a influência do teor e comprimento das fibras e dos processos de moldagem foram realizados. A partir destes resultados foram desenvolvidos e avaliados componentes habitacionais como telhas, calhas, pequenas caixas d'água, etc, produzidos por processo simplificado de construção e matrizes de cimento Portland. Atualmente o CEPED têm estudado a melhoria da durabilidade do compósito através da impregnação das fibras com resinas (GUIMARÃES* *apud* JOHN & AGOPYAN, 1993). Deve-se ainda citar os trabalhos desenvolvidos pelo ITEP, Recife, com o objetivo de reforçar matrizes de gesso com fibras de coco e sisal (SOBRINHO* *apud* JOHN & AGOPYAN, 1993) e as pesquisas realizadas pelo IPT, São Paulo com compostos de pasta de cimento e gesso reforçados com jornal desintegrado e pasta de gesso reforçada com sisal e argamassa de cimentos especiais reforçados com fibra de coco.

*GUIMARÃES, S. S.(1987) "Fibra vegetal-cimento: resultados de algumas experiências realizadas no THABA-CEPED". In. *Int. Symposium. on Housing Tech. Production and Transf.*, São Paulo.

*SOBRINHO, C. W de A. (1992) "Coconut and sisal fibre reinforced cement and gypsum matrices". *Fibre Reinforced Cement and Concrete*. R. N. Swamy, editor London, E. e FN Spon, p. 1193-1202.

Também devem ser destacadas as pesquisas desenvolvidas pela UFV, Viçosa, na fabricação de tijolos prensados com inclusões de fibras de celulose.

2.2.2 - Fibras de Aço

Uma considerável quantidade de pesquisas, têm sido conduzidas com a utilização de fibras de aço, como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil, de uma forma geral, apresentam índice aspecto (relação entre o comprimento e diâmetro da fibra) na faixa de 30 a 150 (comissão 544 da ACI, 1974), e comprimento e diâmetro na faixa de 0,1 a 7,62cm e 0,13 a 0,9mm, respectivamente (ARMELIN, 1993). Quanto à geometria da fibra, pode-se encontrar vários desenhos diferentes, comercialmente disponíveis, como mostra a Figura 2.2.

FIGURA 2.2 - Tipos de fibras de aço comercialmente disponíveis (ARMELIN, 1993).

As fibras de aço têm sido pesquisadas como reforço de solos argilosos fissurados (VALLEJO & YOO, 1996) e de concreto projetado (ARMELIN, 1993), com o objetivo de garantir o comportamento mais dúctil destes materiais. Seu uso como inclusão tem sido optado por diversas razões, como por possuírem propriedades físicas bem definidas, serem

inertes à degradação, e por serem facilmente disponíveis mundialmente, com propriedades uniformes e reproduzíveis (FATANI *et al*, 1991).

O Brasil é hoje um exportador de fibras de aço destinadas à construção civil. Como exemplos de construções executadas com sucesso, em que se utilizou fibras de aço misturadas ao concreto, ainda que em pequena porcentagem da obra, têm-se no país, o túnel Pinheiros e Campinas, 1991; Usina de Xingó, 1992 e Metrô de São Paulo, 1993.

2.2.3 - Fibras Poliméricas

O uso de fibras plásticas misturadas ao solo e a outros tipos de materiais de construção é uma técnica recente. As fibras são obtidas de polímeros que, de acordo com sua estrutura química, dão origem a um tipo específico de fibra plástica. Dentre os diversos produtos obtidos destacam-se os seguintes: polipropileno, poliamida (nylon), polietileno e poliéster. As fibras neste texto, englobam os laminetes ou fitas e os filamentos.

Um tipo de fibra bastante difundido atualmente no meio geotécnico, como reforço de materiais, é o filamento contínuo de poliéster (Texsol). Possui resistências mecânica e química elevadas, sendo especialmente indicado para obras de controle de erosão. Além disso, possui elevada durabilidade e resistência aos ataques químicos e biológicos (LIAUSU & JURAN, 1996). O processo de construção consiste em uma mistura direta do solo com os filamentos mediante jateamento hidráulico ou pneumático em proporções adequadas (0,1% a 0,2% em peso de filamentos em relação ao peso seco do material reforçado). As fibras de polipropileno são materiais de alta densidade e dotadas de alta resistência à ácidos, álcalis, água do mar e produtos químicos; possuem ainda grande resistência à quebra e à abrasão e são menos predispostas ao desgaste a ao rasgo (SETTY & RAO* *apud* RANJAN *et al*, 1996).

*SETTY, K. R. N. S. & RAO, S. V. G. (1987). "Characteristics of fiber reinforced lateritic soil." IGC (87), Bangabre, Índia, p. 329-333.

As dimensões das fibras normalmente utilizadas variam bastante; o comprimento de 5 a 250mm, o diâmetro de 0,10 a 60mm e o teor geralmente dosado por peso de material a ser reforçado de 0,1 a 6%.

Um tipo especial de fibra polimérica, utilizada em várias pesquisas são as fibriladas. Estas são confeccionadas a partir de séries longas de polipropileno orientadas paralelamente. No processo de fabricação, fitas do material são divididas ao longo do comprimento. Esses segmentos são conectados as 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, com um desenho em forma de diamante. Este tipo de inclusão têm 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. As fibrilas têm um importante potencial no controle de aparecimento de trincas nos solos. O teor de fibra usado permite diminuir a quantidade de teor de estabilizante químico (cal ou cimento) nos solos. Alguns tipos de fibras, usadas como reforço de materiais de construção, citadas nesta seção, estão mostradas nas Figuras 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6.

As fibras poliméricas de polipropileno possuem propriedades físicas e mecânicas bem definidas, o que não ocorre com relação às fibras vegetais, onde as propriedades são bastante variáveis. Com relação às fibras de aço, a vantagem é a de possuir módulo de rigidez relativamente baixo. Várias pesquisas têm mostrado que o uso de materiais de reforço com módulo de rigidez baixo tem conduzido a melhores resultados do que os materiais de reforço com módulo de rigidez elevado (Mc GOWN *et al.*, 1978).

Além de demonstrar melhores resultados, a facilidade de misturar as fibras plásticas aos solos, seja na atividade de homogeneização ou de compactação, permite o uso de equipamentos utilizados na engenharia civil.

FIGURA 2.3 - Fibras de aço

FIGURA 2.4 - Fibras de polipropileno

FIGURA 2.5 - Filamentos

FIGURA 2.6 - Fibras de polipropileno (fibrilas)

2.3 - MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-FIBRA

Os mecanismos de interação solo-fibra são resultados de intervenção de fenômenos de naturezas diversas. Neste sistema tem-se: o maciço compactado, entrelaçado pelas inclusões aleatórias. As fibras são dispostas nas mais variadas posições; algumas estarão tracionadas, outras estarão dobradas. A ação de cada fibra depende de sua disposição geométrica no instante da mistura, o qual irá determinar a sua inclinação, posição relativa aos planos de ruptura, além do estado de tensão a que estará submetida. Isto depende de vários fatores, incluindo o tipo de energia de compactação, o nível de tensão resultante de carregamento dos aterros e de cargas externas aplicadas ao maciço, entre outros. Dentre os vários fatores que interferem diretamente no mecanismo de interação, a orientação e o estado de tensões são os mais importantes e assim serão vistos com maiores detalhes, a seguir.

2.3.1 - Orientação dos Elementos de Reforço

A influência da orientação relativa dos elementos de reforço pode ser quantificada a partir da análise do equilíbrio limite (GRAY & OHASHI, 1983). O modelo proposto pelos autores consiste em analisar o comportamento de uma fibra elástica longa, estendendo ao longo do seu comprimento, em ambos os lados de um plano de cisalhamento potencial, em um maciço de areia. (Figura 2.7).

A fibra pode estar orientada inicialmente perpendicular ao plano de cisalhamento ou em alguns ângulos arbitrários (i). O cisalhamento provoca uma distorção na fibra, mobilizando sua resistência à tração. A força de tração pode ser decomposta em uma componente normal e outra tangencial ao plano de cisalhamento. A componente normal aumenta a tensão de confinamento no plano de ruptura, assim mobilizando resistência ao cisalhamento adicional na areia, enquanto que a componente tangencial resiste diretamente ao cisalhamento.

Análises deste tipo, evidenciam que a eficiência do reforço está associada à sua orientação dentro do maciço. A eficiência só é obtida se as fibras estão posicionadas segundo as direções que lhe impõem solicitações à tração. No solo reforçado, as fibras posicionadas desta forma promovem uma "costura", mobilizando resistência ao cisalhamento. Em outros casos, quando a orientação das fibras é coincidente com a direção do plano de ruptura, o reforço induzirá uma redução de resistência, pela diminuição das tensões cisalhantes. Assim, tendo em vista que o ângulo de atrito e a adesão de interface são menores do que o ângulo de atrito e a coesão do solo, a orientação das fibras em relação ao plano de cisalhamento condiciona o valor da coesão adquirida pelo solo reforçado.

Estudos experimentais mostraram que para as fibras posicionadas perpendiculares ao plano de cisalhamento, a componente de coesão obteve seu valor máximo (GRAY & OHASHI, 1983). A Figura 2.8 mostra a influência da orientação inicial da fibra nas envoltórias de cisalhamento. Foram executados ensaios de cisalhamento direto com areia reforçada com fibras posicionadas em diferentes inclinações. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento do composto é maior quando a fibra foi posicionada inicialmente a 60° e a 90° com relação ao plano de cisalhamento.

2.3.2 - Tensões Confinantes

As envoltórias de resistência obtidas por GRAY & OHASHI (1983), nos ensaios descritos anteriormente, foram bilineares, ocorrendo uma mudança de inclinação em uma certa tensão de confinamento. A tensão confinante correspondente à mudança de inclinação da envoltória de ruptura é denominada de tensão confinante crítica (σ_{crit}). A existência da tensão confinante crítica é muito importante para o entendimento do mecanismo de interação da areia reforçada com fibra. O aumento da resistência é atribuído ao atrito de interface areia-fibra e a tensão de tração desenvolvida nas fibras.

FIGURA 2.7 – Influência da posição das fibras para o reforço dos solos (GRAY & OHASHI, 1983).

FIGURA 2.8 – Exemplo de envoltória de ruptura de areia reforçada com fibras posicionadas em diferentes inclinações (GRAY & OHASHI, 1983).

Para mobilizar o atrito superficial na interface areia-fibra, uma certa magnitude de tensão confinante é requerida, abaixo da qual as fibras tendem a ser arrancadas. Sob tensões confinantes menores do que a tensão crítica ($\sigma \leq \sigma_{crit}$), as fibras deslizam durante a deformação e a ação do reforço é traduzida apenas por um aumento do ângulo de atrito do solo. Sob tensões confinantes maiores do que a tensão crítica ($\sigma > \sigma_{crit}$), a presença das fibras induz uma pseudo-coesão ao solo, sem qualquer variação do ângulo de atrito. Neste caso, as fibras se estendem ou sofrem deformação plástica, assumindo o critério de deformação de Mohr-Coulomb. A envoltória do solo reforçado se torna paralela àquela do solo não reforçado, acima da tensão de confinante crítica. Nestas condições a extensibilidade das fibras garante a integridade das inclusões e a ruptura ocorre no próprio solo, antes que a fibra se rompa. A Figura 2.9 esquematiza a envoltória de ruptura do solo arenoso sob influência das tensões confinantes. Este comportamento tem sido confirmado por diversos autores (MAHER & GRAY, 1990; RANJAN *et al*, 1993).

FIGURA 2.9 – Efeito da tensão confinante na envoltória de ruptura de solos reforçados com fibras (GRAY & OHASHI, 1983).

Maior ênfase será dada à este assunto no item 2.5.1 deste capítulo, quando será exposto o desenvolvimento de modelos teóricos para previsão da contribuição de fibras para a resistência ao cisalhamento dos solos reforçados.

2.4 - FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO DA MISTURA SOLO-FIBRA

Além da orientação dos elementos de reforço e das tensões confinantes, outros fatores, também afetam o comportamento da mistura solo-fibra, como a energia de compactação, o teor de umidade de compactação dos solos reforçados e o efeito do comprimento e diâmetro das inclusões.

O processo de interação solo-fibra está condicionado tanto às características do solo, como: tamanho, forma e graduação das partículas quanto aos parâmetros da fibra, tais como: teor, comprimento, diâmetro e módulo de elasticidade e às condições de ensaio. Diversos autores mostraram que a resistência dos solos reforçados aumenta com o aumento do teor, comprimento, índice aspecto (relação entre o comprimento e diâmetro) da fibra e atrito superficial solo-fibra, até um certo limite, a partir do qual as fibras exercem um efeito negativo no comportamento do compósito.

Este texto apresenta resultados de uma série de ensaios realizados por pesquisadores de várias localidades. Em seus trabalhos, eles procuraram analisar o comportamento de diversos tipos de solos (normalmente típicos de sua região), sob inclusão de fibras (vegetais, poliméricas, minerais e de aço).

As referências bibliográficas, bem como os tipos de solos e fibras utilizados pelos autores estão mostrados na Tabela 2.3, enquanto que as Tabelas 2.4, 2.5 e 2.6 mostram as principais características dos solos argilosos, dos solos arenosos e dos tipos de fibra utilizados, respectivamente.

TABELA 2.3 - Principais características dos trabalhos analisados

AUTOR	TIPO DE SOLO	TIPO DE FIBRA	TIPO DE ENSAIO
Freitag (1986)	argila arenosa	sintéticas	compactação resistência à compressão simples
Maher e Ho (1994)	argila	naturais	compactação
		sintéticas	resistência à compressão simples resistência à tração ensaio condutividade hidráulica
Silva et al (1995)	argila	sintéticas	compactação
	areia		resistência à compressão simples resistência à compressão triaxial
Nataraj (1996)	argila	sintéticas	compactação
	areia		ensaio cisalhamento direto resistência à compressão simples ensaio de CBR
Gray e Ohashi (1983)	areia	sintéticas	ensaio cisalhamento direto
Gray e Maher (1989)	areia	naturais sintéticas	compactação resistência à compressão triaxial
Al-Refeai (1991)	areia	sintéticas	compactação resistência à compressão triaxial
Ranjan et al (1996)	areia	sintéticas	compactação resistência à compressão triaxial
Stauffer e Holtz (1996)	areia	sintéticas	compactação resistência à compressão triaxial

TABELA - 2.4: Características principais dos solos argilosos

AUTOR	SOLO	L _L (%)	L _P (%)	I _P (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (KN/m ³)	$\omega_{\acute{o}t}$ (%)	CLASSIF
Freitag (1986)	cálcareo residual	42	20	22	--	--	CL
Maher e Ho (1994)	argila caulinita	45	30	15	--	--	CL
Silva et al (1995)	argila (ETA)	63	33	30	14,10	31,60	CH
Nataraj (1996)	argila	44	18	26	16,86	17,9	CL

TABELA 2.5 - Características principais dos solos arenosos

AUTOR	SOLO	D ₁₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	Cu	Cc	e _{max}	e _{min}	Sp	γ _{dmax} (KN/m ³)	ω _{cl} (%)	G _s
Gray e Ohashi (1983)	areia praia clara	0,14	0,23	1,50	--	0,73	0,50	--	--	--	--
Gray e Maher (1989)	areia Muskegon	--	0,41	1,50	--	0,78	0,50	0,60	--	--	2,65
	areia (50-50)	--	0,47	3,30	--	0,86	0,58	0,55	--	--	2,69
	areia de argamassa	--	0,60	4,13	--	0,62	0,32	0,55	--	--	2,70
	Otawa (20-30)	--	0,65	1,10	--	0,72	0,51	0,85	--	--	2,66
	Otawa (50-70)	--	0,25	1,10	--	0,91	0,77	0,85	--	--	2,66
	areia #1	--	1,10	1,65	--	0,84	0,43	0,30	--	--	2,70
	esfera de vidro #1	--	0,60	1,10	--	0,73	0,56	0,90	--	--	2,50
	AGSCO #16	--	0,89	1,58	--	0,92	0,69	0,60	--	--	2,66
Al-Refeai (1991)	areia fina	0,12	0,18	1,67	3,30	0,78	0,57	--	--	--	2,67
	areia média	0,26	0,78	0,94	1,40	0,77	0,52	--	--	--	2,69
Ranjan et al (1996)	areia fina	--	0,29	2,28	--	1,08	0,49	--	--	--	2,60
Silva et al (1995)	areia (VS)	--	--	--	--	--	--	--	18,10	13,60	--
Stauffer e Holtz (1996)	areia Mortar	--	0,52	4,22	--	0,66	0,41	--	18,30	--	2,67
	areia Lonestar #3	--	0,51	1,65	--	0,88	0,49	--	16,10	--	2,65
Nataraj (1996)	areia	0,113	0,165	1,56	0,95	--	--	--	15,52	15,2	--

TABELA 2.6 - Principais parâmetros das fibras

AUTOR	FIBRAS	L (mm)	D (mm)	G _f	L/D	Teor (%)	δ (°)	A _R /A (%)
Gray e Ohashi (1983)	junco #2	20	1,80	0,47	--	--	30	0,25 a 1,67
	PVC	a	2,20	--	--	--	23	
	palmyra	250	1,20	0,73	--	--	30	
	aço		1,00	--	--	--	21	
Freitag (1986)	nylon	--	--	1,10	--	1	--	--
	corda polipropileno	--	0,20	0,90	--	1	--	--
	fibermesh	20	0,10	--	--	1	--	--
Gray e Maher (1989)	borracha	--	1,1	1,26	20	0,5 a 6,0	30	--
	junco #0	--	1,0	0,47	20		30	--
	palmyra	--	0,58	0,73	20		30	--
	vidro #1	--	0,30	2,70	60		21	--
	vidro #2	--	0,30	2,70	80		21	--
	vidro #3	--	0,30	2,70	125		21	--
Al-Refeai (1991)	polipropileno (curtas)	25 e 50	0,1	0,90	--	0,5 a 5,0	--	--
	polipropileno(fibriladas)	25 e 50	0,4	0,90	--		--	--
	vidro	10 a 100	0,3	2,70	--		--	--
Maher e Ho (1994)	polipropileno (curtas)	2,5 a 20	32	0,90	--	1,0 a 5,0	--	--
	vidro	6,4 a 25,4	60	2,50	--		--	--
	madeira amolecida	0,55 e 2,55	40	1,54	--		--	--
Ranjan et al (1996)	polipropileno (curtas)	--	0,3	0,90	60	1,0 a 4,0	21	--
		--	0,3	0,90	90		21	--
		--	0,5	0,90	120		21	--
		--	0,5	0,90	75		21	--
Silva et al (1995)	polipropileno (curtas)	5,0; 10,0; 20,0	3,6	0,90	--	0,25; 0,50;1,0	--	--
Stauffer e Holtz (1996)	polipropileno (curtas)	100	--	0,90	--	0,2	--	--
	filamentos (Texsol)	--	--	1,38	--	0,2	--	--
Nataraj (1996)	polipropileno (fibriladas)	25,4	--	0,90	--	0,1 a 0,4	--	--

2.4.1 - Efeito da Compactação sobre os Solos Reforçados

A compactação da mistura solo-fibra depende de alguns fatores importantes como o tipo de solo, homogeneidade da mistura e do teor de fibra. Dependendo do tipo de fibra utilizado, torna-se difícil a execução da mistura, como é o caso dos fios longos de nylon que formam mechas dentro da massa do solo, ou os cordões de Fibermesh, que por possuírem superfícies ásperas tendem a se agruparem (FREITAG, 1986). Durante a compactação deve-se adequar o comprimento das inclusões às espessuras das camadas a serem compactadas, para se evitar a laminação. Além disso, as fibras mais longas tendem a se orientar horizontalmente, absorvendo parte da energia de compactação aplicada, promovendo em seguida ao golpe a sua liberação, dando à mistura um comportamento resiliente (SILVA *et al.*, 1995).

O efeito da compactação de solos arenosos e argilosos reforçados com fibras curtas de polipropileno foram analisados por SILVA *et al.* (1995). Para o solo argiloso ETA não se percebeu mudanças significativas na facilidade de compactar o solo, independente do teor de fibra utilizado, na faixa de 0 e 2% em peso de solo seco. Para o teor de 1% e comprimentos de 10 e 20mm, tornou-se mais difícil compactar a mistura (influência do comprimento da fibra). No solo arenoso, VS, as inclusões geraram uma dificuldade maior de compactação do que no solo ETA. Foi impossível preparar corpos de prova com teores superiores a 1%, em qualquer comprimento, ou com inclusões de 20mm de comprimento em qualquer teor, devido ao esborroamento dos corpos de prova ao serem retirados do molde de compactação. A Tabela 2.7 resume os valores dos parâmetros de compactação para os compósitos formados por fibras de 10mm de comprimento e teores de 0,25, 0,5 e 1,0%.

Resultados do efeito do teor de fibra na compactação do solo ETA mostraram que, houve um pequeno acréscimo do teor de umidade ótimo do solo quando misturado a fibras de 10mm de comprimento, no teor de 0,5% e o peso específico seco máximo das misturas sofreu uma pequena redução com o aumento do teor de fibra de 0 a 1,0% (Figura 2). Observa-se

que no ramo seco das curvas de compactação, o acréscimo de fibras em teor diminui o peso específico seco dos compósitos e no ramo úmido esta queda é menos pronunciada.

TABELA 2.7 - Parâmetros de compactação dos compósitos formados por fibras de 10mm de comprimento (SILVA *et al.*, 1995).

SOLO	ETA		VS	
L (mm)	10		10	
	$\omega_{ót}$ (%)	γ_{dmax} (KN/m ³)	$\omega_{ót}$ (%)	γ_{dmax} (KN/m ³)
Sem Inclusões	31,0	14,3	14,0	18,1
0,25	--	--	14,0	17,75
0,50	31,6	14,1	15,5	17,6
1,00	31,0	14,0	--	--

Na compactação do solo arenoso VS, nota-se que para o solo sem inclusões e para solos com contendo fibras no comprimento 10mm, com teores de 0,25 e 0,5%, os compósitos apresentaram nos ramos úmidos das curvas de compactação pesos específicos secos semelhantes entre si. Nos ramos secos o peso específico seco diminui com o aumento do teor (Figura 2.11). O teor de umidade ótimo aumenta para a mistura contendo fibra de 0,5% e o peso específico seco máximo se reduz com o aumento do teor.

Análises feitas em areias secas com inclusões de 0,1 a 0,4% de fibras curtas de polipropileno por NATARAJ (1996) sob efeito da compactação mostraram que a mistura exibiu mesmo comportamento do solo sem reforço. O teor de fibra de 0,1% aumentou levemente o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo, não havendo aumento adicional para valores maiores de teores de fibras. Na compactação da argila notou-se que o aumento do teor de fibra de 0 para 2%, aumentou levemente o peso específico seco máximo, com uma diminuição do teor de umidade ótima.

Segundo HOARE (1979), as resistências oferecidas pelas fibras durante a compactação e o fato de que as fibras têm uma densidade relativa pequena quando comparada com a dos solos, produzem uma redução do peso específico das misturas solo-fibras.

FIGURA 2.10 – Curvas de compactação para o solo ETA com alguns teores de fibras (SILVA *et al.*, 1995).

FIGURA 2.11 – Curvas de compactação para o solo VS com alguns teores de fibras (SILVA *et al.*, 1995).

2.4.2 - Efeito do Teor de Fibra na Resistência dos Solos Reforçados

Acréscimo de resistência é dado aos solos devido às inclusões de fibras. Isto tem sido confirmado por diversos pesquisadores. Resultados obtidos através de ensaios de compressão simples e compressão triaxiais, realizados sobre solos reforçados, mostraram que, o aumento do teor de fibra gera maior resistência de pico e menor perda de resistência pós-pico, aumentando portanto, a ductilidade do solo.

Ensaio realizado por FREITAG (1986) em um solo residual de calcáreo mostraram que as relações tensão-deformação são semelhantes para solo com e sem reforço, para baixas deformações, porém o solo reforçado pode suportar maiores deformações do que o solo sem reforço.

NATARAJ (1996) estudou o comportamento tensão deformação de uma argila compactada na massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo com variados teores de fibrilas (Figura 2.12). Observa-se através da figura que a resistência aumenta com a inclusão de fibras. O aumento do teor de fibra aumentou o módulo tangente e o módulo secante de pico.

Estudos realizados com uma argila caulinita reforçada com fibras curtas de polipropileno e de vidro, executados por MAHER & HO (1994), mostraram que aumentando o teor de fibra de 1 a 5% em relação ao peso de solo seco, houve um aumento significativo na resistência à compressão simples de pico do composto fibra-solo (Figura 2.13). As barras mostradas na figura representam os limites de resistência de pico normalizada para diferentes teores de umidade. Em geral, aumentando-se o teor de umidade, representados pelos valores limites inferiores das barras, reduz-se a contribuição de fibras para a resistência do composto e vice-versa.

FIGURA 2.12 – Curvas tensão-deformação da areia reforçada com vários teores de fibras (NATARAJ, 1996).

FIGURA 2.13 – Influência do teor de fibra na resistência da argila caulinita (MAHER & HO, 1994).

2.4.3 - Efeito do Teor de Umidade na Resistência dos Solos Reforçados

O teor de umidade é um fator de grande importância, para definição do comportamento dos solos reforçados, sobre o aspecto de resistência não drenada, que é, geralmente, um dos parâmetros utilizados para analisar a melhoria do comportamento dos solos, promovida pelas fibras.

Estudos realizados por FREITAG (1986), sobre o efeito do teor de umidade, sobre o solo residual de calcáreo, reforçado com fibras, mostraram que a resistência da argila reforçada, compactada próxima e no teor de umidade ótimo foi maior do que a resistência da argila sem reforço, com os mesmos teores de umidade (Figura 2.14). Observa-se que no ramo seco não se percebe algum benefício advindo com a presença da fibra. A máxima resistência ocorre em qualquer ponto do lado seco do teor de umidade ótimo, não havendo muita diferença para solos reforçados e sem reforço.

Ao ensaiar uma argila caulinita, MAHER & HO (1994), verificaram na relação tensão-deformação do solo sem reforço que para teores de umidade baixos, o comportamento da argila foi do tipo frágil; para teores de umidade elevados, o comportamento do solo foi dúctil (Figura 2.15). A relação tensão-deformação mostra um aumento da resistência à compressão de pico, diminuindo a redução de resistência pós-pico (Figura 2.16). A redução de queda pós-pico foi menos pronunciada para amostras com teores de umidade mais altos.

NATARAJ (1996) ensaiou uma areia reforçada com fibras e verificou que o aumento do teor de umidade aumentou a resistência de pico do solo até o teor de umidade ótimo; a resistência diminuiu com o aumento do teor de umidade acima do teor de umidade ótimo (Figura 2.17).

FIGURA 2.14 – Efeito da inclusão de fibras na resistência à compressão simples da argila arenosa para vários teores de umidade (FREITAG, 1985).

FIGURA 2.15 – Curvas tensão-deformação da argila sem reforço em vários teores de umidade (MAHER & HO, 1994).

FIGURA 2.16 – Curvas tensão-deformação da argila com inclusões com vários teores de umidade (MAHER & HO, 1994).

FIGURA 2.17 – Curvas tensão-deformação da areia com 0,3% de fibras em vários teores de umidade (NATARAJ, 1996).

2.4.4 - Efeito do Comprimento e Diâmetro das Fibras na Resistência dos Solos Reforçados

Em solos arenosos, em que a interação solo-fibra gera uma transferência de carga do solo para as fibras via o atrito de interface, aumentando-se o comprimento da fibra ou o índice aspecto (L/D), resulta em maior área superficial, e, portanto, em maior resistência de atrito de interface entre a fibra e o solo (MAHER & GRAY, 1990). Quando o atrito é mobilizado completamente, ao longo do comprimento do reforço, a força de tração no reforço é proporcional ao seu comprimento. Para as fibras curtas não há suficiente deformação acumulada para mobilizar força de atrito elevada o suficiente para promover a tensão de tração de ruptura na fibra.

RANJAN *et al.* (1996) mostraram a influência do índice aspecto (L/D) na resistência da areia reforçada com fibras plásticas. A resistência da areia reforçada aumenta com o aumento do índice aspecto (Figura 2.18). O valor do aumento obtido na resistência da areia reforçada é maior para $L/D \leq 90$. Acima deste valor, o aumento da resistência é menor. Para valores de $L/D > 90$, a fibra pode deixar de permanecer esticada e assim o comprimento efetivo da fibra disponível para mobilizar resistência ao cisalhamento reduz-se. Para baixos valores de índice aspecto ($L/D < 60$), o comprimento da fibra é insuficiente para desenvolver tensão de tração que se iguale à tensão de tração de ruptura ao longo do seu comprimento.

No caso da argila caulinita, estudada por MAHER & HO (1994), o efeito do comprimento não foi tão significativo como observado para solos granulares. O efeito do aumento do comprimento da fibra na caulinita é mostrado na Figura 2.19. Observa-se que com o aumento do comprimento da fibra, decresce a contribuição das fibras para a resistência do fibrossolo.

FIGURA 2.18 – Efeito do índice aspecto na resistência da areia para várias tensões confinantes (RANJAN et al., 1996).

FIGURA 2.19 – Efeito do comprimento das fibras em solo argiloso (MAHER & HO, 1994).

2.4.5 - Efeito do Teor de Fibra na Permeabilidade dos Solos Reforçados

Um campo de aplicação de solos coesivos reforçados com fibras é o de camadas impermeabilizantes (landfill liners) e camadas de cobertura (covers). Neste campo, um parâmetro geotécnico importante é a condutividade hidráulica da mistura, cuja magnitude depende dos aspectos relacionados às inclusões em si.

Análise da permeabilidade da argila caulinita reforçada com vários tipos de fibras foi feita por MAHER & HO (1994). Eles mostraram que com o aumento do teor de fibra, aumentou-se a condutividade hidráulica do fibrossolo.

Ensaio de permeabilidade, realizados por BUENO *et al.* (1996), sobre diversos tipos de solos reforçados com fibras de polipropileno, mostraram que em solos mais grossos, as fibras causaram a diminuição da permeabilidade na ordem de 10 vezes. Isto pode ser devido ao fato de que as inclusões funcionam como barreiras, assim bloqueando o fluxo de água. Solos reforçados, menos permeáveis, como solos argilosos, ao contrário, apresentaram um aumento considerável na condutividade hidráulica, quando comparado aos solos sem reforço. Neste caso a fibra pode criar caminhos de fluxo preferenciais que facilitam o fluxo de água.

2.4.6 - Efeito das Fibras na Envoltória de Ruptura dos Solos Reforçados

As fibras exercem um papel importante na envoltória de ruptura dos solos reforçados. Especificamente, no que se refere à influência das tensões confinantes (item 2.3.2), o mecanismo de interação solo-fibra é caracterizado por duas fases distintas, nas quais são feitas análises diferenciadas do comportamento do composto solo-fibra. Além disso, tem sido constatado através de ensaios, um considerável acréscimo de coesão em solos arenosos, devido à inclusão de fibras.

AL-REFEAI (1991) analisou as envoltórias de ruptura de areias finas e médias reforçadas com 0,5% de fibras tomadas em relação ao peso de solo seco. Para areias reforçadas com fibras curtas de polipropileno com baixo índice aspecto, a ruptura ocorreu por rompimento da areia e deslizamento das inclusões, enquanto que para areias reforçadas com fibras longas de vidro e filamentos de polipropileno, dois modos de ruptura foram observados: em baixas tensões de confinamento, o sistema rompeu-se por deslizamento, onde o atrito de interface areia-fibra foi totalmente mobilizado; em altas tensões de confinamento, a ruptura ocorreu por deformação plástica da inclusão. A tensão de confinamento crítica (correspondente à mudança de inclinação da envoltória de ruptura) foi igual para ambas as areias reforçadas com fibras de vidro. Para o filamento, a tensão de confinamento crítica foi menor para a areia média, quando comparada com a areia fina (Figura 2.20).

Os ângulos de atrito dos solos reforçados medidos por AL-REFEAI (1991) foram maiores do que os valores dos ângulos de atrito dos solos sem reforço.

RANJAN *et al.* (1994) mostraram que o nível de tensão de confinamento crítico é influenciado pelo índice aspecto das fibras (Figura 2.21). Observa-se desta figura, que a tensão de confinamento crítica diminui com o aumento do índice aspecto. Isto deve ocorrer devido ao fato que para valores de índices aspectos baixos ($L/D \leq 60$), o comprimento da fibra é pequeno e só quando as tensões confinantes são elevadas é que o mecanismo de ruptura da fibra pode ocorrer. Para altos valores de índice aspecto, a força de atrito mobilizada ao longo da fibra é maior do que no caso anterior e o mecanismo de ruptura pode ocorrer por tensões confinantes menores.

Areias reforçadas com filamentos contínuos e fibras curtas de polipropileno foram ensaiadas por STAUFFER & HOLTZ (1996). As envoltórias de ruptura para estes compostos, bem como das areias sem reforço obtidas de ensaios triaxiais estão mostradas na Figura 2.22. Em todas as amostras de solos reforçados verificou-se aumento da coesão e do ângulo de atrito se comparado com os dos solos não reforçados. Como

mostrado na figura, os compostos exibiram envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb bilinear. Abaixo da mudança da inclinação da envoltória, os ângulos de atrito dos solos reforçados foram levemente maiores do que os das areias sem reforço. Acima do ponto crítico, os interceptos de coesão e ângulos de atrito são bem maiores do que os das areias não reforçadas (Tabela 2.8).

TABELA 2.8 -Parâmetros de resistência para análise de ruptura de Mohr-Coulomb (Stauffer & Holtz, 1996)

TIPO DE REFORÇO	AREIA	ÂNGULO ATRITO INTERNO (graus)	COESÃO (kPa)
Sem reforço	Argamassa	42	4
	Lonestar	40	6
Fibras de 100mm	Argamassa	58	5
		43	70
	Lonestar	56	8
		43	68
Filamentos contínuos	Argamassa	43	95
	Lonestar	44	83

FIGURA 2.20 – Tensão principal na ruptura x tensão confinante para a) areia fina e b) areia média (AL-REFEAI, 1991).

FIGURA 2.21 – Tensão principal na ruptura x tensão confinante para areia sem reforço e com inclusões de variados índices aspecto (RANJAN *et al.*, 1994).

FIGURA 2.22 – Envoltória de ruptura para dois tipos de areia com inclusões em forma de filamentos e fitas (STAUFFER & HOLTZ, 1996).

2.5 - MODELOS TEÓRICOS PARA PREVISÃO DA CONTRIBUIÇÃO DE FIBRAS NA RESISTÊNCIA DOS SOLOS

Como mostrado nos itens anteriores, as inclusões de fibras distribuídas aleatoriamente, aumenta a resistência ao cisalhamento e a rigidez das areias. Entretanto, é complexa a forma como a areia e as fibras interagem durante o processo de carregamento estático e como os parâmetros físicos do composto areia-fibra (granulometria da areia e comprimento e teor da fibra, etc.) afetam este processo de interação. Para responder a estas questões é necessária a formulação de modelos teóricos que ajudem a explicar a interação areia-fibra.

A modelagem dos estados de tensão e deformação em areias reforçadas, durante a deformação e ruptura é bastante complexa. É difícil estimar como as fibras discretas são distribuídas aleatoriamente na massa do solo, sua posição, direção e o número de fibras atravessando um plano de cisalhamento. Análises de elementos finitos sofisticados, empregando relações constitutivas apropriadas para descrever o comportamento da areia e reforço, foram usadas para este propósito (ANDRAWES *et al.*, 1980). Análises mais simples baseadas no equilíbrio limite foram também usadas para prever a resistência ao cisalhamento da areia reforçada e para identificar importantes parâmetros para a investigação experimental (WALDRON, 1977; GRAY & OHASHI, 1983; GRAY & AL-REFEAI, 1986). Além disto, teorias estatísticas foram utilizadas para prever a contribuição de cada variável interveniente para o aumento da resistência dos solos reforçados (MAHER & GRAY, 1990; RANJAN *et al.*, 1996). Neste item serão apresentados alguns trabalhos que mostram o desenvolvimento de modelos teóricos para previsão da resistência ao cisalhamento de areias reforçadas.

2.5.1 - Modelo Teórico Baseado no Equilíbrio Limite

Um modelo teórico baseado no equilíbrio limite foi usado por GRAY & OHASHI (1983) para examinar o efeito do reforço com fibra e

identificar a influência de importantes parâmetros do solo no comportamento do composto areia-fibra. O modelo é uma adaptação de modelos similares propostos por outros investigadores, como JEWELL* *apud* GRAY & OHASHI (1983). Baseia-se em uma fibra elástica, longa, estendendo sobre um plano de cisalhamento potencial de uma amostra de areia (ver Figura 2.7 no item 2.3.1). Supõe-se que a fibra seja suficientemente fina, tal que ofereça pequena, se alguma, resistência ao deslocamento cisalhante proveniente de rigidez à flexão. Se muitas fibras estão presentes em uma seção transversal, seus efeitos são computados a partir da concentração de área total de fibra expressa em termos da relação fibra-área que é o somatório das áreas das fibras pela área da seção transversal cisalhante (A_R/A).

2.5.1.1 - Mecânica do Reforço

Segundo GRAY & OHASHI (1983), o aumento da resistência ao cisalhamento da areia, devido a contribuição das fibras pode ser expresso como:

Para fibras perpendiculares ao plano de cisalhamento:

$$\Delta S_r : T_R (\text{sen } \theta + \cos \theta \text{ tg } \phi) \dots \dots \dots (1)$$

Para fibras inclinadas com relação ao plano de cisalhamento:

$$\Delta S_r : T_R (\text{sen } (90 - \varphi) + \cos (90 - \varphi) \text{ tg } \phi) \dots \dots \dots (2)$$

$$\theta : \text{tg}^{-1} (k) \quad \text{e} \quad \varphi : \text{tg}^{-1} \left(\frac{1}{k + (\text{tg}^{-1} i)^{-1}} \right) \dots \dots \dots (3)$$

onde:

- ΔS_r : aumento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado com fibra;
- T_R : resistência à tração mobilizada pelas fibras, por unidade de área do solo;
- ϕ : ângulo de atrito interno da areia;
- θ : ângulo de distorção para uma fibra com uma orientação perpendicular ao plano de cisalhamento;
- φ : ângulo de distorção para uma fibra inclinada com relação ao plano de cisalhamento;

* JEWELL, R. A. (1980). "Some factors Which influence the shear strength of reinforced sand". CUED/D-Soils/TR85, Cambridge University Engineering Departament, Cambridge, England.

i : ângulo de orientação inicial da fibra com relação à superfície de cisalhamento;
x : deslocamento horizontal durante o cisalhamento;
z : espessura da zona de cisalhamento;
k : (x/z) : relação entre deslocamento e espessura da zona de cisalhamento.

$$T_R : \left(\frac{A_R}{A} \right) \sigma_R \dots \dots \dots (4)$$

onde:

σ_R : tensão de tração desenvolvida na fibra no plano de cisalhamento;
 A_R/A : relação de concentração fibra/área

A tensão de tração que se desenvolve na fibra, ao longo do plano de cisalhamento (σ_R), depende de vários parâmetros. As fibras devem ser suficientemente longas e atritivas e a tensão confinante sobre elas também deve ser suficientemente alta para se evitar o arrancamento.

É necessário também assumir algum tipo de distribuição da tensão de tração ao longo do comprimento da fibra. Duas possibilidades são as formas linear e parabólica. Em ambos os casos, a tensão de tração máxima ocorre no plano de cisalhamento e decresce até zero nas extremidades da fibra. A tensão de tração resultante no plano de cisalhamento para essas duas distribuições são dadas pelas expressões:

$$\text{-linear : } \sigma_R : \left[\frac{4E_R \tau_R}{D_R} \right]^{\frac{1}{2}} [z(\sec \theta - 1)]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{-parabólica : } \sigma_R : \left[\frac{8E_R \tau_R}{3D_R} \right]^{\frac{1}{2}} [z(\sec \theta - 1)]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (6)$$

onde:

E_R : módulo de rigidez da fibra;
 τ_R : tensão de atrito superficial ao longo da fibra;
 D_R : diâmetro da fibra;
z : espessura da zona de cisalhamento;
 θ : ângulo de distorção de cisalhamento.

2.5.1.2 - Verificação do Modelo Teórico

A investigação experimental do modelo teórico foi feita utilizando-se fibras vegetais. Para a realização destes ensaios foi usada

areia seca nos estados fofo ($Dr:20\%$) e denso ($Dr:100\%$). As fibras foram colocadas em espaçamentos iguais dentro da caixa de cisalhamento. As orientações das fibras foram perpendicular ao plano de cisalhamento e em outras orientações pré-determinadas. O número máximo de fibras usado no programa de ensaios foi de 22, resultando uma relação de concentração de fibra por área de 1,67%.

Os resultados dos ensaios permitiram observar a média do aumento de resistência ao cisalhamento (ΔS_R) x orientação inicial da fibra (i) (Figura 2.23). Nesta figura é mostrada a comparação entre os dados experimentais obtidos por JEWELL* *apud* GRAY & OHASHI (1983) e os dados previstos pelo modelo teórico. Nota-se uma extraordinária semelhança entre os dados. Ambos os resultados dos ensaios indicam que uma orientação inicial de 60° com relação à superfície de cisalhamento é a orientação ótima, pois fornece um aumento de resistência de cisalhamento máximo.

FIGURA 2.23 – Acréscimo de resistência ao cisalhamento x orientação inicial da fibra (MAHER & GRAY, 1983).

2.5.2 - Modelo Teórico Baseado em Análise Estatística pela Distribuição de Poisson

MAHER & GRAY (1990) desenvolveram um modelo teórico para previsão da influência de inclusões de fibras distribuídas aleatoriamente no comportamento das areias durante os ensaios de compressão triaxial, baseado em teorias estatísticas.

O modelo fundamenta-se nas seguintes considerações:

- a) análise estatística para prever a posição e quantidade de fibras com relação ao plano de ruptura.
- b) definição das condições de equilíbrio para prever a contribuição das fibras na resistência ao cisalhamento do solo.

As seguintes suposições foram feitas com atenção ao desenvolvimento do modelo:

- a) as fibras têm comprimento, L e diâmetro, D constantes;
- b) as fibras têm probabilidade igual de formação de todos os possíveis ângulos em relação a um eixo arbitrário;
- c) as fibras são distribuídas na massa de solo e seus pontos de intersecção com o plano de ruptura, são distribuídos aleatoriamente, seguindo uma distribuição de Poisson;
- d) as fibras não oferecem nenhuma resistência ao dobramento;
- e) o compósito areia-fibra têm uma envoltória de ruptura bilinear, com o ponto de inflexão ocorrendo sob uma tensão de confinamento chamada σ_{crit} . (ver Figura 2.9 no item 2.3.2).

2.5.2.1 - A Distribuição de Poisson

A distribuição de Poisson basea-se nas seguintes hipóteses:

- a) um evento aleatório pode ocorrer em algum tempo ou ponto no espaço;
- b) a ocorrência (s) de um evento em um dado intervalo de tempo ou de espaço é independente de ocorrências em outros intervalos não coincidentes;

c) a probabilidade de ocorrência de um evento em um pequeno intervalo Δt é proporcional ao Δt e pode ser dado por $v\Delta t$, onde v é o alcance médio de ocorrências de um evento (assumido constante) e a probabilidade de duas ou mais ocorrências em Δt é desprezada.

Com base nestas hipóteses, o número de ocorrências de um evento em t , dado através da distribuição de Poisson será:

$$P(X_t : x) = \frac{(v_t)^x e^{-v_t}}{x!} \quad x : 0, 1, 2, \dots \quad (7)$$

onde:

X_t : n° de ocorrências no intervalo de tempo ou de espaço t ;

v : n° médio de ocorrências de um evento por unidade de intervalo de tempo ou de espaço.

2.5.2.2 - Base Estatística para Disposição de Fibras pela Distribuição de Poisson

Considera-se que as fibras presentes em um volume do compósito são distribuídas de forma aleatória, ou seja:

- a) as fibras são depositadas em uma massa de solo independentemente umas das outras;
- b) as fibras têm igual probabilidade de se depositarem em qualquer porção da massa de solo;
- c) as fibras têm igual probabilidade de orientação com todos os possíveis ângulos em relação a um eixo fixo, escolhido arbitrariamente (orientação aleatória).

Com base nas hipóteses a e b, é possível imaginar que os pontos de intersecção das fibras, com um plano arbitrário passando através delas, ocorrem independentemente e têm igual probabilidade de interceptarem em alguma parte do plano.

De acordo com a hipótese de que a disposição das fibras segue uma distribuição de Poisson, o número de fibras encontrado em um volume de solo é igual ao conhecido número médio de fibras introduzido aleatoriamente no solo e também diretamente relacionado à fração de volume β_f , comprimento L e diâmetro das fibras. Obtidos estes parâmetros experimentalmente, pode-se calcular N_v e N_s :

$$N_v : \frac{4\beta_f}{\pi L d^2} \dots\dots\dots(8)$$

N_v : n° médio de fibras por unidade de volume

$$N_s : \frac{2\beta_f}{\pi d^2} \dots\dots\dots(9)$$

N_s : n° médio de fibras atravessando uma unidade de área

O atual número de fibras observado em uma unidade de volume do composto (R) é estatisticamente distribuído e representado por N_v , através da seguinte função de distribuição de Poisson:

$$P(R) : \frac{(N_v)^R e^{-N_v}}{R} \dots\dots\dots(10)$$

onde:

$P(R)$: probabilidade de se encontrar exatamente R fibras por unidade de volume, conhecendo-se N_v .

2.5.2.3 - Mecânica do Reforço

Pela teoria probabilística, a orientação esperada de uma fibra distribuída aleatoriamente com relação à algum plano de referência é

perpendicular ao plano de ruptura de cisalhamento em ensaios de compressão triaxial (MAHER* *apud* MAHER & GRAY, 1990).

Dados o número e a posição das fibras com relação ao plano de ruptura, a bilinearidade da envoltória de ruptura em solo reforçado com fibra e a existência de uma tensão de confinamento crítica σ_{crit} , a contribuição de fibra para a resistência ao cisalhamento pode ser estimada usando uma aproximação a partir do equilíbrio limite.

O acréscimo de resistência ao cisalhamento devido a inclusão de fibra (Δs) é dado por:

$$\Delta s : N_s \zeta (\pi D^2/4)(2\sigma_{conf} \tan \delta)(\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) \Rightarrow 0 < \sigma < \sigma_{crit} \dots \dots \dots (11)$$

$$\Delta s : N_s \zeta (\pi D^2/4)(2\sigma_{crit} \tan \delta)(\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) \Rightarrow \sigma > \sigma_{crit} \dots \dots \dots (12)$$

onde:

ζ : f (tipo de solo, granulometria do solo (D_{50}), esfericidade da partícula (S_p), coeficiente de uniformidade da areia (CU), comprimento da fibra (L), relação aspecto (L/D) e módulo de deformabilidade da fibra (E));

N_s : n° de fibras cruzando uma área unitária do plano de ruptura;

σ_{conf} : tensão confinante aplicada;

σ_{crit} : valor conhecido ou estimado da tensão confinante crítica;

δ : ângulo de atrito de interface do solo-fibra;

θ : ângulo de distorção de cisalhamento;

ϕ : ângulo de atrito interno da areia;

z : espessura da zona de cisalhamento.

A figura 2.24 mostra a caracterização de uma única fibra atravessando a zona de cisalhamento, durante a deformação em ensaios de compressão triaxial.

*MAHER, M. H. (1988). "Static and dynamic response of sands reinforced with discrete, randomly distributed fibers". Thesis submitted to the University of Michigan, at Ann Arbor, Michigan, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

FIGURA 2.24 – Caracterização de uma fibra atravessando a zona cisalhante durante deformação em ensaios de compressão triaxiais (MAHER & GRAY, 1990).

FIGURA 2.25 – Verificação do modelo através de comparação entre dados previstos e dados experimentais para uma areia de duna (MAHER & GRAY, 1990).

2.5.2.4 - Verificação do Modelo Teórico

Para verificação do modelo, foram usadas as equações 11 e 12 para estimar a contribuição das fibras para a resistência da areia. Antes de usar as equações, o valor da tensão de confinamento crítica (σ_{crit}) deve ser determinado. Para isto relações funcionais foram derivadas, baseadas em resultados experimentais e usadas como entrada das equações (11 e 12). Analogamente à estimativa de σ_{crit} , outro grupo de relações funcionais foi usado para estimar a contribuição da fibra para o aumento da resistência ao cisalhamento da areia.

Uma comparação entre as previsões teóricas e os dados experimentais está mostrada na Figura 2.25. Observa-se que no geral houve razoável acordo entre os valores experimentais e os previstos

Além da verificação do modelo, é importante definir experimentalmente a tensão de confinamento crítica e sua relação com os parâmetros solo-fibra. Resultados deste programa de ensaios mostraram que areias reforçadas com fibras distribuídas aleatoriamente exibiram ambas envoltórias de ruptura curvo-linear ou bilinear. Areias uniformes, com partículas arredondadas exibiram uma melhor forma de comportamento (Figura 2.26). Por sua vez areias bem graduadas com partículas angulares tenderam a exibir envoltória de ruptura bilinear (Figura 2.27).

A tensão crítica correspondente ao ponto de inflexão da envoltória de resistência é muito sensível para alguns parâmetros do solo-fibra, como a relação aspecto da fibra (L/D), forma do grão, distribuição granulométrica, mas é relativamente insensível à outros, como a quantidade de fibra e tamanho do grão médio.

FIGURA 2.26 – Envoltória de ruptura para areias uniformes, arredondadas, reforçadas com fibras (MAHER & GRAY, 1990).

FIGURA 2.27 – Envoltória de ruptura para areias bem graduadas, angulares, reforçadas com fibras (MAHER & GRAY, 1990).

2.5.3 - Modelo Teórico Baseado em Análise Estatística pelo Método de Regressão Múltipla

RANJAN *et al.* (1996) elaboraram uma análise de regressão múltipla de resultados de ensaios de compressão triaxiais para quantificar o efeito das propriedades das fibras, características dos solos e tensão de confinamento na resistência ao cisalhamento do solo reforçado com fibras discretas distribuídas aleatoriamente.

A expressão matemática do modelo de regressão é a seguinte:

$$\sigma_{1f} : f(\omega_f, L/D, \mu, \phi, \sigma_3) \dots \dots \dots (13)$$

onde:

σ_{1f} : tensão principal máxima na ruptura do solo reforçado com fibra (kPa);

ω_f : fração em peso das fibras (%);

L/D : índice aspecto;

μ : coeficiente de atrito de interface solo-fibra;

ϕ : ângulo de atrito interno do solo;

σ_3 : tensão de confinamento.

Como:

$$\mu : \frac{\sigma_P}{\sigma_N} \dots \dots \dots (14)$$

onde:

σ_P : resistência de atrito superficial das fibras;

σ_N : tensão normal,

O coeficiente de atrito de interface solo-fibra foi redefinido por POTYONDY, (1961), como:

$$f^* : \frac{Ca}{\sigma_N} + \operatorname{tg} \delta \dots\dots\dots (15)$$

onde:

f^* : coeficiente de atrito de interface solo-fibra;

Ca: intercepto de coesão;

σ_N : tensão normal;

δ : ângulo de atrito superficial ($\sigma_N - \sigma_P$)

O ângulo de atrito interno ϕ é uma função de características do solo incluindo a densidade relativa, podendo-se indicar esta ação em um termo adimensional:

$$f (f : c/\sigma_N + \operatorname{tg} \phi) \dots\dots\dots (16)$$

Portanto, a resistência ao cisalhamento do solo reforçado será função dos seguintes parâmetros:

$$\sigma_{1f} : f (\omega_f, L/D, f^*, f, \sigma_3) \dots\dots\dots (17)$$

2.5.3.1 - Análise de Regressão

A equação da regressão para a função resposta (y) e fatores ($x_1, x_2, x_3, \dots$) é representada por :

$$y_i : a_0 + a_1x_{1i} + a_2x_{2i} + \dots a_nx_{ni} \dots\dots\dots (18)$$

onde:

$a_0, a_1, a_2, \dots$: coeficientes;

i : 1, 2, 3, ..., n : número de processos.

A diferença entre os valores experimentais de y e os obtidos da equação de regressão (resíduo) é dada por:

$$y_i : - a_0 - a_1x_{1i} - a_2x_{2i} - \dots - a_nx_{ni} : U \dots\dots\dots (19)$$

De acordo com o método dos mínimos quadrados, a soma residual dos quadrados deveria ser mínima, isto é:

$$\sum_{i=1}^N U^2 : \text{mínima} \dots \dots \dots (20)$$

Derivações parciais de U^2 com os coeficientes desconhecidos são realizadas através de equações para determinação das estimativas dos coeficientes.

2.5.3.2 - Modelo Proposto

A análise de regressão foi usada com base nas seguintes suposições:

- a) o parâmetro resposta (σ_{1f}) é uma quantidade aleatória com uma regra de distribuição normal;
- b) a variância de σ_{1f} não depende de seu valor absoluto, isto é, as variâncias devem ser homogêneas. A homogeneidade da variância e a repetição dos ensaios são os pré-requisitos para a análise de regressão;
- c) as variáveis independentes, ou seja: (ω_f , L/D , f , f^* , σ_3), não são quantidades aleatórias.

Admitindo que a envoltória de ruptura dos solos reforçados com fibras é curvilínea com uma transição em certa tensão de confinamento, chamada tensão de confinamento crítica (σ_{crit}), duas equações foram desenvolvidas:

para $\sigma_3 \leq \sigma_{crit}$:

$$\sigma_{1f} : 12,3(\omega_f)^{0,4}(L/D)^{0,28}(f^*)^{0,27}(f)^{1,1}(\sigma_3)^{0,68} \dots \dots \dots (21)$$

$$R^2 : 0,903$$

para $\sigma_3 > \sigma_{crit}$:

$$\sigma_{1f} : 8,78(\omega_f)^{0,35}(L/D)^{0,26}(f^*)^{0,06}(f)^{0,84}(\sigma_3)^{0,73} \dots \dots \dots (22)$$

$$R^2 : 0,93$$

Obs : O modelo foi expresso em termos logarítmicos, pois obteve-se, deste modo, melhor adequação dos dados.

2.5.3.3 - Verificação do Modelo

Dois tipos de solos, uma areia siltosa e uma areia pura foram usados para verificação do modelo. Ensaio de compressão triaxiais foram realizados nos solos reforçados com fibras naturais e sintéticas. A Figura 2.28 mostra os resultados dos dados de resistência ao cisalhamento (σ_{1f}) obtidos dos dados experimentais e previstos através do modelo, para várias combinações de teor de fibras, índice aspecto, atrito superficial e tensão de confinamento. Pode-se observar pela figura que muitos dos pontos estão bastante próximos à linha de 45°, indicando um bom acordo entre os resultados experimentais e as previsões do modelo.

Uma comparação dos dados experimentais obtidos por MAHER* *apud* MAHER & GRAY (1990) com os dados previstos pelo modelo teórico estão mostrados na Figura 2.29 que contém as envoltórias de ruptura da areia reforçada para os dois casos. Observa-se através dos dados que a curva referente ao modelo teórico se aproxima da curva referente aos dados experimentais, exibindo, assim, a validade do modelo estatístico proposto.

*MAHER, M. H. (1988). "Static and dynamic response of sands reinforced with discrete, randomly distributed fibers". Thesis submitted to the University of Michigan, at Ann Arbor, Michigan, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

FIGURA 2.28 – Resistência prevista x resistência obtida a partir de dados experimentais para $\sigma_3 < \sigma_{crit}$ (RANJAN et al., 1996).

FIGURA 2.29 – Comparação entre as envoltórias de resistência de dados obtidos por MAHER (1988) e dados do modelo proposto (RANJAN et al., 1996).

2.6 - CONCLUSÕES

Os aspectos discutidos neste capítulo permitem concluir que o comportamento dos solos reforçados com fibras aleatórias é função de uma série de variáveis que incluem, entre outros; o tipo, teor e geometria das fibras, o módulo de deformabilidade das fibras, tipo de solos e condições de compactação e as tensões confinantes aplicadas ao solo.

Os resultados apresentados nesta revisão bibliográfica não permitem uma visão conclusiva da influência destes parâmetros e portanto uma série de estudos deve ser conduzida no sentido de fornecer uma melhor contribuição para o relacionamento destes conjuntos. Um outro fato importante é que estudos de melhoria geralmente possuem um cunho regional e os seus resultados não podem ser extrapolados, indiscriminadamente, para outras regiões.

Este trabalho pretende dar uma contribuição na formação de um banco de dados tendo como base para este estudo, solos típicos da região de São Carlos.

Capítulo 3

METODOLOGIA DE TRABALHO

3.1 - MATERIAIS

Para a realização do trabalho proposto, foram selecionados dois solos típicos da região de São Carlos, com características físicas e granulométricas, bastante diferenciadas, ou seja; um solo argiloso, contendo teor de argila de, pelo menos, 40 a 50% e um solo arenoso, contendo alto teor de areia, de granulação fina. Com base nestas especificações, optou-se pelo solo argiloso, do bairro Jardim Medeiros, e pelo solo arenoso localizado no km 233 da Rodovia Washington Luiz (lado direito), sentido São Carlos - São Paulo.

As fibras utilizadas como materiais de reforço, foram do tipo polimérico (de polipropileno), fornecidas, em variados comprimentos, pela empresa ORPEC LTDA. de Curitiba, Paraná. As características principais das fibras estão mostradas na Tabela 3.1.

TABELA 3.1 - Características principais das fibras utilizadas nos ensaios

CARACTERÍSTICAS	
Peso específico	9,1 kN/m ³
Módulo de elasticidade	3,5 - 3,6 MPa
Resistência à tração	0,32 - 0,40 MPa
Alongamento na ruptura	aproximadamente 25%
Diâmetro	3mm

3.2 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

3.2.1 - Amostragem

Foram coletadas amostras deformadas de solo, em profundidades de 2 a 3m, da base do talude. No bairro Jardim Medeiros, foram coletados 140kg de material, para utilização na caracterização do solo e em ensaios especiais sobre as misturas solo-fibra, e 150kg para confecção dos painéis. No km 233 da Rodovia Washington Luiz, foram coletados 140kg de material, para realização dos ensaios de caracterização e ensaios especiais sobre as misturas solo-fibra.

No laboratório, as amostras foram deixadas secar à sombra até atingir o teor de umidade higroscópico. Posteriormente, o material foi passado na peneira #4 e, em seguida, foi realizado o quarteamento e as amostras foram então acondicionadas em sacos plásticos até a realização dos ensaios.

3.2.2 - Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram conduzidos, segundo metodologia da ABNT, quais sejam:

NBR-6457/86 : Preparação para Ensaios de Compactação e Caracterização dos Solos

NBR-7181/82 : Ensaios de Caracterização Via Análise Granulométrica

NBR-6459/84 : Limite de Liquidez

NBR-7180/84 : Limite de Plasticidade

NBR-7182/86 : Ensaios de Compactação na Energia de Proctor Normal

Os ensaios de compactação, foram realizados na energia de Proctor Normal, para definição da curva de compactação dos solos. Os parâmetros de compactação obtidos destes ensaios foram utilizados na moldagem dos corpos de prova dos solos, com e sem reforço e usados em todos os ensaios, que serão descritos a seguir.

3.2.3 - Formação dos Corpos de Prova para Ensaios de Cisalhamento Direto

Os solos foram submetidos a ensaios de cisalhamento direto, com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência interna do solo, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), e de interface solo-fibra, adesão (α) e o ângulo de atrito de interface (δ).

Para se obter os parâmetros de interface, foi utilizada uma placa de argamassa com dimensões (10x10x1,25)cm. Esta placa, foi colocada dentro da caixa de cisalhamento, ocupando metade do seu volume. Sobre a placa foram dispostas, horizontalmente, e no sentido do deslocamento, fibras plásticas de polipropileno, de 120mm de comprimento. Sobre as fibras, foi colocado o solo compactado no teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo, em uma única camada. Desta forma, o plano cisalhante continha a interface solo-fibra e ao final do ensaio, os parâmetros de interface solo-fibra, (α) e (δ) puderam ser quantificados. Foram moldados três corpos de prova, para cada tipo de solo. A Figura 3.1 mostra a caixa de cisalhamento, contendo o corpo de prova, preparado nas condições definidas, anteriormente.

FIGURA 3.1 – Equipamento de cisalhamento direto contendo corpo de prova para realização de ensaio.

Para medida da coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), do solo, foram moldados corpos de prova, em três camadas, iguais, compactadas no teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo. Foram ensaiados três corpos de prova para cada tipo de solo.

3.2.4 - Formação dos Compósitos Fibra-Solo Argiloso/ Fibra-Solo Arenoso para Ensaios de Compressão Simples e Compressão Triaxiais

Com base em resultados de pesquisas anteriores, que mostram que a interferência das fibras nos valores de teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo dos compósitos é relativamente pequena, optou-se pela não realização de ensaios de Proctor Normal, para obtenção dos parâmetros de compactação das misturas solo-fibras (SILVA *et al.*, 1995; NATARAJ, 1996). Desta forma, as amostras solo-fibra e de solo sem reforço foram preparadas no teor de umidade ótimo e compactadas no peso específico seco máximo, obtidos para o solo sem reforço. A quantidade de fibra adicionada ao solo foi tomada como uma porcentagem de peso de solo seco. Os comprimentos das fibras utilizados foram de 5, 10, 20, 30 e 50 (mm). Para cada comprimento adotado, o teor de fibra usado foi de 0,1; 0,2; 0,4, 1,0 e 2,0 (%). Todas as combinações possíveis de fibras, (comprimento x teor), foram utilizadas para cada tipo de solo. Os comprimentos e teores utilizados, forneciam uma matriz de ensaios com 25 combinações.

A mistura dos solos com as fibras, foi feita manualmente. As amostras umedecidas foram transferidas para a câmara úmida, até que se completasse a sua homogeneização, para posterior formação dos corpos de prova.

As amostras resultantes das misturas solo-fibra, definidas acima, foram moldadas com grau de compactação de 100% e teor de umidade igual ao teor ótimo, segundo metodologia usual. Foram moldados três corpos de prova para cada compósito especificado.

Foram moldados corpos de prova, utilizando-se um cilindro de 50mm de diâmetro e 125mm de altura, com solos, contendo fibras de 5, 10 e 20mm de comprimento, nos teores de 0,1, 0,2, 0,4, e 1,0 %. Para amostras

de solo contendo fibras de 30mm de comprimento, com teores de 0,1, 0,2, 0,4 e 1,0 %, foi utilizado um cilindro de 70mm de diâmetro e 165,5mm de altura. Não foi possível moldar corpos de prova de 50mm de comprimento, para todos os teores, e para o teor de 2,0 %, em todos os comprimentos. As fibras mais extensas e em teores mais elevados, dificultaram a moldagem dos corpos de prova nos cilindros de compactação, nas dimensões disponíveis. Em teores mais baixos (0,1% e 0,2%), conseguiu-se moldar os corpos de prova, mas a sua retirada do cilindro, provocava o esboroamento do compósito, comprometendo, desta forma, a representatividade do corpo de prova.

Os compósitos de melhor trabalhabilidade geraram uma matriz de ensaios de 16 combinações, as quais foram utilizadas nos ensaios de compressão simples e compressão triaxial. As combinações de fibras que geraram a matriz de ensaios, bem como as combinações que foram descartadas, devido à impossibilidade de formação de corpos de prova, estão mostradas na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 - Combinações de fibras para moldagem de corpos de prova.

L (mm)	TEOR (%)				
	0,1	0,2	0,4	1,0	2,0
5	(50x125)*	(50x125)	(50x125)	(50x125)	não
10	(50x125)	(50x125)	(50x125)	(50x125)	não
20	(50x125)	(50x125)	(50x125)	(50x125)	não
30	(70x165,5)	(70x165,5)	(70x165,5)	(70x165,5)	não
50	não	não	não	não	não

Obs.: * Dimensões dos corpos de prova em mm (diâmetro x altura)

3.2.5 - Ensaios Especiais sobre as Misturas

De posse dos corpos de prova, moldados no teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo, foram executados ensaios, segundo os seguintes procedimentos da ASTM:

Ensaio de Cisalhamento Direto (ASTM-D3080/90)

Para definição da envoltória de resistência, ensaios de Cisalhamento Direto foram conduzidos sobre três corpos de prova, moldados a partir de cada tipo de solo. Foram utilizadas tensões normais de 50, 100 e 150 kPa e a velocidade dos ensaios foi de 0,5 mm/min. Para medida da adesão e ângulo de atrito de interface solo-fibra, o procedimento dos ensaios foi descrito no item 3.2.3.

Ensaio de Compressão Simples (ASTM-D2166/91)

Sobre os compósitos argilosos e arenosos de boa trabalhabilidade, (Tabela 3.2) foram executados ensaios de compressão simples, (três corpos de prova por determinação). Os três ensaios realizados para cada combinação, forneceram uma curva média de tensão de ruptura (σ_n) x deformação específica (ϵ). Os ensaios foram realizados, com o objetivo de se identificar as melhores combinações solo-fibra, ou seja, aquelas que apresentassem os melhores resultados de resistência à compressão simples. A velocidade utilizada nos ensaios foi de 1,27 mm/min.

Ensaio de Compressão Triaxiais (ASTM-D4767/88)

As melhores combinações, obtidas nos ensaios de compressão simples, foram submetidas a ensaios de compressão triaxial para se definir o desempenho das misturas sobre os aspectos de resistência ao cisalhamento, bem como para se analisar as deformações dos corpos de prova, durante o ensaio. Os ensaios foram do tipo CU, (consolidado-não drenado), conduzidos na velocidade de 0,06 mm/min, e os corpos de prova foram submetidos à tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa, com medidas de pressões neutras.

3.2.6 - Confeção dos Painéis

Além dos trabalhos de laboratório descritos anteriormente, foram executados pequenos painéis, utilizando-se das melhores combinações de compósitos argilosos. O objetivo principal deste trabalho foi o estudo da viabilidade de emprego destes painéis como alvenaria de vedação interna de edificações.

Para a realização do mesmo, a mistura solo-fibra, foi colocada na umidade correspondente ao limite de liquidez e transferida para uma argamasseira. A argamasseira foi colocada em funcionamento, em velocidade média, e o tempo de homogeneização da pasta foi de cerca de 20 min. Em seguida, esta pasta foi transferida para uma caixa metálica de dimensões internas (300x300x100)mm, até completo preenchimento e levada a secar em estufa numa temperatura média de 60°C. Após secagem, foram feitas observações no comportamento do material com relação à retração e ao aparecimento de trincas em comparação com o painel de solo argiloso sem reforço.

RESULTADOS

4.1 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Os resultados dos ensaios de classificação dos solos são mostrados na Tabela 4.1. As curvas granulométricas, Figura 4.1, mostram que, o solo do Bairro Jardim Medeiros é uma Argila Siltosa muito plástica (CH) e o solo da Rodovia Washington Luiz (km 233), é um solo bem graduado, contendo grande porcentagem de areia fina, com quantidades similares de silte e argila, classificando-se como uma Areia Siltosa.

TABELA 4.1 - Características principais dos solos

Solo	γ_s (kN/m ³)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	ω_{ot} (%)	LL	LP	IP
Argila Siltosa	28,80	15,12	28,8	56	39	17
Areia Siltosa	26,11	19,52	9,8	--	NP	--

As curvas de compactação são mostradas nas Figuras 4.2 e 4.3.

4.2 - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

As envoltórias de resistência dos solos, obtidas dos ensaios de cisalhamento direto, estão mostrados nas Figuras 4.4 e 4.5. Na Tabela 4.2, tem-se os valores dos parâmetros de resistência do solo e de interface solo-fibra. Observa-se que, para ambos os solos analisados, os parâmetros de interface (adesão e ângulo de atrito) são inferiores ao do solo sem reforço. O

efeito de redução do atrito é mais intenso no solo arenoso e de coesão, no solo argiloso.

FIGURA 4.1 - Curvas Granulométricas dos solos.

FIGURA 4.2 - Curva de Compactação - Argila Siltosa.

FIGURA 4.3 - Curva de Compactação - Areia Siltosa.

FIGURA 4.4 - Envoltória de Resistência (Ensaio de Cisalhamento Direto-Argila Siltosa)

FIGURA 4.5 - Envoltória de Resistência (Ensaio de Cisalhamento Direto-Areia Siltosa)

TABELA 4.2 - Parâmetros de resistência dos solos

Solo	c (kPa)	ϕ (°)	α (kPa)	δ (°)
Argila Siltosa	65	28,5	7	23,7
Areia Siltosa	15	35,3	2	22,8

4.3 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os resultados dos ensaios de compressão simples, realizados sobre os dois solos, com inclusões de fibras, são mostrados a seguir. Nos compósitos formados pelo solo e as variadas combinações de comprimento e teores de fibras, foi analisado o acréscimo de resistência obtido, tendo-se como referência a resistência do solo sem reforço.

4.3.1 - Ensaios de Compressão Simples em Compósitos Argilosos

As Figuras 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 mostram as curvas tensão x deformação do solo sem reforço e com inclusão de fibras, para

comprimentos de fibras de 5, 10, 20 e 30mm e teores entre 0 e 1,0%. Cada curva mostrada é resultado da média de ensaios realizados em três corpos de prova. As curvas mostram que, para todos os comprimentos de fibra, aumentando-se o teor de fibra de 0 a 1,0%, houve aumento de resistência do solo, mas o percentual de acréscimo de resistência foi de pequena ordem de grandeza. Uma explicação para este pequeno ganho de resistência, pode ser devido ao fato do material analisado possuir uma boa distribuição granulométrica (Figura 4.1), e que, quando compactado, ainda sem inclusões, apresenta uma resistência apreciável. Sendo um solo bem graduado a presença das fibras interfere de maneira negativa, modificando o estado de entrosamento entre os grãos. Trata-se de um solo, cujas características de resistência, não podem ser alteradas, em grande magnitude, devido a ação das fibras plásticas. Observa-se que, as resistências máximas, ou picos de resistência, são bem definidas e ocorrem para deformações relativamente baixas. Além disto, para todos os comprimentos, aumentando-se o teor de fibra, elimina-se gradualmente a queda de tensão pós-pico.

FIGURA 4.6 - Resistência à Compressão Simples da Argila Siltosa com inclusão de fibras de 5mm e vários teores e sem reforço

FIGURA 4.7 - Resistência à Compressão Simples da Argila Siltosa com inclusões de fibras de 10mm com vários teores e sem reforço

FIGURA 4.8 - Resistência à Compressão Simples da Argila Siltosa com inclusões de fibras de 20mm com vários teores e sem reforço

FIGURA 4.9 - Resistência à Compressão Simples da Argila Siltosa com inclusões de fibras de 30mm com vários teores e sem reforço

Observa-se ainda que além do teor, o comprimento influencia no comportamento do solo reforçado. A resistência à compressão simples do solo aumenta, até o comprimento de 10mm da fibra. Acima deste valor, a resistência começa a decrescer e tende a se tornar estável, para todos os teores de fibra, como se observa na Figura 4.10.

FIGURA 4.10 - Resistência à Compressão Simples Máxima x Comprimento das Fibras para vários teores - Argila Siltosa

Este comportamento permitiu definir as combinações ótimas de teor e comprimento de fibra, ou seja, aquelas que proporcionaram um maior ganho de resistência a compressão simples ao solo argiloso. Estas combinações foram utilizadas para a formação dos corpos de prova para os ensaios de compressão triaxiais, bem como para utilização na confecção dos painéis.

4.3.2 - Ensaios de Compressão Simples em Compósitos Arenosos

As Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 mostram as curvas de resistência à compressão simples x deformação específica para o solo sem reforço e para o solo com teores de fibra de 0,1, 0,2, 0,4 e 1,0 %. Os gráficos referem-se aos comprimentos de 5, 10, 20 e 30mm, respectivamente. Assim como no caso do solo argiloso, foram ensaiados três corpos de prova para cada teor de fibra, obtendo-se a curva média dos três ensaios. Observa-se que, com o aumento do teor de fibra de 0 a 0,4%, ocorre um pequeno acréscimo de resistência ao solo, enquanto que, o teor de fibra de 1,0% promove um acréscimo mais acentuado de resistência ao solo.

Similarmente, como ocorre com o solo argiloso, observa-se, em todas as curvas tensão x deformação, picos de ruptura sem que se perceba a eliminação de perda de resistência pós pico, com o aumento do teor de fibra, exceto para amostras com fibras de comprimento 30mm e teor de 1%. Nesta combinação observa-se uma leve redução de queda pós-pico.

FIGURA 4.11 - Resistência à Compressão Simples da Areia Siltosa com inclusão de fibras de 5mm com vários teores e sem reforço

FIGURA 4.12 - Resistência à Compressão Simples da Areia Siltosa com inclusões de fibras de 10mm de comprimento com vários teores e sem reforço

FIGURA 4.13 - Resistência à Compressão Simples da Areia Siltosa com inclusões de fibras de 20mm de comprimento com vários teores e sem reforço

FIGURA 4.14 - Resistência à Compressão Simples da Areia Siltosa com inclusões de fibras de 30mm de comprimento com vários teores e sem reforço

A Figura 4.15 mostra a resistência à compressão simples máxima ($\sigma_{nm\acute{a}x}$) x comprimento (L) das fibras para todos os teores utilizados. Ao contrário do que se observou com o solo argiloso,  medida que se aumenta o comprimento da fibra, a resistência do solo também aumenta. Observa-se que o percentual de ganho de resistência  tanto maior quanto maior o comprimento da fibra, indicando que, provavelmente, maiores acréscimos de resistência poderiam ser obtidos, com comprimentos ainda maiores. Isto foi verificado por outros autores ao estudarem compósitos arenosos (MAHER & GRAY, 1990; RANJAN *et al.*, 1994).

FIGURA 4.15 - Resistência  Compressão Simples Máxima x Comprimento das Fibras para vários teores - Areia Siltosa

Outro aspecto que merece ser observado  que aumentando-se o teor de fibra, tipicamente, atingindo-se 1,0%, nota-se curvas tensão x deformco em forma de um "S" suave, que lembra muito os resultados de ensaios de traco não confinado em geotêxteis não tecidos. Neste teor para os comprimentos de fibras maiores, a resistência  compressão simples  significativamente maior do que para os demais teores. Não se pode, portanto, a partir da Figura 4.15, definir combinaces ótimas de teor e comprimento. As combinaces utilizadas para a execuco dos ensaios

triaxiais, neste caso, foram adotadas como sendo as que apresentaram maiores teores e comprimentos de fibras, como pode ser observado na Tabela 4.3.

TABELA 4.3 - Combinações ótimas de teores e comprimentos de fibras.

Solo	Argila Siltosa				Areia Siltosa			
Teor (%)	0,4		1,0		0,4		1,0	
Comprimento (L)	5,0	10,0	5,0	10,0	20,0	30,0	20,0	30,0

4.4 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios de compressão triaxial foram conduzidos, como já mencionado, sobre corpos de prova, compactados nas melhores combinações de teores e comprimentos de fibras, definidas a partir dos ensaios de compressão simples (Tabela 4.3). A análise dos resultados foi feita através do comportamento tensão desviatória x deformação específica do solo, do efeito da tensão confinante sobre os solos reforçados e das envoltórias de resistência, em comparação com o solo sem reforço. Em todos os casos, os resultados foram obtidos em termos de tensões efetivas.

4.4.1. - Comportamento Tensão Desviatória x Deformação

4.4.1.1 - Comportamento Tensão Desviatória x Deformação Específica - Argila Siltosa

Os resultados são mostrados nas Figuras 4.16, 4.17 e 4.18, onde estão plotadas as curvas, tensão desviatória x deformação específica, para a argila reforçada, em comparação com a do solo sem reforço.

Na Figura 4.16, os resultados se referem aos ensaios, realizados sobre corpos de prova, com tensão confinante de 50 kPa. As curvas mostram que houve um pequeno acréscimo de tensão com o aumento do teor e comprimento das fibras. Observa-se que, as curvas têm

comportamento semelhante, possuem um valor definido de tensão de pico, com uma queda pós pico pouco acentuada, sendo que todas as amostras atingiram a máxima tensão de ruptura, com cerca de 6% de deformação. Para o comprimento de fibra de 5mm, quase não se nota o efeito do teor de fibra de 0,4 e 1,0%. Aumentando-se o comprimento para 10mm, as curvas tensão deformação se destacam da do solo sem reforço.

Para os compósitos submetidos à tensão confinante de 100 kPa, nota-se um aumento da deformação de ruptura das amostras, que apresentam curvas do tipo plástico curvas do tipo plástico, sem um pico definido, acompanhada por pequeno aumento da resistência ao cisalhamento dos corpos de prova reforçados, quando comparados com o do solo sem reforço (Figura 4.17). Observa-se também pequena influência do teor de fibra na resistência dos solos reforçados. A mesma análise pode ser feita com relação aos compósitos, submetidos à tensão confinante de 200 kPa. Neste caso, as curvas mostram que, as deformações de ruptura atingem, aproximadamente, 12% (Figura 4.18).

FIGURA 4.16 - Comportamento tensão-deformação da argila siltosa reforçada e sem reforço ($\sigma_3: 50 \text{ kPa}$)

FIGURA 4.17 - Comportamento tensão-deformação da argila siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 100 kPa)

FIGURA 4.18 - Comportamento tensão-deformação da argila siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 200 kPa)

4.4.1.2. - Comportamento Tensão Desviatória x Deformação Específica - Areia Siltosa

As curvas tensão desviatória x deformação específica das amostras de areia siltosa, reforçadas e sem reforço, estão plotadas nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21. Os resultados mostram que, com o aumento do teor e comprimento das fibras, ocorre um acréscimo da tensão de ruptura. Ao contrário do que ocorre com a argila siltosa reforçada, estes acréscimos são mais acentuados, em relação ao solo sem reforço. Este fato é mais evidenciado, em amostras contendo inclusões de 30mm de comprimento e teor de 1,0%. Na Figura 4.19, onde os resultados referem-se aos ensaios realizados em amostras, sob tensão confinante de 50 kPa, observa-se um comportamento diferenciado entre as curvas. A areia sem reforço e a areia com inclusões de 20mm de comprimento, com teor de 0,4%, apresentaram tensão de pico bem definida, com deformação específica em torno de 5% e uma queda de tensão pós-pico pouco acentuada. A areia reforçada com fibras de 20mm de comprimento e teor de 1,0%, atinge a tensão de pico com deformação de 15% e apresenta uma queda pós pico pouco significativa. As amostras de areia reforçadas com fibras de 30mm de comprimento e teores de 0,4 e 1,0% não apresentaram definição de tensão de pico. Observa-se que ocorre acréscimo contínuo de tensão desviatória, durante todo o ensaio, com consequente aumento de deformação até 20%.

Resultados semelhantes foram obtidos com amostras submetidas a tensão confinante de 100 kPa (Figura 4.20). Observa-se que, o acréscimo de tensão confinante de 50 para 100 kPa, não modificou o padrão de comportamento verificado pelos corpos de prova durante o ensaio. No entanto, verifica-se acréscimos de resistência ao cisalhamento com o aumento do teor e comprimento das fibras. Com relação à queda de tensão pós pico, as curvas mostram comportamento similar aos dos corpos de prova submetidos a tensão confinante de 50 kPa. Analisando-se a Figura 4.21, observa-se que não houve mudanças no comportamento dos solos, em relação as deformações e queda de tensão pós pico, quando do aumento da tensão confinante de 100 para 200 kPa. Nota-se, portanto um acréscimo

acentuado de tensão de ruptura, com os acréscimos de fibra, tanto em comprimento quanto em teor.

FIGURA 4.19 - Comportamento tensão x deformação da areia siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 50 kPa)

FIGURA 4.20 - Comportamento tensão x deformação da areia siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 100 kPa)

FIGURA 4.21 - Comportamento tensão x deformação da areia siltosa reforçada e sem reforço (σ_3 : 200 kPa)

4.4.2 - Efeito da Tensão Confinante sobre os Solos

A análise do efeito da tensão confinante sobre os solos reforçados foi feita através da plotagem dos valores de tensão de ruptura principal máxima (σ'_{1r}), em função da tensão confinante (σ'_3), ambos em termos de tensões efetivas, para cada composto ensaiado. Trata-se de uma maneira de representação das envoltórias de resistência dos solos que se diferencia da representação típica, que é através das envoltórias de Mohr-Coloumb e tem sido bastante utilizada, pela vantagem de fornecer uma melhor visualização das curvas. Desta forma, torna-se possível a verificação da existência da bilinearidade ou curvilinearidade das envoltórias dos solos reforçados, bem como da tensão confinante crítica (σ'_{3crit}), que define a sua mudança de inclinação.

4.4.2.1 - Efeito da Tensão Confinante - Argila Siltosa

As envoltórias de resistência dos compostos argilosos e da argila sem reforço estão mostradas na Figura 4.22a.

FIGURA 4.22a - Efeito da Tensão Confinante - Argila siltosa com e sem reforço.

Observa-se que, como ocorre para a argila sem reforço, em todas as combinações analisadas, as envoltórias são lineares, ou seja, não se verificou a existência da tensão confinante crítica. Nota-se ainda que não há alterações quanto as inclinações das curvas, apenas quanto aos interceptos de σ'_{1r} , que cresce com aumento do teor e comprimento das fibras.

4.4.2.2 - Efeito da Tensão Confinante - Areia Siltosa

A Figura 4.22b mostra as envoltórias de resistência dos compostos arenosos e da areia sem reforço. Tomando-se como referência a envoltória de resistência linear do solo sem reforço, observa-se que as

demais se diferenciam à medida que se altera o teor e o comprimento das fibras. Nos compósitos arenosos formados com inclusões de fibras de 20mm e teores de 0,4 e 1,0%, e fibras de 30mm com teor de 0,4%, nota-se que, as envoltórias tendem a bilinearidade, apresentando uma provável tensão confinante crítica (σ'_{3crit}) em torno de 100 kPa. Na envoltória referente à inclusão de fibras de 30mm, com teor de 1,0%, torna-se mais evidente a mudança de inclinação da reta. Esta mudança de inclinação ocorre em torno de uma tensão confinante crítica (σ'_{3crit}) de 50 kPa.

FIGURA 4.22b - Efeito da Tensão Confinante para a Areia Siltosa com e sem reforço

Estes resultados mostram que, com o aumento do comprimento e teor das fibras, ocorre um decréscimo de tensão confinante crítica. Após a tensão confinante crítica, as envoltórias possuem, aproximadamente mesma inclinação, diferenciando apenas no intercepto de σ'_1 , que cresce com o aumento do teor e comprimento das fibras. Resultados semelhantes foram obtidos por outros pesquisadores ao analisarem a influência da tensão confinante crítica em compostos arenosos.

4.4.3 – Resistência dos Solos Reforçados (Envoltórias de Mohr-Coulomb)

A análise da resistência dos solos reforçados (melhores combinações), em relação aos solos sem reforço, foi feita através do traçado das envoltórias de Mohr-Coulomb. Os resultados forneceram os valores de acréscimo de resistência aos solos (argila siltosa e areia siltosa), devido às inclusões, através dos valores de coesão (c') e ângulo de atrito interno (ϕ'), ambos obtidos em termos de tensões efetivas.

4.4.3.1 – Envoltórias de Mohr-Coulomb da Argila Siltosa

Na Tabela 4.4 são mostrados os valores dos parâmetros de resistência dos compósitos (c' e ϕ'), bem como os valores percentuais de acréscimos de resistência. Os resultados das envoltórias de resistência da argila sem reforço e dos compósitos argilosos, mostraram que as inclusões promoveram um acréscimo moderado na coesão do solo, variando entre 3,9 e 37,2%. Por outro lado, o acréscimo no ângulo de atrito interno foi bastante pequeno. Os acréscimos de resistência obtidos pelos solos reforçados, foram principalmente, devido a parcela coesiva. As curvas que representam as envoltórias de resistência da argila siltosa reforçada e sem reforço podem ser vistas no Anexo A.

TABELA 4.4 - Parâmetros e Acréscimos de Resistência - Argila Siltosa.

Amostra	c' (kPa)	ϕ' (°)	$\Delta c'$ (%)	$\Delta \phi'$ (%)
Sem reforço	78	29,3	----	----
L: 5mm; T: 0,4%	81	30	3,9	2,4
L: 5mm; T: 1,0%	96	31	23,0	5,8
L: 10mm; T: 0,4%	103	32,5	32,0	10,9
L: 10mm; T: 1,0%	107	33	37,2	12,6

Observações: c' : coesão efetiva; ϕ' : ângulo de atrito efetivo; $\Delta c'$: acréscimo de resistência devido a coesão efetiva; $\Delta \phi'$: acréscimo de resistência devido ao ângulo de atrito efetivo.

O desenvolvimento das pressões neutras nos compósitos argilosos, durante os ensaios triaxiais podem ser vistos através das Figuras 4.23 a 4.27.

Figura 4.23: Pressão neutra x deformação específica da argila siltosa sem reforço

Figura 4.24: Pressão neutra x deformação específica da argila siltosa reforçada (L: 5mm e T: 0,4%)

Figura 4.25: Pressão neutra x deformação específica da argila siltosa reforçada (L: 5mm e T: 1,0%)

Figura 4.26: Pressão neutra x deformação específica da argila siltosa reforçada (L: 10mm e T: 0,4%)

Figura 4.27: Pressão neutra x deformação específica da argila siltosa reforçada (L: 10mm e T: 1,0%)

4.4.3.2 – Envoltórias de Mohr-Coulomb da Areia Siltosa

Os resultados obtidos mostraram que, com o aumento do comprimento e teor das fibras, a resistência dos solos aumenta, consideravelmente. Através das envoltórias de Mohr-Coulomb observa-se que o acréscimo de resistência é proveniente da parcela coesiva e o ângulo de atrito interno dos solos, ao contrário da coesão, praticamente não se altera com as inclusões ou se reduz levemente, como mostra a Tabela 4.5. As curvas que representam as envoltórias de resistência da areia siltosa reforçada e sem reforço podem ser vistas no Anexo B.

TABELA 4.5 - Parâmetros de Resistência e Acréscimos de Resistência - Areia Siltosa.

Amostra	c' (kPa)	ϕ' (°)	$\Delta c'$ (%)	$\Delta \phi'$ (%)
Sem reforço	22,6	37,8	----	----
L: 20mm; T: 0,4%	38,8	37,6	71,7	-0,5
L: 20mm; T: 1,0%	64	37,6	183,2	-0,5
L: 30mm; T: 0,4%	84,4	37	273,5	-2,1
L: 30mm; T: 1,0%	188,6	37,3	834,5	-1,3

O desenvolvimento das pressões neutras nos compósitos arenosos, durante os ensaios triaxiais podem ser vistos através das Figuras 4.28 a 4.32.

Figura 4.28: Pressão neutra x deformação específica da areia siltosa sem reforço

Figura 4.29: Pressão neutra x deformação específica da areia siltosa reforçada (L: 20mm e T: 0,4%)

Figura 4.31: Pressão neutra x deformação específica da areia siltosa reforçada (L: 30mm e T: 0,4%)

Figura 4.32: Pressão neutra x deformação específica da areia siltosa reforçada (L: 30mm e T: 1,0%)

4.4.4 - Análise Estatística dos Resultados - Regressão Múltipla

De posse dos resultados experimentais obtidos dos ensaios de compressão triaxial, foi realizada uma análise estatística de Regressão Múltipla, baseada no modelo proposto por RANJAN *et al.* (1996), no item 2.5.3, com o objetivo de se estudar os efeitos dos parâmetros envolvidos na resistência ao cisalhamento dos solos.

A expressão matemática do modelo foi definida como:

$$\sigma'_{1r} = f(T, L, \sigma'_3, f') \dots \dots \dots (23)$$

onde:

σ'_{1r} : tensão cisalhante efetiva na ruptura

T: teor de fibras

L: comprimento das fibras

σ'_3 : tensão confinante

f' : coeficiente de atrito, dado por $(c'/\sigma_n + \text{tg}\phi')$

onde:

c' : coesão efetiva do solo

σ_n : tensão normal (100 kPa)

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo.

As equações matemáticas obtidas para os solos foram do tipo linear onde a expressão é definida como $y = m_1x_1 + m_2x_2 + \dots + b$; onde x_1, x_2, x_n são as variáveis do problema.

4.4.4.1 - Análise de Regressão - Argila Siltosa

A análise de regressão realizada a partir dos resultados experimentais, forneceu a seguinte equação matemática para o solo argiloso:

$$\sigma'_{1r} = 115,04 T + 26,05 L + 2,88 \sigma'_3 - 366 f' + 647,86 \dots \dots \dots (24)$$

com coeficiente de determinação $R^2 = 0,9878$

Apesar do valor do coeficiente de determinação indicar uma forte relação entre as variáveis (T, L, σ'_3 e f'), é necessário que se verifique a validade esta relação através dos testes F "Fisher" e t "student".

O valor de F calculado através dos coeficientes obtidos pela análise de regressão foi de 142,15, e o valor de $F_{crit.}$, obtido de tabela estatística e igual a 4,12, (COSTA NETO, 1977). Como F calculado é maior do que $F_{crit.}$, significa que a equação de regressão será útil para prever o valor estimado de σ'_{1r} .

Consultando a tabela estatística "student", (COSTA NETO, 1977) obteve-se os valores de t_{crit} para os níveis de significância de 95% e 90%. Os valores absolutos de t calculados para as variáveis (T, L, σ'_3, f') foram maiores do que o t_{crit} , como pode ser visto na Tabela 4.6. Desta forma, todas as variáveis utilizadas na análise poderão ser utilizadas para prever a resistência ao cisalhamento da argila siltosa, sendo que as variáveis T, L, σ'_3 contribuem para um nível de confiança de 95% e f' apenas para um nível de confiança de 90%.

TABELA 4.6: Valores de T críticos e T calculados (Argila siltosa)

Modelo	t_{crit}	t_{crit}	t calculado			
	(em 95%)	(em 90%)	T	L	σ'_3	f'
Eq. (24)	1,895	1,415	2,37	2,46	23,43	1,58

A Figura 4.33 apresenta o gráfico correspondente aos valores previstos pelo modelo x valores obtidos experimentalmente. Observa-se que os pontos plotados dão origem a uma linha de tendência a aproximadamente 45° dos eixos, indicando uma boa relação entre os dados experimentais e os dados previstos pelo modelo.

4.4.4.2 - Análise de Regressão - Areia Siltosa

Uma primeira análise de regressão forneceu a seguinte expressão matemática para o caso da areia siltosa:

$$\sigma'_{1r} = 3,38 T - 4,72 L + 4,14 \sigma'_3 + 479,84 f' - 328,73 \dots \dots \dots (25)$$

e coeficiente de determinação $R^2 = 0,9983$.

A relação entre as variáveis e a tensão de ruptura foi verificada através dos testes F "Fisher" e t "student".

O valor do coeficiente F calculado foi de 1030,88, superior ao $F_{crit.}$ de 4,12, obtido através de tabela estatística. Isto mostra que a equação de regressão é útil para prever o valor estimado de σ'_{1r} .

Os coeficientes obtidos para a areia siltosa foram também comparados através do teste t "student", como se observa na Tabela 4.7.

TABELA 4.7: Valores de T críticos e T calculados (Areia siltosa).

Modelo	$t_{crit.}$	$t_{crit.}$	t calculado			
	(em 95%)	(em 90%)	T	L	σ'_3	f'
Eq. (25)	1,895	1,415	0,09	1,80	45,21	17,0

Comparando-se os valores de t calculado com $t_{crit.}$, observa-se que as variáveis σ'_3 e f' podem ser usadas para prever a resistência ao cisalhamento, com nível de confiança de 95 %, assim como a variável L, com

nível de confiança de 90%. Porém, o valor de t calculado para a variável T (teor) é muito inferior ao $t_{crit.}$, indicando que para este caso a variável T não será uma variável importante para prever a resistência ao cisalhamento da areia siltosa.

A partir dos resultados da análise anterior, foi feita uma nova análise de regressão, desconsiderando a variável T , correspondente ao teor de fibra. A expressão obtida foi a seguinte:

$$\sigma'_{1r} = - 4,91 L + 4,14 \sigma'_3 + 482,1 f' - 325,48 \dots \dots \dots (26)$$

e coeficiente de determinação $R^2 = 0,9983$

Nesta análise o valor de F calculado foi de 1568,9 e o valor de $F_{crit.}$ de 4,07, indicando forte relação entre as variáveis independentes e o valor estimado de σ'_{1r} .

Os coeficientes foram novamente comparados através do teste t "student", como é mostrado na Tabela 4.8.

TABELA 4.8: Valores de T críticos e T calculados sem a variável T (Areia siltosa).

Modelo	$t_{crit.}$	t calculado		
	(em 95%)	L	σ'_3	f'
Eq. (26)	1,86	3,12	48,29	34,80

Os resultados mostram que todas as variáveis usadas na análise poderão ser usadas para prever a resistência ao cisalhamento do solo, com nível de confiança de 95 %. A partir da equação (26) foram calculados os valores de σ'_{1r} previstos para a areia siltosa. A Figura 4.34 contém o gráfico correspondente aos valores previstos pelo modelo x valores obtidos experimentalmente. Assim como se observou para a argila siltosa, a linha de tendência indica uma boa relação entre os dados experimentais e os previstos.

FIGURA 4.33: Resistência ao cisalhamento da argila siltosa (valores previstos x valores experimentais).

FIGURA 4.34: Resistência ao cisalhamento da areia siltosa (valores previstos x valores experimentais).

Os resultados fornecidos pela análise estatística contribuíram para a verificação da importância dos parâmetros na resistência dos solos reforçados. Para o caso da argila siltosa, verificou-se uma grande importância de todas as variáveis envolvidas no programa de ensaio (coesão e ângulo de atrito do solo, comprimento e teor de fibra e tensão confinante). Para a areia siltosa ocorreu o mesmo, com exceção do teor de fibra, que, como foi visto, mostrou não ter forte relação com os outros parâmetros.

4.5 – CONFECÇÃO DOS PAINÉIS

A moldagem dos painéis de compostos argilosos e da argila siltosa sem fibras, possibilitou a elaboração de um estudo comparativo entre os mesmos. Este estudo teve como principal objetivo, a observação de cada painel, com relação ao aparecimento de trincas e da retração do material.

Após secar em estufa, os painéis foram retirados dos moldes e realizadas as medidas de massa e volume de cada um deles. A Tabela 4.9 contém os valores de massa, volume e peso específico de cada painel.

TABELA 4.9 - Características dos Painéis (após secagem)

Painéis	Massa (g)	Volume Final (cm ³)	γ (kN/m ³)	ΔV (cm ³)
Sem reforço	10020	6476	15,47	2524
L: 5mm; T: 0,4%	9920	6488	15,29	2512
L: 5mm; T: 1,0%	10040	6610	15,19	2390
L: 10mm; T: 0,4%	10060	6683	15,05	2317
L: 10mm; T: 1,0%	9960	6756	14,74	2244

Obs.: Volume inicial = 9000cm³; $\Delta V = V_{inicial} - V_{final}$

De um modo geral, os dados obtidos destes ensaios nos mostram que com o aumento do teor e comprimento das fibras diminui-se a retração do solo argiloso. Isto é verificado através dos valores de volume final de cada painel. Com relação às trincas e fissuras, observa-se que o acréscimo de fibras tanto em comprimento quanto em teor, promove a

extinção gradual das trincas, ao mesmo tempo que gera fissuras cada vez mais pronunciadas (Tabela 4.10). A observação tátil dos painéis mostrou que a inclusão das fibras gera um material de estrutura cada vez mais frágil, induzindo uma certa perda de coesão do solo argiloso.

Esta mudança de comportamento do material argiloso, quando misturado às fibras, em comparação com o solo sem reforço, pode ser observada através das Figuras 4.35 e 4.36. A Figura 4.35 mostra o painel confeccionado com o solo argiloso sem inclusões, ainda dentro do molde metálico, e a na Figura 4.36 pode-se observar o painel de compósito formado pelo solo argiloso com inclusões de fibras de 10mm de comprimento e teor de 1,0%. As características físicas apresentadas pelos painéis, são visivelmente diferentes; no primeiro caso observa-se um material mais compacto, contendo uma única trinca de dimensões mensuráveis, formada no topo da amostra, enquanto que, o painel formado pelo compósito solo-fibra possui estrutura fragilizada, contendo inúmeras fissuras.

TABELA 4.10 - Características estruturais apresentadas pelos painéis.

Painel	Trincas			Fissuras	
	Q	L(cm)	a(cm)	Q	L(cm)
Sem fibras	1	9,8	0,2	não	não
L: 5mm; T: 0,4%	1	9,5	0,2	*	3,0
L: 5mm; T: 1,0%	1	6,0	0,1	**	2,0
L: 10mm; T: 0,4%	não	não	não	***	1,0
L: 10mm; T: 1,0%	não	não	não	****	0,5

Obs.: Q: quantidade

L: comprimento

a: espessura

*→ ****: aumento da quantidade de fissuras.

FIGURA 4.35 – Painel formado pelo solo argiloso sem reforço

FIGURA 4.36 – Painel formado pelo solo argiloso com fibras de 10mm e teor de 1,0.

DISCUSSÕES SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS NO PRESENTE TRABALHO X OUTROS AUTORES

5.1 – INTRODUÇÃO

A análise dos resultados apresentados neste trabalho, como visto até o momento, permite definir os padrões de comportamento dos solos em estudo, levando em consideração suas procedências, granulometrias e parâmetros importantes de classificação quando misturados às fibras curtas de polipropileno de variados comprimentos e teores. Como mostrado na revisão bibliográfica, existe na literatura mundial e nacional uma grande variedade de trabalhos experimentais com solos reforçados com fibras plásticas. Observa-se que, de um modo geral, existe uma considerável semelhança entre os resultados obtidos pelos diversos pesquisadores. Por vezes, verifica-se também alguns resultados divergentes, em função dos aspectos analisados.

Neste contexto, para ampliar o conhecimento do comportamento de solos reforçados com fibras curtas, procedeu-se a um estudo comparativo entre os resultados obtidos no presente trabalho e os obtidos por outros pesquisadores, levando-se em consideração os tipos de solos e de reforços utilizados, com o objetivo de se chegar aos principais fatores que influenciam o comportamento de um solo reforçado.

5.2 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS - SOLO ARGILOSO

Para elaboração deste estudo, foram analisados resultados publicados de experimentos realizados em solos argilosos, contendo características semelhantes ou próximas às do solo argiloso estudado no presente trabalho. Na Tabela 5.1 estão resumidos alguns tipos de solos estudados, com suas principais características.

TABELA 5.1: Principais parâmetros dos solos argilosos analisados

Parâmetros de Classificação	Argila Siltosa (atual)	Solo ETA Teixeira et al. (1995)	Argila Siltosa Alwahab & Al-Ourna (1995)	Mamonas-Solo 1 Bueno (1996)
Areia grossa (%)	1	0	—	0
Areia média (%)	3	6	—	12
Areia fina (%)	14	19	—	25
Silte (%)	32	28	—	24
Argila (%)	50	47	73	39
LL	56	63	23	35
LP	39	33	16	23
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	15,12	14,82	16,9	17,20
$\omega_{\acute{o}t}$ (%)	28,80	29	14,8	18,02

Resultados de ensaios de compressão simples realizados sobre a argila siltosa com inclusões de fibrilas de polipropileno por ALWAHAB & AL-OURNA (1995) mostraram um comportamento (quanto à resistência à compressão simples) semelhante ao apresentado pelo solo argiloso do presente trabalho. Com o valor do comprimento constante e aumento do teor de fibra de 0 a 5%, a resistência do solo cresce, sendo este crescimento em valores percentuais elevados até o teor de 1%, a partir desses, os percentuais diminuem, tendendo a se tornarem crescentes até o teor de 5%. Além disso, o acréscimo de fibras no teor de 0,5%, com comprimentos variando de 5 a 50mm, mostrou que a resistência do solo cresce até o comprimento de 25,4mm, a partir do qual a resistência começa a decrescer, definindo-se para este solo um comprimento ótimo de 25,4mm.

O solo de Mamonas 1 (região norte – MG), quando submetido a ensaios de compressão simples com inclusões de fibras curtas de

polipropileno de 10mm de comprimento, também mostrou ganho de resistência crescente com o aumento do teor de 0 a 1%. O acréscimo de resistência máximo foi de 79,2% para o teor de 1,0%. O estudo não abrangeu teores mais elevados.

O solo ETA (solo argiloso da região de Viçosa – MG), possui características muito semelhantes ao solo em estudo (Jardim Medeiros), como visto na Tabela 5.1. Desta forma, uma análise mais detalhada dos resultados obtidos com o solo ETA reforçado com fibras curtas de polipropileno, foi realizada. Os resultados dos ensaios de compressão simples realizados em amostras do solo ETA e Jardim Medeiros podem ser vistos nas Figuras 5.1 e 5.2. Nelas estão plotadas as curvas correspondentes ao percentual de resistência ganho x comprimento da fibra. Observa-se que, para o solo ETA, o aumento do teor de fibras de 0,25 para 0,5% promove um acréscimo de resistência. Acima deste teor, a resistência diminui até o teor de 2%. Segundo TEIXEIRA *et al.* (1995), este decréscimo de resistência deve-se entre outros fatores a um aumento do índice de vazios do solo por um efeito resiliente das fibras, observado na compactação do solo. No presente trabalho, manteve-se constante o peso específico seco máximo de todas as misturas e portanto, o índice de vazios. Neste caso, o aumento do teor de fibra promoveu um aumento de resistência do solo.

O comprimento da fibra interferiu no comportamento do solo ETA reforçado, promovendo um ganho de resistência com aumento do comprimento de 5 a 15mm para todos os teores. Assim a melhor composição obtida foi com a fibra de comprimento 15mm e teor 0,5% promovendo um ganho de resistência de 34,7%. O comprimento máximo de fibra analisado foi de 15mm. Desta forma, torna-se inviável fazer uma comparação com os dados obtidos do solo Jardim Medeiros, cujos comprimentos de fibra variavam de 5 a 30mm. Seria necessário a realização de ensaios com o solo ETA com inclusões de fibras superiores a 15mm, e com o solo Jardim Medeiros com fibras de 15mm, obtendo assim uma maior quantidade de parâmetros em comum, para uma melhor comparação entre os dois tipos de solos. Não se pode a priori, concluir que o valor do comprimento ótimo para, ambos os solos seria de 15mm; no entanto, não se pode descartar esta hipótese.

FIGURA 5.1: Acréscimo de resistência ao solo ETA x comprimento de fibras para vários teores

FIGURA 5.2: Acréscimo de resistência ao solo Jardim Medeiros x comprimento de fibras para vários teores

Os ensaios de compressão triaxiais realizados sobre os solos Mamonas 1, ETA e Jardim Medeiros foram do tipo CU (consolidado – não drenado) e com velocidade de ensaio de 1,14; 1,14 e 0,06 mm/min respectivamente. A Tabela 5.2 mostra os valores de coesão e ângulo de atrito (total e efetivo) para as amostras de solos naturais e reforçadas, sendo as amostras reforçadas, dosadas com fibras de comprimentos e teores ótimos. Nota-se uma grande semelhança no comportamento das amostras sob tensões totais, onde em todos os casos houve um ganho apreciável de resistência devido a coesão e uma diminuição no valor do ângulo de atrito.

Os resultados dos ensaios realizados sobre as amostras de solo de Mamonas 1 e Jardim Medeiros, levando-se em consideração as tensões efetivas (com medida da pressão neutra), mostraram um comportamento diferente; aumento da resistência proveniente tanto da coesão, quanto do ângulo de atrito.

TABELA 5.2: Parâmetros de resistência dos solos analisados

Amostra		Coesão (kPa)		Ângulo de Atrito (graus)	
		Total	Efetiva	Total	Efetiva
Jardim Medeiros	Natural	81,7	78,00	27	29,3
	Reforçada	116,1	107,00	25	33
ETA	Natural	97,70	—	24	—
	Reforçada	129,50	—	23,2	—
Mamonas 1	Natural	14,00	12,00	19	27
	Reforçada	51,00	16,50	14,5	39,12

Através da análise comparativa dos resultados, pode-se definir um comportamento dos solos argilosos reforçados com fibras plásticas. Em geral, o acréscimo de fibras promove um moderado aumento de resistência do solo e o comprimento ótimo em todos os casos analisados possui valor baixo, variando de 10 a 25mm. Os ensaios de compressão triaxiais mostraram que o acréscimo de resistência é comandado pela parcela coesiva e para os ensaios realizados com medidas de pressão neutra (levando-se em consideração as tensões efetivas), verifica-se também, uma contribuição positiva do ângulo de atrito dos solos.

5.3 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS - SOLO ARENOSO

Para a utilização como parâmetros de comparação com o solo arenoso do presente trabalho, foram analisados alguns resultados experimentais obtidos através da utilização de solos arenosos reforçados com fibras de polipropileno. Os solos em estudo estão mostrados na Tabela 5.3. Nesta tabela têm-se o solo (10-90), que corresponde a mistura entre 10% do solo argiloso ETA (estudado no item 5.2), e 90% da fração que passa na peneira #30 e fica retida na #100 de uma areia lavada, coletada no Rio Piranga na cidade de Ponte Nova – MG e o solo (50-50), composto por 50% do solo ETA e 50% da mesma fração da areia lavada. Além destes foram também analisadas uma areia fina de duna estudada por Al-Refeai (1991) e uma areia de argamassa, por Stauffer e Holtz (1996).

TABELA 5.3: Principais parâmetros dos solos arenosos analisados

Parâmetros de Classificação	Areia Siltosa (atual)	Solo (10-90) Teixeira et al. (1995)	Solo (50-50) Teixeira et al. (1995)	Areia Fina Al-Refeai (1991)	Areia de Argamassa Stauffer & Holtz (1996)
Areia grossa (%)	0	0	0	0	15
Areia média (%)	7	30	20	3	45
Areia fina (%)	66	62	43	98	40
Silte (%)	15	3	15	—	—
Argila (%)	12	5	22	—	—
Cu	—	2,35	—	1,67	4,22
Cc	—	1,32	—	3,30	—
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	19,52	15,83	17,57	—	18,30
$\omega_{\acute{o}t}$ (%)	9,80	12,30	17,20	—	0,30

Os resultados dos ensaios de compressão simples realizados por TEIXEIRA *et al.* (1995), nos solos (10-90) e (50-50), utilizando-se fibras de polipropileno de comprimento 5, 10 e 15mm e teores de 0,25, 0,5 e 1,0%, mostraram um comportamento bastante diferenciado dos resultados obtidos com o solo arenoso da Rodovia Washington Luiz. Para o solo (10-90) observou-se que com o aumento do teor, houve um decréscimo de

resistência para todos os comprimentos de fibras estudados. O solo (50-50) mostrou-se bastante sensível as variações de teor e comprimento das fibras, podendo apresentar perda de resistência para determinadas combinações e ganhos com outras, como é verificado na Figura 5.3. Nela vê-se que não existe um padrão de comportamento bem definido para o solo reforçado e a combinação ótima pode ser considerada aquela que contém fibras de teor e comprimento baixos, onde o ganho de resistência é da ordem de 50%.

A análise do acréscimo de resistência obtido para o solo do presente trabalho, mostra um comportamento bem definido do solo reforçado, indicando aumento crescente de resistência, com aumento do teor e comprimento da fibra (Figura 5.4).

Ensaio de compressão triaxiais realizados por AL-REFEAI (1991) em areia fina mostraram um ganho crescente de resistência com aumento do teor de 0,3 a 2,0% e comprimento até 80mm. Ao utilizar o comprimento de fibra de 100mm nos teores de 1 e 2%, houve um decréscimo na resistência da areia. Destes resultados, observa-se uma grande semelhança com os obtidos com o solo (Washington Luiz), podendo-se imaginar, também, que pudesse haver de um comprimento máximo, que limitaria o acréscimo de resistência do solo em estudo.

FIGURA 5.3: Acréscimo de resistência ao solo (50-50) x comprimento de fibras para vários teores

FIGURA 5.4: Acréscimo de resistência ao solo (Washington Luiz) x comprimento de fibras para vários teores

Foi feita uma análise dos resultados dos ensaios de compressão triaxial, do tipo CU, realizados sobre os solos (10-90) e (50-50), sob tensões confinantes de 25, 50, 100 e 200 kPa. Verifica-se através das curvas tensão x deformação, a existência de tensão desviatória de pico, sem, no entanto, haver queda de tensão pós pico em função das deformações, ou seja; a tensão pós pico permanece constante com o aumento da deformação imposta ao solo. Este comportamento foi verificado, igualmente, para os solos contendo as combinações ótimas de teor e comprimento, definidas a partir dos ensaios de compressão simples. O fato destes solos se comportarem diferentemente do solo Washington Luiz, com relação a tensão-deformação, pode estar relacionado aos valores das combinações ótimas de fibras utilizadas, visto que, para os solos (10-90) e (50-50), estes valores foram muito baixos.

A análise da resistência promovida pelas inclusões nos solos, pode ser vista na Tabela 5.4. Ela contém os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) dos solos com e sem reforço. Os valores obtidos por TEIXEIRA *et al.* (1996), para o solo (50-50) reforçado mostram um aumento de coesão e diminuição do ângulo de atrito em relação ao solo sem

reforço, resultados semelhantes aos obtidos com o solo Washington Luiz. Para o caso do solo (10-90), observa-se que as fibras promovem a diminuição da coesão e do ângulo de atrito do solo.

TABELA 5.4: Parâmetros de resistência dos solos granulares.

Amostra		Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (graus)
Washington Luiz T: 1,0%; L: 30mm	Natural	22,6	37,8
	Reforçada	188,6	37,3
(10-90) T: 0,5%; L: 15mm	Natural	5,0	42,2
	Reforçada	4,0	41,1
(50-50) T: 0,25%; L: 5mm	Natural	82,6	33,7
	Reforçada	102,3	30,8

Como visto na seção 4.4.2.2, a envoltória de ruptura do solo Washington Luiz com inclusões, é bilinear e este fato têm sido observado por vários pesquisadores ao estudarem solos granulares. Através das trajetórias de tensão ($p \times q$) dos solos (10-90) e (50-50), definidas por TEIXEIRA *et al.* (1996), pode ser observada uma tendência a bilinearidade. Considerando tal hipótese, obteve-se os valores de coesão e ângulo de atrito, para os dois trechos da curva referente a trajetória de ruptura para cada solo. Os resultados são mostrados na Tabela 5.5. Para o solo (50-50) reforçado, verifica-se uma variação de coesão e ângulo de atrito entre os trechos da curva, semelhante ao do solo Washington Luiz, onde se tem pequena alteração do intercepto de coesão e acréscimo do ângulo de atrito, antes da mudança da inclinação da envoltória, com acentuado aumento da coesão e diminuição do ângulo de atrito no segundo trecho em relação ao solo sem reforço. Como já se esperava, os parâmetros de resistência obtidos para o solo (10-90) com fibras, foram baixos, com decréscimo de coesão e pequeno aumento do ângulo de atrito, antes da mudança de inclinação da curva e com pequeno acréscimo de coesão e diminuição do ângulo de atrito, no trecho seguinte da curva. Resultados obtidos por STAUFFER & HOLTZ (1996) ao estudarem uma areia de argamassa com inclusões de fibras com teor de 0,2% e comprimento 100mm, mostram a existência da envoltória bilinear e os valores obtidos, traduzem em acréscimo do ângulo de atrito antes da quebra

da curva e acréscimo de coesão no segundo trecho, com porcentagens de acréscimos semelhantes aos do solo Washington Luiz (Tabela 5.5).

TABELA 5.5: Parâmetros de resistência dos solos granulares considerando a bilinearidade da envoltória.

Amostra		Coesão (kPa)		Ângulo de Atrito (graus)	
Washington Luiz T: 1,0%; L: 30mm	Natural	22,6		37,8	
	Reforçada	30,2*	210,4**	60,3*	37,3**
(10-90) T: 0,5%; L: 15mm	Natural	5,0		42,2	
	Reforçada	-12,0	16,6	44,6	41,4
(50-50) T: 0,25%; L: 5mm	Natural	82,6		33,7	
	Reforçada	92,3	136,3	38,7	28,3
Areia de argamassa T: 0,2%; L: 100mm	Natural	4,0 (Dr: 80%)		42 (Dr: 80%)	
	Reforçada	5,0	70	58,0	43,0

Obs.: * valores obtidos antes de σ_{3crit}

** valores obtidos depois de σ_{3crit}

Do estudo comparativo realizado entre os vários trabalhos apresentados, observa-se que, os resultados obtidos com o solo Washington Luiz se assemelham, de forma melhor, aos resultados obtidos com as areias puras. Estas semelhanças foram evidenciadas, quando da análise do acréscimo de resistência em função do teor e comprimento da fibra e da verificação da bilinearidade das envoltórias de ruptura. Considerando a elevada eficiência das fibras plásticas, como reforço do solo do trabalho atual, tal como se verifica na maioria das areias estudadas, conclui-se que o comportamento apresentado pelo solo Washington Luiz, sob inclusões, segue o comportamento padrão das areias, ou seja, apresenta bilinearidade das envoltórias e ganho de resistência que cresce com o comprimento e teor de fibras.

Capítulo 6

CONCLUSÕES

Do trabalho realizado pode-se concluir que:

a) a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora, no geral, sua resistência à compressão simples. Para o solo argiloso (Jardim Medeiros), verificou-se que o aumento de fibra no teor de 0 a 1,0% contribuiu para um pequeno acréscimo de resistência, provavelmente, por se tratar de um solo com boa granulometria e apresentar, mesmo sem inclusões, uma apreciável resistência à compressão simples. No solo arenoso (Rodovia Washington Luiz), o aumento do teor de fibra de 0 a 1,0% promoveu acréscimos de resistência crescentes, sendo que, para o teor de 1,0%, o ganho foi bastante acentuado.

b) o comprimento da fibra também influencia no comportamento dos solos. Para o solo argiloso, verificou-se que, há um comprimento ótimo de fibras, que para o solo em questão foi de 10mm.

c) o aumento do comprimento das fibras de 0 a 30mm em todos os teores aumentou a resistência a compressão simples do solo arenoso. O percentual de ganho de resistência foi maior para o comprimento de 30mm, indicando que, provavelmente este crescimento seria maior, para comprimentos ainda maiores, até atingir um valor limite, onde a resistência começaria a decrescer (como foi verificado por vários pesquisadores ao analisarem a resistência de solos granulares reforçados com fibras plásticas). Foram definidos através dos ensaios as combinações ótimas de teor e

comprimento para o solo arenoso; teor de 0,4% com fibras de 20mm e 30mm e teor de 1,0% com fibras de 20mm e 30mm.

d) ensaios de compressão triaxiais realizados sobre as melhores combinações (combinações ótimas), mostraram que as fibras misturadas aos solos, também melhoram, sua resistência ao cisalhamento. Os resultados obtidos com o solo argiloso mostraram que a resistência cresce em pequena porcentagem com o aumento do teor. As curvas tensão desviatória x deformação específica para o solo reforçado e sem reforço possuem comportamento semelhante, mostrando pico de tensão bem definido, com queda pós pico pouco acentuada. Além disso, a medida que se aumenta a tensão confinante, ocorre uma pequena redução da queda de tensão pós pico.

e) as curvas tensão desviatória x deformação específica das amostras do solo arenoso, mostraram que o aumento do teor e comprimento das fibras promovem um acréscimo de tensão de ruptura bastante acentuado, principalmente as fibras de 30mm no teor de 1,0%. As curvas mostram que o comportamento do solo se modifica com o acréscimo de fibras. O solo sem reforço apresenta pico de tensão bem definido com uma queda de tensão pós pico acentuada. O acréscimo de fibras promove a redução gradativa de tensão pós pico, sendo que para o solo reforçado com fibras de 30mm e teor de 1,0%, não existe uma definição de tensão de pico, a resistência cresce continuamente em função da deformação do solo.

f) observou-se que no solo arenoso as envoltórias no plano σ'_1 x σ'_3 tendem à bilinearidade à medida que aumenta-se o teor e comprimento das fibras, sendo este efeito mais evidenciado na amostra contendo fibras de comprimento de 30mm e teor de 1,0%. Para todas as combinações testadas no solo argiloso, este efeito não foi observado.

g) o traçado das envoltórias de Mohr-Coulomb forneceu os valores de acréscimos de resistência aos solos devido as inclusões, através dos valores de coesão (c') e ângulo de atrito interno (ϕ'). Para o solo argiloso verificou-se que os acréscimos de resistência foi devido, principalmente a parcela coesiva, variando de 3,9 a 37,2%. A parcela de resistência devido ao atrito contribuiu em pequena escala para a resistência do solo, de 2,4 a 12,6%. No caso do solo arenoso, o acréscimo de resistência é proveniente

da parcela coesiva, onde se observa ganhos percentuais extremamente elevados, de 73,2 a 834,5%, sendo que o ângulo de atrito interno praticamente não se altera com a inclusão das fibras.

h) a análise de regressão múltipla realizada a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, mostrou que existe uma boa relação entre os parâmetros analisados (T , L , σ'_3 e f') e a resistência ao cisalhamento da argila siltosa reforçada. Para a areia siltosa reforçada a contribuição das variáveis (L , σ'_3 e f') para a resistência dos solos foram mais significativas.

i) o efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso, moldados a partir de uma pasta de solo com teor de umidade correspondente ao limite de liquidez, foi o de diminuir a retração do solo. O acréscimo de fibras, tanto em teor quanto em comprimento, promove a extinção gradual das trincas, gerando, ao mesmo tempo, fissuras cada vez mais pronunciadas.

Da comparação do presente trabalho com os de outros pesquisadores, pode-se concluir que de um modo geral, existe uma considerável semelhança entre os resultados obtidos, mas por outro lado, em função dos aspectos analisados, observa-se alguns resultados divergentes.

Análises de trabalhos realizados com solos argilosos mostraram que, assim como ocorre com a argila siltosa do presente trabalho, o acréscimo de fibras promove o aumento de resistência do solo e o comprimento ótimo de fibras geralmente é baixo, em torno de 10 a 25mm. Os ensaios de compressão triaxiais, mostraram que o acréscimo de resistência é comandado pela parcela coesiva e para os ensaios realizados com medidas de pressão neutra (levando-se em consideração as tensões efetivas), verifica-se também, uma contribuição do ângulo de atrito efetivo para a resistência dos solos.

O comportamento do solo arenoso (Washington Luiz) é similar ao comportamento das areias puras com relação ao acréscimo de resistência em função do aumento do teor e comprimento das fibras, bem como devido a bilinearidade das envoltórias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGOPYAN, V. (1991). "O emprego de materiais fibrosos na construção civil". *Simpósio Internacional sobre Materiais Reforçados com Fibras para a Construção Civil*, EPUSC, p. 11-25.
- AL-REFEAI, T. O. (1991). "Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions." *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 10, nº 4, p. 319-333.
- ALWAHAB, R. M. & AL-OURNA, H. H. (1995) Fiber Reinforced Cohesive Soils for Application in Compacted Earth Structures, *Geosynthetics*, 95, p.433-446.
- ANDERSLAND, O. B., & KHATTAK, A. S. (1979). "Shear strength of kaolinite/fiber soil mixtures." *Proc., Int. Conf. on Soil Reinforcement*, I, Paris, France, p. 11-16.
- ANDRAWES, K. Z., MCGOWN, A., MASHHOUR, M. M., & WILSON-FAHMY, R. F. (1980). "Tension resistant inclusions in soils." *J. of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 106, nº GT12, Proc. Paper 15928, p. 1313-1326.
- ARENICZ, R. M. & CHOWDHURY, R. N. (1988). "Laboratory investigation of earth walls simultaneously reinforced by strips and random reinforcement". *Geotechnical Testing Journal*, 11(4), p. 241-247.
- ARMELIN, H. S. (1993). "Concreto projetado reforçado com fibras de aço". *Simpósio Internacional sobre Materiais Reforçados com Fibras para a Construção Civil*, EPUSC, p. 123-138.

- BUENO, B. S. (1993). "Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras aleatórias". PROC-150-94 (FINEP-Financiadora de Estudos e Projetos). Rio de Janeiro.
- BUENO, B. S. & LIMA, D. C. (1995). "Estabilização de dois solos da região de Viçosa com filamentos plásticos distribuídos". *Revista Técnica da FITESA S/A*, 12p.
- BUENO, B. S.; LIMA, D. C.; TEIXEIRA, S. H. C. & RIBEIRO, N. J. (1996). "Soil fiber reinforcement: basic understanding." *3rd International Symposium on Environmental Geotechnology*, vol. I, San Diego.
- BUENO, B. S. (1996). "Ensaio de Laboratório". Barragem de Mamonas - Relatório LMS 17/96, USP - Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Geotecnia.
- COSTA NETO, P. L. O. (1977). "Estatística". São Paulo, SP, p. 188-220.
- CROCKFORD, W. W.; GROGAN, W. P. & CHILL, D. S. "Strenght and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene". *Transportation Research Record*, no 1418, p. 60-66.
- FATANI, M. N.; BAUER, G. E. & AL-JOULANI, N. (1991). "Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic fibers". *Geotechnical Testing Journal*, vol. 14, nº 1, p.78-87.
- FREITAG, D. R. (1986). "Soil randomly reinforced with fibers." *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, nº 8, p. 823-826.
- GOMES, R. C. (1993). "Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis". Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo - USP como

requisito parcial a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil - Geotecnia.

GOMES, R. C. & PALMEIRA, E. M. (1994). "Análise de Mecanismos de Ruptura em Modelos Físicos de Aterros Reforçados". *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, vol. 1, p. 35-42.

GRAY, D. H., & OHASHI, H. (1983). "Mechanics of fiber reinforcement in sand." *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 109(3), p. 335-353.

GRAY, D. H. & AL-REFEAI, T. (1986). "Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand." *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 112(8), p. 804-820.

GRAY, D. H. & MAHER, M. H. (1989). "Admixture stabilization of sands with discrete, randomly distributed fibers." *Proc. XIIth Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Rio de Janeiro, Brazil, p. 1363-1366.

HOARE, D. J. (1979). "Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibers". *Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement*, vol. 1, p. 47-52.

JOHN, V. M. & AGOPYAN, V. (1993). "Materiais reforçados com fibras vegetais". *Simpósio Internacional sobre Materiais Reforçados com Fibras para a Construção Civil*, EPUSC, p. 29-38.

LIAUSU, P. & JURAN, I. (1996). "Texsol: Material properties and engineering performance". *Transportation Research Record*, nº 1474, p. 3-12.

LIMA, D. C., BUENO, B. S. & THOMASI, L. (1996). "The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short synthetic fiber." *3rd International Symposium on Environmental Geotechnology*, vol I, San Diego, 868-877.

- MAHER, M. H., & GRAY, D. H. (1990). "Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. " *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 116(11), p. 1661-1677.
- MAHER, M. H. & HO, Y. C. (1994). "Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite." *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n° 8, p. 1381-1393.
- MC GOWN, A.; ANDRAWES, K. Z. & AL-HASANI, M. M. (1978). "Effect of inclusion properties on the behavior of sand". *Geotechnique*, 28 (3), p. 327-346.
- MICHALOWSKI, L., R. & ZHAO, A. (1996a). "Failure of fiber-reinforced granular soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 122, n° 3, p. 226-234.
- MICHALOWSKI, L., R. & ZHAO, A. (1996b). "Limit condition for fiber-reinforced granular soils". *Transportation Research Record*, n° 1474, p. 102-107.
- NATARAJ, H. R. (1996). "Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils." *3rd International Symposium on Environmental Geotechnology*, vol. I, San Diego, p. 826-835.
- NOGUEIRA, J. B. (1988). "Mecânica dos Solos". USP - Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Geotecnia.
- NOGUEIRA, J. B. (1995). "Ensaio de Laboratório". USP - Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Geotecnia.
- POTYONDY, J. G. (1961). "Skin friction between various soils and construction materials". *Geotechnique*, 11 (4), p. 339-353.

- RANJAN, G., VASAN, R. M. & CHARAN, H. D. (1994). "Behavior of plastic-fibre reinforced sand". *Geotextiles and Geomembranes*, nº 13, p. 555-565.
- RANJAN, G., VASAN, R. M. & CHARAN, H. D. (1996). "Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 122. nº 6, p. 419-426.
- RIBEIRO, N. J. & BUENO, B. S. (1995). "Estudo do Comportamento de Solos Reforçados com Fibras". Relatório Final FAPEMIG, Universidade Federal de Viçosa-Departamento de Engenharia Civil.
- SETTY, K. R. N. S. E RAO, S. V. G. (1987) Characteristics of Fiber Reinforced Lateritic Soils, IGC (87), Índia, p. 329-333.
- SILVA, M. A. (1994). "Melhoria de solos com fibras plásticas distribuídas aleatoriamente". Viçosa, MG, UFV/Imprensa Universitária, Dissertação de Mestrado, 69p.
- SILVA, M. A., BUENO, B. S. & LIMA, D. C. (1995). "Estabilização do solo com fibras plásticas distribuídas aleatoriamente." *Geossintéticos*, 95, São Paulo.
- STAUFFER, S. D. & HOLTZ R. D. (1996). "Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand." *Transportation Research Record*, Washington, D. C., nº 1474, p. 82-95.
- TEIXEIRA, S. H. C., BUENO, B. S. & LIMA, D. C. (1994). "Reforço de solos com fitas plásticas". *1º Congresso de Engenharia Civil, UFJF*, vol. I, p. 54-64.

TEIXEIRA, S. H. C., BUENO, B. S. & LIMA, D. C. (1995). "Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras aleatórias." Relatório parcial PIBIC CNPq/UFV, Viçosa, 20 p.

VALLEJO, L. E. & YOO, H. (1996). "Reinforcement of fissured clays by short steel fibers". *Transportation Research Record*, nº 1474, p. 108-115.

WALDRON, L. J. (1977). "The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil". *Soil Sci. Soc. Am. Journal*, vol. 41, p. 843-849.

ANEXO A

ANEXO B

τ' (kPa)

Areia Siltyosa

L: 30mm

T: 1,0%

$$\tau' = 188,6 + \sigma' \operatorname{tg} 37,3^\circ$$

σ' (kPa)