Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades

Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

TAYANE WESTERMANN LOPES CASTILHO

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS COM FIBRAS DE POLITEREFTALATO DE ETILENO RECICLADO

Bauru
2017

TAYANE WESTERMANN LOPES CASTILHO

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS COM FIBRAS DE POLITEREFTALATO DE ETILENO RECICLADO

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues

Bauru
2017

Castilho, Tayane Westermann Lopes.
Resistência ao cisalhamento de solos com fibras de politereftalato de etileno reciclado / Tayane Westermann Lopes Castilho, 2017
100 f.

Orientador: Roger Augusto Rodrigues

Dissertação (Mestrado)–Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2017

1. Solos com fibras. 2. Resistência ao cisalhamento. 3. Politereftalato de etileno. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Câmpus de Bauru

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE TAYANE WESTERMANN LOPES CASTILHO, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 18 dias do mês de dezembro do ano de 2017, às 10:00 horas, no(a) Anfiteatro da Diretoria Técnica de Informática, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES - Orientador(a) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru, Prof. Dr. FERNANDO HENRIQUE MARTINS PORTELINHA do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de São Carlos, Prof. Dr. PAULO CESAR LODI do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de TAYANE WESTERMANN LOPES CASTILHO, intitulada **RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE POLITEREFTALATO DE ETILENO**. Após a exposição, a discente foi arguida oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: APROVADO. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES

Prof. Dr. FERNANDO HENRIQUE MARTINS PORTELINHA

Prof. Dr. PAULO CESAR LODI

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Campus de Bauru

PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DO TÍTULO

A BANCA EXAMINADORA PROPÕE A ALTERAÇÃO DO TÍTULO DO TRABALHO DA ALUNA:
TAYANE WESTERMANN LOPES CASTILHO

DE: "RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE POLITEREFTALATO DE ETILENO"

PARA:
"Resistência ao Cisalhamento de solos com fibras de Politereftalato de Etileno Reciclado"

Bauru, 18 de dezembro de 2017.

Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues
Orientador

Faculdade de Engenharia Bauru Seção de Pós-Graduação
Av. Eng Luiz Edmundo Carrijo Coube 14-01 CEP 17033-360 Bauru SP Brasil
Tel 14 3103 6108 fax 14 3103 6104 spg@feb.unesp.br

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Elvira e Sérgio

Ao meu noivo João Vitor

Ao meu irmão Felipe

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues pela oportunidade concedida, constante incentivo e dedicação dispensada durante sua orientação.

Aos professores da pós-graduação, em especial ao Prof. Dr. Paulo César Lodi e Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti pelas sugestões feitas no Exame de Qualificação.

Ao Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha da Universidade Federal de São Carlos pelas sugestões feitas na Defesa.

Ao Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira e orientandos Higor Biondo de Assis e Admir José Giacon Junior pela colaboração nos cálculos de estabilidade de talude.

As colegas Naiara Pradela, Maitê Rocha e Laís Maciel pelo auxílio na realização dos ensaios de compressão simples.

Ao técnico Gustavo Pinheiro, do Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP-Bauru, pelo auxílio na realização de ensaios, coleta de amostras e incentivo às boas práticas na pesquisa.

A CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de mestrado.

E a todos aqueles, que direta ou indiretamente, colaboraram para a concretização deste trabalho, meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

CASTILHO, T.W.L. (2017) **Resistência ao Cisalhamento de Solos com Fibras de Politereftalato de Etileno Reciclado.** Bauru, 100 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho".

Este trabalho avaliou a influência da inclusão de fibras recicladas extraídas de garrafas constituídas de politereftalato de etileno (PET) na resistência ao cisalhamento de solos arenoso e argiloso. Por meio de ensaios de compressão simples das amostras dos solos e misturas desses com diferentes teores e comprimentos de fibras, obteve-se que a combinação de 1,5% de fibras, em relação à massa de solo seco, com comprimento de 20 mm levou a um aumento de 92,8% na resistência não confinada para a amostra de solo arenoso, e de 10,5% para a de solo argiloso. Ensaios de cisalhamento direto foram realizados com essa dosagem, em duas diferentes condições de compactação, e revelam o ganho de 66,4% no intercepto de coesão para o solo arenoso com grau de compactação de 100%, e de 55,5% com grau de compactação de 95%, em relação ao solo sem fibra. Enquanto os ângulos de atrito interno praticamente não se alteraram. A mesma dosagem para o solo argiloso promoveu reduções de coesão de 7,6% e 5,4%, respectivamente, para os graus de compactação de 100% e de 95% e aumentos relativos de 2,9% e 7,3% no ângulo de atrito interno. Esses resultados aplicados em dois casos hipotéticos, capacidade de carga de fundações em sapatas e estabilidade de taludes de aterros, demonstram o efeito da inclusão de fibras na melhoria da estimativa da capacidade de carga para ambos os solos e o aumento do fator de segurança para o solo arenoso. O trabalho oferece uma alternativa tecnicamente viável para a melhoria dos solos e que prioriza o reuso de garrafas PET, colaborando para preservação ambiental, mas não só, pois a atividade promove ainda benefícios sociais e econômicos.

Palavras-chave: Solos com Fibras, Resistência ao Cisalhamento, Politereftalato De Etileno.

ABSTRACT

CASTILHO, T.W.L. (2017) S**hear Strength of Soils with Polyethylene Terephthalate Recycled Fibers.** Bauru, 100 p. Dissertation (Master Degree) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.

This study presents an analysis of the influence of the inclusion of polyethylene terephthalate (PET) fibers, extracted from waste plastic bottles, in the shear strength of sandy and clayey soils. Simple compression tests were performed with soil samples and mixtures of these with different fiber contents and lengths. The combination of 1,5% of fibers in relation to the dry soil mass with a length of 20 mm led to a 92.8% increase in the unconfined resistance for the sandy soil sample and 10.5% for the clayey soil sample. Direct shear tests were carried out with this dosage, with two different compaction conditions, showing the gain of 66.4% in the cohesion intercept for sandy soil with 100% compaction degree, and 55.5% with the degree of 95%, in relation to the soil without fiber. While the angles of internal friction remained almost constant. The same dosage for clayey soil promoted cohesion reductions of 7.6% and 5.4%, respectively, for compaction degrees of 100% and 95% and relative increases of 2.9% and 7.3% in the angle of internal friction. These results, applied in two hypothetical cases, load capacity of an isolated footing foundation and slope stability of landfills, demonstrate the effect of the inclusion of fibers in improving the estimation of the load capacity for both soils and the increase of the safety factor for the sandy soil. The study offers a technically feasible alternative for the improvement of soils, and that prioritizes the reuse of PET bottles, collaborating for environmental preservation, but not only, since the activity also promotes social and economic benefits.

Keywords: Soil with Fibers, Shear Strength, Polyethylene Terephthalate.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 3

Figura 3.1 - Elementos de solo com e sem reforço. 7
Figura 3.2 - Posicionamento de fibra em ensaio de cisalhamento direto e modelo de reforço: (a) Orientação perpendicular e (b) Fibra orientada no ângulo (i) em relação ao plano de cisalhamento (Modificado de Gray & Ohashi, 1983). 10
Figura 3.3 - Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento de areias de duna seca e densa reforçadas com fibras perpendiculares e alatórias (Modificado de Gray & Ohashi, 1983)..... 11
Figura 3.4 - Ensaios de cisalhamento direto de Gray & Ohashi (1KSF = 47,9 kPa e 10^{-3} IN=25,4mm). 12
Figura 3.5 - Efeito da inclusão de fibras na envoltótia de ruptura da areia (Modificado de Maher & Gray, 1990). 14
Figura 3.6 - Formação polímero PET a partir dos monômeros TPA ou DMT, e EG. 24
Figura 3.7 - Histórico do consumo aparente de embalagens PET no Brasil entre 2000 a 2011, e previsões para 2014 e 2016 (em Ktons) (Modificado de ABIPET, 2013).. 25

Capítulo 4

Figura 4.1 - Imagem de satélite do ponto de coletas de amostras em Bauru, SP. 28
Figura 4.2 - Imagem de satélite do ponto de coletas de amostras em Pederneiras, SP. 29
Figura 4.3 - Etapas da preparação das fibras PET. 30
Figura 4.4 – Processos de mistura e homogeneização solo fibra. 32
Figura 4.5 – Processos de moldagem dos corpos de prova de compressão simples por compactação estática. 32
Figura 4.6 - Prensa do ensaio de compressão simples. 33
Figura 4.7 - Esquema do Ensaio de cisalhamento direto. 34
Figura 4.8 – Moldagem dos corpos de prova de cisalhamento direto por compactação estática. 36
Figura 4.9 - Célula do ensaio de cisalhamento direto. 37
Figura 4.10 – Equipamento do ensaio de cisalhamento direto. 38
Figura 4.11 - Sapata de concreto armado embutida no solo. 40
Figura 4.12 - Modos de ruptura para solos com c e ϕ (Modificado de Cintra, 2011). 41

Figura 4.13 - Discretização de um talude em lamelas. 43

Capítulo 5

Figura 5.1 - Curvas granulométricas das amostras de solo arenoso (Bauru, SP) e argiloso (Pederneiras, SP). 45
Figura 5.2 - Determinação do limite de liquidez das amostras de solo arenoso (Bauru, SP) e argiloso (Pederneiras, SP). 46
Figura 5.3 - Curvas de compactação na energia Proctor normal das amostras de solo arenoso (Bauru, SP) e argiloso (Pederneiras, SP). 46
Figura 5.4 - Curva de calibração do anel dinamométrico do ensaio de cisalhamento direto. 48
Figura 5.5 - Tensões de ruptura médias a compressão simples (kPa) do solo arenoso sem e com fibras constituídas de PET com diferentes combinações teor (%) e comprimento de fibra (mm). 49
Figura 5.6 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 10 mm. 50
Figura 5.7 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 15 mm. 50
Figura 5.8 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 20 mm. 51
Figura 5.9 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 30 mm. 51
Figura 5.10 - Tensões de ruptura médias a compressão simples (kPa) do solo argiloso sem e com reforço de fibras constituídas de PET com diferentes combinações teor (%) e comprimento de fibra (mm). 52
Figura 5.11 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 10 mm. 52
Figura 5.12 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 15 mm. 53
Figura 5.13 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 20 mm. 53

Figura 5.14 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 30 mm. 53
Figura 5.15 – Curva de calibração do anel dinamométrico do ensaio de cisalhamento direto. 54
Figura 5.16 - Envoltória de Mohr-Coulomb. 56
Figura 5.17 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%. 57
Figura 5.18 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%. 57
Figura 5.19 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras (S) com *GC* = 95% e *GC* = 100%. 57
Figura 5.20 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%. 58
Figura 5.21 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%. 58
Figura 5.22 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras (S) com *GC* = 95% e *GC* = 100%. 58
Figura 5.23 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%. 59
Figura 5.24 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%. 59
Figura 5.25 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%. 59
Figura 5.26 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com GC = 95%. 60
Figura 5.27 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%. 60

Figura 5.28 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%. 60
Figura 5.29 - Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com teor de 1,5% de fibras PET 20 mm (GC = 100% e GC = 95%). 62
Figura 5.30 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%. 63
Figura 5.31 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%..... 63
Figura 5.32 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%. 63
Figura 5.33 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%. 64
Figura 5.34 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%..... 64
Figura 5.35 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%. 64
Figura 5.36 - Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com teor de 1,5% de fibras PET 20 mm (GC = 100% e GC = 95%). 66
Figura 5.37 - Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso e arenoso sem fibras (S) e com 1.5% de fibras PET 20 mm (S+F) com *GC* = 100% e *GC* = 95%. 67
Figura 5.38 – Corpos de prova de solo arenoso argiloso com fibras após ensaio de cisalhamento direto. 68
Figura 5.39 – Capacidade de carga de Vésic para os solos arenoso e argiloso, sem fibras (S), e com 1,5% de fibras PET 20 mm (S+F) , com graus de compactação *GC* = 100% e *GC* = 95%. 71
Figura 5.40 – Esquema do talude considerado na simulação. 72

Figura 5.41 - Malha de centros adotada para o cálculo do *FS* através do programa RASS.72
Figura 5.42 - Fatores de segurança dos taludes de aterro de solo arenoso, sem fibra (S) e com 1,5% de fibras PET 20 mm (S+F), com graus de compactação *GC* = 100% e *GC* = 95%. 74
Figura 5.43 - Fatores de segurança dos taludes de aterro de solo argiloso, sem fibra (S) e com 1,5% de fibras PET 20 mm (S+F), com graus de compactação *GC* = 100% e *GC* =95%. 74

LISTA DE TABELAS

Capítulo 3

Tabela 3.1 - Características Mecânicas do PET. 23
Tabela 3.2 - Descrição do consumo de embalagens PET no Brasil entre 2008 e 2011 (em Ktons). 25

Capítulo 4

Tabela 4.1 - Síntese dos ensaios de compressão simples. 31
Tabela 4.2 - Síntese dos ensaios de cisalhamento direto. 36
Tabela 4.3 - Fatores de forma (De Beer, 1967 apud Vésic, 1975). 41

Capítulo 5

Tabela 5.1 - Escala ABNT NBR 6502/1995 45
Tabela 5.2 – Índices físicos das amostras de solo estudadas. 47
Tabela 5.3 - Resistência não confinada média (kPa) para cada combinação comprimento/ teor de fibra constituída de PET para o solo arenoso (Modificado de Pradela, 2016). 49
Tabela 5.4 - Resistência não confinada média (em kPa) para cada combinação comprimento/ teor de fibra constituídas de PET para o solo argiloso (Modificado de Pradela, 2016). 51
Tabela 5.5 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%). 61
Tabela 5.6 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%). 61
Tabela 5.7 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%). 61
Tabela 5.8 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%). 61
Tabela 5.9 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%). 65

Tabela 5.10 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%). 65

Tabela 5.11 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%).65

Tabela 5.12 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%).65

Tabela 5.13 – Síntese dos parâmetros de resistência obtidos dos ensaios de cisalhamento direto dos solos arenoso e argiloso com e sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95% e suas variações..... 68

Tabela 5.14 –Dados de entrada e saída dos cálculos de capacidade de carga de Vésic realizados. 71

Tabela 5.15 - Fatores de segurança obtidos pelos métodos de Bishop Simplificado (FS) através do programa RASS para cada uma das combinações estudadas. 73

LISTA DE ABREVIATURAS

ABIPET	Associação Brasileira de indústria de PET
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society For Testing And Materials
CBR	Califórnia Bearing Ratio
NBR	Norma Brasileira
DMT	Tereftalato de Dimetila
EG	Etilenoglicol
PE	Polietileno
PET	Politereftalato de Etileno
PETG	Politereftalato de Etileno Glicol
PNRS	Política Nacional de Resíduos Sólidos
PP	Polipropileno
PPGEC	Programa de Pós Graduação Engenharia Civil
PVC	Policloreto de Vinila
RASS	Risk Analysis applied to Slope Stability
TPA	Ácido Tereftálico
UNESP	Universidade Estadual Paulista

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do Alfabeto Latino

A	Área da superfície de ruptura
A_A	Área da seção transversal da amostra
A_A'	Área corrigida da amostra
A_R	Área total de reforço
B	Menor dimensão da fundação
c	Coesão do solo
D	Diâmetro das fibras
den	Denier de fibra
e	Índice de vazios
E_R	Módulo de rigidez da fibra
f^*	Coeficiente de fricção superficial
f	Coeficiente de fricção do solo
F_{axial}	Força axial de compressão
F_t	Força tangencial ou de cisalhamento
FS	Fator de Segurança
GC	Grau de Compactação
i	Ângulo de orientação inicial da fibra
IP	Índice de Plasticidade
k_1	Razão entre deslocamento (x) e espessura da zona de cisalhamento (z)
K	Constante da mola
L	Comprimento da fibra
L_A	Largura da amostra
Lm	Leitura da mola
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de Plasticidade
L/D	Razão de forma da fibra
n	Porosidade
N	Carga vertical aplicada na amostra
N_c	Fator de capacidade de carga

N_q Fator de capacidade de carga

N_s Número médio de fibras atravessando uma unidade de área

N_γ Fator de capacidade de carga

P Pressão

q Tensão efetiva na cota de apoio

s Sucção total

s_R Resistência ao cisalhamento do solo permeado pela fibra

S_c Fator de forma

S_q Fator de Forma

S_R Grau de Saturação

S_γ Fator de forma

SR Superfície de ruptura

t_R Resistência à tração mobilizada pelas fibras por unidade de área do solo

w_f Porcentagem de fibras em função do peso seco de solo

w Teor de Umidade

w_{opt} Teor de Umidade Ótimo

x Deslocamento da fibra

z Espessura da zona de cisalhamento

Símbolos do Alfabeto Grego

γ Peso específico

$\gamma_{dmáx}$ Peso específico aparente seco máximo

δ Ângulo de atrito entre solo e fibra (em graus)

δ_v Deslocamento vertical da amostra

δ_H Deslocamento horizontal da amostra

ε Deformação axial específica da amostra

ζ Coeficiente empírico que leva em conta a granulometria da areia e as propriedades das fibras, entre elas a relação L/D

θ Ângulo de distorção para fibras inicialmente perpendiculares ao plano de ruptura

μ Coeficiente de atrito superficial

ρ Massa específica

ρ_d Massa específica seca

ρ_{dmax} Massa específica seca máxima

ρ_s	Massa específica dos sólidos
σ_N	Tensão normal
σ_3	Tensão confinante principal na câmara triaxial
σ_{conf}	Tensão de confinante médio na câmara triaxial
σ_{crit}	Tensão de confinamento crítica
σ_{1f}	Tensão principal maior na ruptura do solo reforçado com fibra
σ_1	Tensão axial de compressão
σ_R	Tensão de tração desenvolvida na fibra no plano de cisalhamento
σ_r	Capacidade de carga do solo
σ_V	Tensão vertical
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
τ	Tensão de cisalhamento
τ_{RES}	Tensão de cisalhamento residual
$\tau_{máx}$	Tensão de cisalhamento máxima
τ_R	Tensão de atrito de superfície ao longo da fibra
ψ	Ângulo de distorção para fibra inicialmente inclinada em relação ao plano de ruptura
Δ	Calor
Δs_R	Aumento da resistência ao cisalhamento devido ao reforço da raiz
ΔFS	Variação do fator de segurança
ΔV	Variação da altura da amostra

SUMÁRIO

RESUMO i

ABSTRACT II

LISTA DE FIGURAS III

LISTA DE TABELAS VIII

LISTA DE ABREVIATURAS X

LISTA DE SÍMBOLOS XI

SUMÁRIO XIV

1 INTRODUÇÃO 1

2 OBJETIVO 3

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 4

3.1 REFORÇO DE SOLOS 4

3.1.1 Definição 4

3.1.2 Materiais Compósitos 4

3.1.3 Classificação dos Compósitos 5

3.1.4 Classificação das Fibras 6

3.1.5 Interação Solo-Fibra 7

3.1.6 Estudos Experimentais e Modelos 8

3.2 POLÍMEROS 21

3.2.1 Definição 21

3.2.2 Matérias-primas 22

3.2.3 Termoplásticos e Plásticos Termofixos (Termorrígidos) 22

3.2.4 Politereftalato de Etileno (PET) 23

3.2.5 Resíduo de PET no Meio Ambiente 25

3.2.6 Reciclagem de PET 26

4 MATERIAIS E MÉTODOS 28

4.1 COLETA DE AMOSTRAS 28

4.2 CARACTERIZAÇÃO 29

4.3 PREPARAÇÃO DAS FIBRAS 30
4.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES 30
4.4.1 Preparação dos Corpos de Prova 31
4.4.2 Execução do Ensaio 33
4.5 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO 34
4.5.1 Preparação dos Corpos de Prova 35
4.5.2 Célula e Montagem 37
4.5.3 Preparação do Aparelho 38
4.5.4 Execução do Ensaio 39
4.6 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS 39
4.6.1 Capacidade de Carga de Fundações em Sapatas 40
4.6.2 Estabilidade de Taludes de Aterro 42
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO 44
5.1 CARACTERIZAÇÃO 44
5.1.1 Curva Granulométrica 44
5.1.2 Limites de Consistência 45
5.1.3 Curva de Compactação 46
5.1.4 Resumo dos Índices Físicos dos Solos 47
5.2 COMPRESSÃO SIMPLES 47
5.2.1 Curvas Tensão de Compressão x Deformação Específica 47
5.3 CISALHAMENTO DIRETO 54
5.3.1 Curvas Tensão de Cisalhamento e Variação de Volume por Deslocamento Horizontal 54
5.3.2 Envoltória de Mohr-Coulomb 56
5.3.3 Comparação entre os Resultados do Solo Arenoso sem Fibras 57
5.3.4 Comparação entre os Resultados do Solo Argiloso sem Fibras 58
5.3.5 Resultados para o Solo Arenoso com e sem Fibras com GC = 100% 59
5.3.6 Resultados para o Solo Arenoso com e sem Fibras com GC = 95% 60
5.3.7 Síntese dos Resultados para o Solo Arenoso 61
5.3.8 Resultados para o Solo Argiloso com e sem Fibras com GC=100% 63
5.3.9 Resultados para o Solo Argiloso com e sem Fibras com GC=95 64
5.3.10 Síntese dos Resultados para o Solo Argiloso 65

5.3.11 Envoltórias do Solo Arenoso e Argiloso com e sem Fibras com GC = 100% e GC = 95%. *67*

5.4 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS 70

5.4.1 Capacidade de Carga de Fundações em Sapatas *70*

5.4.2 Estabilidade de Taludes de Aterro *72*

6 CONCLUSÃO 75

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 76

1 INTRODUÇÃO

O solo natural é um material complexo e variável, sendo comum que este não preencha total ou parcialmente as exigências de projeto. Dentre as principais técnicas para a melhoria de suas propriedades têm-se a compactação, a consolidação por pré-carregamento e/ou drenos verticais, a injeção de materiais estabilizantes, estabilização por processos físico-químicos e a inclusão de elementos resistentes, tais como geotêxteis, grelhas, tiras e fibras.

Na Geotecnia moderna, a utilização do reforço planar vem crescendo e ganhando espaço, como o uso de tiras de metal e geossintéticos. Acontecimento devido muito provavelmente ao avanço das indústrias químicas, consagração da utilização de materiais poliméricos em obras de reforços e diversas vantagens como economia, segurança, praticidade e menores volumes de solo. No entanto, segundo Festugato et al. (2016), o uso de fibras poliméricas discretas é uma técnica relativamente nova em projetos geotécnicos, tais como em estabilização de solos sob fundações e pavimentos, reforço de aterros, estruturas de contenção e revestimentos de canais.

Independentemente das numerosas aplicações potenciais, as metodologias de dosagem para solos melhorados com fibras poliméricas são escassas, não existindo padrões científicos ou técnicas especializadas para projetos de campo real. Desse modo, pesquisas adicionais são necessárias para entender melhor os benefícios e limitações potenciais e permitir a aplicação dessas em estruturas geotécnicas mais complexas.

Simultaneamente, tem-se a reciclagem de materiais de difícil degradação como uma das maiores preocupações da atualidade. Destinos alternativos destes resíduos têm sido apresentados com embasamento técnico-científico por centros de pesquisas e de forma criativa e artesanal pela sociedade. Dentre os produtos de difícil degradação, as garrafas PET têm sido a grande preocupação dos ambientalistas. Projeções indicam que o consumo de PET continua crescendo, por outro lado, de forma positiva, a reciclagem tem avançado devido a sua alta resistência à tração e elevada durabilidade (SANTOS, 2005).

O uso de fibras recicladas, menos comum que o de fibras industrializadas, extrapola a questão ambiental, apesar de esta estar atualmente entre as principais contribuições no desenvolvimento das pesquisas, deve-se salientar a questão social, energética, cultural e tecnológica, em atendimento ao artigo 6º, que estabelece os princípios da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), especialmente aqueles prescritos nos incisos I, III, IV, VIII, ao artigo 7º, que estabelece os seus objetivos, prescritos nos incisos de I a V, IX, XI (alíneas a e b), XIII e XIV da Lei nº 12.305.

As primeiras tentativas de descrever o papel das fibras no aumento da resistência do solo focaram a contribuição de uma única fibra para a resistência ao cisalhamento ao longo de uma superfície predeterminada (WU, 1976; WALDRON, 1977). Evidências experimentais foram reunidas mais tarde por Gray & Ohashi (1983) e Maher & Gray (1990) para justificar esta abordagem. Diversos trabalhos internacionais têm utilizado ensaios uniaxiais, de cisalhamento direto e triaxiais, e muitos dos resultados demonstraram a eficácia do reforço de fibras (AL-REFEAI, 1986; RANJAN et al. 1996; SANTONI et al. 2001).

As inclusões polímericas distribuídas aleatoriamente, tais como as fibras de politereftalato de etileno (PET) e polipropileno (PP), incorporadas nos solos, melhoram o seu comportamento mecânico conforme Consoli et al (2002, 2003, 2005, 2009a, 2009b), Casagrande (2001, 2005), Trindade et al. (2006), Botero (2015), Festugato (2016). As fibras captam e redistribuem as cargas através de sua resistência à tração, mobilizando uma massa maior de solo e, em seguida, melhorando a resposta mecânica do material.

Alta resistência física e mecânica, e boa resposta a ataques químicos e/ou biológicos são basais na escolha do tipo de fibra para reforço. Sendo o conhecimento do mecanismo de interação solo-fibra, fundamental na compreensão do comportamento mecânico da mistura. Segundo Casagrande (2005), diversos fatores influem neste mecanismo, a saber, em relação ao solo: granulometria, índice de vazios e grau de cimentação; e em relação às fibras: comprimento, espessura, rugosidade, módulo de elasticidade, capacidade de alongamento, entre outros fatores.

Contudo, este trabalho visa avaliar a influência da inclusão de fibras recicladas extraídas de garrafas constituídas de politereftalato de etileno (PET) na resistência ao cisalhamento de solos arenoso e argiloso, amostrados em municípios do centro-oeste do Estado de São Paulo, Brasil, por meio de ensaios de compressão simples e de cisalhamento direto em amostras de solos sem fibras e misturas dessas com diferentes teores e comprimentos de fibras, em diferentes graus de compactação.

2 OBJETIVO

Avaliar comparativamente a influência da inclusão de fibras recicladas de garrafas de politereftalato de etileno (PET) na resistência ao cisalhamento de solo arenoso e argiloso.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Reforço de Solos

3.1.1 Definição

A utilização de processos físicos, químicos ou mecânicos que visem o melhoramento das propriedades dos solos, a fim de desenvolver os parâmetros tais como a resistência ao cisalhamento, compressão, densidade e condutividade hidráulica é chamada de reforço ou melhoria de solo.

McGown et al. (1978) classificaram o reforço de solos em duas categorias principais, inclusões idealmente não extensíveis e inclusões idealmente extensíveis. As primeiras incluem tiras de metal de alto módulo que fortalecem o solo e inibem as deformações e ruptura do solo. Inclusões idealmente extensíveis incluem fibras de módulo relativamente baixo, naturais ou sintéticas, as raízes das plantas; e geossintéticos, estes fornecem algum reforço, mas o mais importante é que apresentam maior capacidade de extensão (ductilidade); e menor perda de força pós-pico de resistência ao cisalhamento em comparação com o solo sem reforço.

O solo melhorado com fibras é definido como uma massa de solo, que contém elementos discretos distribuídos aleatoriamente, isto é, fibras, que proporcionam uma melhoria no comportamento mecânico do compósito (CHUNLING LI, 2005).

3.1.2 Materiais Compósitos

O significado do substantivo compósito em material compósito indica que este apresenta ou é formado por dois ou mais componentes, o que poderia levar à conclusão que todo material tendo dois ou mais materiais distintos ou fases poderia ser considerado como material compósito. Mas na realidade, segundo Marinucci (2011), para ser representativo da definição atual de compósito ou material compósito, envolvendo

aplicações aeroespaciais, náuticas, automotivas e outras áreas técnicas, admite-se que as fases constituintes apresentem nítida diferença nas propriedades físicas e químicas, mostrando uma fase descontínua e uma fase contínua. A fase descontínua comumente são os reforços, enquanto que a fase contínua é denominada matriz. Esse material que apresenta dois os mais constituintes quimicamente diferentes que em escala macroscópica apresenta uma interface bem definida os separando, apresenta quase sempre melhores propriedades que a de seus elementos separadamente.

Segundo Agarwal et al. (1980), as propriedades dos compósitos estão associadas às propriedades dos elementos constituintes e suas fases, concentração ou frações volumétricas, interface e adesão reforço-matriz, disposição das camadas e orientação, bem como à geometria do filamento, tais como forma e tamanho.

Nos materiais compósitos, a resistência é bastante influenciada pela geometria e orientação do reforço, de modo que é conveniente fazer a classificação baseada nesses aspectos.

3.1.3 Classificação dos Compósitos

Os compósitos podem ser formados por elementos de reforço particulados, fibrados ou fibra/metal. Compósitos particulados têm os elementos esféricos, cúbicos, tetragonais ou de qualquer outra forma regular ou irregular, mas quase sempre equiaxiais. Já os fibrados têm fibras, cujos comprimentos são muito maiores que as dimensões das seções transversais, sendo formados por lâminas ou camadas, que representam de fato o elemento básico de um material reforçado com fibra. Requisitos de camadas isotrópicas levaram à construção de laminados de fibra-metal, que associa as vantagens dos materiais metálicos e dos compósitos (MARINUCCI, 2011).

A orientação do reforço no compósito afeta a isotropia do sistema. Quando o reforço está na forma de partículas, com todas as dimensões aproximadamente iguais, o compósito comporta-se como um material isotrópico, cujas propriedades são independentes da direção. No caso de processos que empregam fibras curtas, é possível que esses reforços não apresentem dimensões iguais uns em relação a outros, contudo, devido à distribuição aleatória que essas fibras apresentam no material, pode-se considerar tal compósito como tento um comportamento quase isotrópico (MARINUCCI, 2011).

As fibras podem ser inclusas direta e aleatoriamente na matriz massa de solo, ou de forma orientada, como por exemplo, os geossintéticos. Enfatiza-se que o primeiro conceito não é tão bem conhecido como o segundo, não só em aperfeiçoar as propriedades da fibra, diâmetro, comprimento, textura, mas também no mecanismo de reforço.

Existem alguns livros que abordam a utilização de materiais compósitos fibrosos, dentre tais publicações pode-se citar, Hannant (1994), Taylor (1994), Hollaway (1994), Illston (1994), Johnston (1994), Ashby & Jones (1996) e Budinski (1996).

3.1.4 Classificação das Fibras

As fibras utilizadas no reforço de solos podem ser classificadas em quatro grandes classes: naturais, minerais, metálicas e poliméricas. Pioneiras, as fibras vegetais foram as primeiras a serem empregadas pelo homem para reforço de solo. Utilizava-se bambu, capim, malva, coco, sisal, linho e cana-de-açúcar (HANNANT, 1994). Segundo Ferreira (2010), estas fibras podem atingir altas resistências, como por exemplo, as fibras do bambu que atingem normalmente resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa, porém a durabilidade dos compostos formados representa um problema que deve ser criteriosamente avaliado, devido ao tempo de degradação desses materiais em ambientes alcalinos, por fungos e microrganismos.

Dentre as fibras minerais destacam-se: (1) Fibras de carbono, por apresentarem alta resistência e módulo de elasticidade (em torno de 420 GPa), além, de forte aderência à matriz; (2) Fibras de amianto, por também possuírem boa aderência, resistência à tração (em torno de 1000 Mpa) e módulo de elasticidade (em torno de 160 GPa); (3) Fibras de vidro, manufaturadas na forma de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos, que não são suscetíveis ao ataque de álcalis (TAYLOR, 1994).

As fibras metálicas mais comuns são as de aço, essas possuem resistência à tração aproximadamente igual a 200 GPa, e dependendo do meio onde estão inseridas, apresentam problemas relacionados à corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (TAYLOR, 1994). Seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz (HANNANT, 1994).

Com o advento do grande avanço das indústrias químicas, materiais sintéticos passaram a ter prioridade de aplicação, haja vista suas maiores facilidades de obtenção em larga escala e sua resistência a agentes externos.

Casagrande (2005) apresenta um breve resumo sobre as características das fibras poliméricas, entre elas polipropileno (PP), polietileno (PE) e politereftalato de etileno (PET). Ressalta-se que as fibras de PP possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição além de possuírem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis. Tais características conferem aos materiais a que estas fibras são incorporadas uma substancial resistência ao impacto. As fibras de PE apesar da alta durabilidade apresentam maiores deformações de fluência conduzindo a consideráveis elongações e deflexões ao longo do tempo. As fibras de poliéster apresentam alta densidade, rigidez e resistência e possuem um aspecto bastante similar às de polipropileno podendo ser utilizadas para as mesmas aplicações. O poliéster atualmente mais conhecido é o PET.

3.1.5 Interação Solo-Fibra

Os solos possuem em geral resistência elevada a esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tração. Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade do reforço. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço. Neste caso, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface solo/reforço (WHEELER, 1996). A Figura 3.1 ilustra o princípio básico do comportamento do solo reforçado.

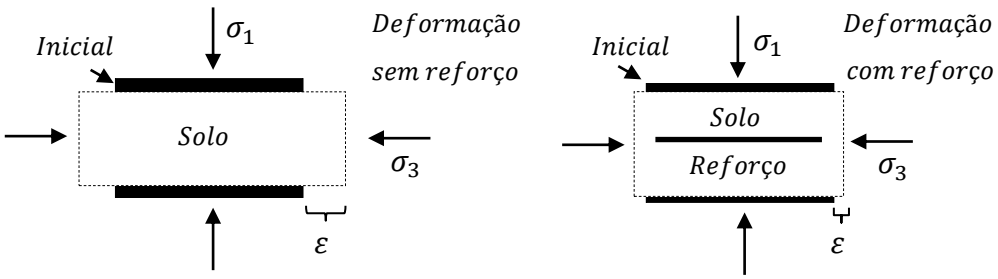

Figura 3.1 - Elementos de solo com e sem reforço.

As tensões cisalhantes na interface são absorvidas pelo reforço, que é tracionado, causando uma redistribuição das tensões no solo. Essa redistribuição de tensões gera uma parcela de confinamento interno, adicional ao confinamento externo já existente.

A introdução de elementos de reforço exerce uma influência similar a um aumento de confinamento. O aumento da tensão lateral faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para conduzir à ruptura do corpo de prova por cisalhamento.

As características e propriedades dos materiais relacionados é que irão definir o comportamento do material compósito. Dessa forma a interação matriz–reforço está relacionada com as características do tipo de reforço e da matriz agindo em conjunto (FERREIRA, 2010).

Segundo Casagrande (2005), diversos fatores influem neste mecanismo, a saber, em relação ao solo: granulometria, índice de vazios e grau de cimentação; e em relação às fibras: comprimento, espessura, rugosidade, módulo de elasticidade, capacidade de alongamento, entre outros fatores. Vendruscolo (2003) acrescenta em relação às fibras, o teor, resistência, e orientação. E também, que o melhoramento das propriedades dos solos reforçados depende da tensão de confinamento e do modo de carregamento.

3.1.6 Estudos Experimentais e Modelos

Durante as últimas décadas nota-se um crescente número de estudos experimentais utilizando fibras na área geotécnica e modelos, a maior parte realizada utilizando solos granulares. Como exemplos de trabalhos desenvolvidos, pode-se citar:

Gray & Ohashi (1983), com o estudo experimental dos mecanismos de fibras de reforço naturais e sintéticas, utilizando ensaios de cisalhamento direto em uma areia seca reforçada densa e fofa. As fibras foram colocadas em diferentes orientações específicas no que diz respeito ao plano de cisalhamento. O módulo de elasticidade, o teor e o ângulo de orientação das fibras mostraram influenciar a contribuição para a resistência ao cisalhamento.

O modelo apresentado por Gray & Ohashi (1983) é adaptado, conforme autores, das propostas de Woodhouse & Hanes (1967), Wu (1976) e Waldron (1977).

O modelo de equilíbrio de força simples proposto por Waldron (1977) descreve as características carga-deformação de solos reforçados com raízes de plantas, sendo baseado somente na mobilização parcial da resistência da fibra, diferente do modelo de Wu (1976) que implicitamente admitia a mobilização completa da resistência à tração do reforço.

Tal modelo usa a equação original de Mohr-Coulomb de resistência ao cisalhamento ($\tau = c + \sigma\ tan\phi$) em forma modificada, para o solo permeado com raízes, expressa na Equação 1.

$$s_R = c + \sigma tan\phi + \Delta S_R \quad (1)$$

Em que,

s_R: resistência ao cisalhamento do solo permeado pela raíz;

c: coesão da areia;

ϕ: ângulo de atrito interno da areia;

Δs_R: aumento da resistência ao cisalhamento devido ao reforço da raíz.

No entanto, nenhum modelo até então considerava a distribuição ou posicionamento das fibras em relação ao plano de cisalhamento, diferenciando o aumento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado caso as fibras estivessem perpendiculares, situação (a), ou inclinadas ao plano, situação (b), Figura 3.2, sendo estimado respectivamente pelas Equações 2 e 3, respectivamente.

$$\Delta s_R = t_R(sen\theta + cos\theta . tan\phi) \quad (2)$$

$$\Delta s_R = t_R[sen(90 - \psi) + \cos(90 - \psi) . tan\phi] \quad (3)$$

$$\psi = tan^{-1}\left[\frac{1}{k_1 + (tan^{-1} i)^{-1}}\right] \quad (4)$$

$$k_1 = tan\theta \quad (5)$$

Em que,

Δs_R: aumento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado;

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

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

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

i: ângulo de orientação inicial da fibra;

$k_{1:}$ razão entre deslocamento (x) e espessura da zona de cisalhamento (z).

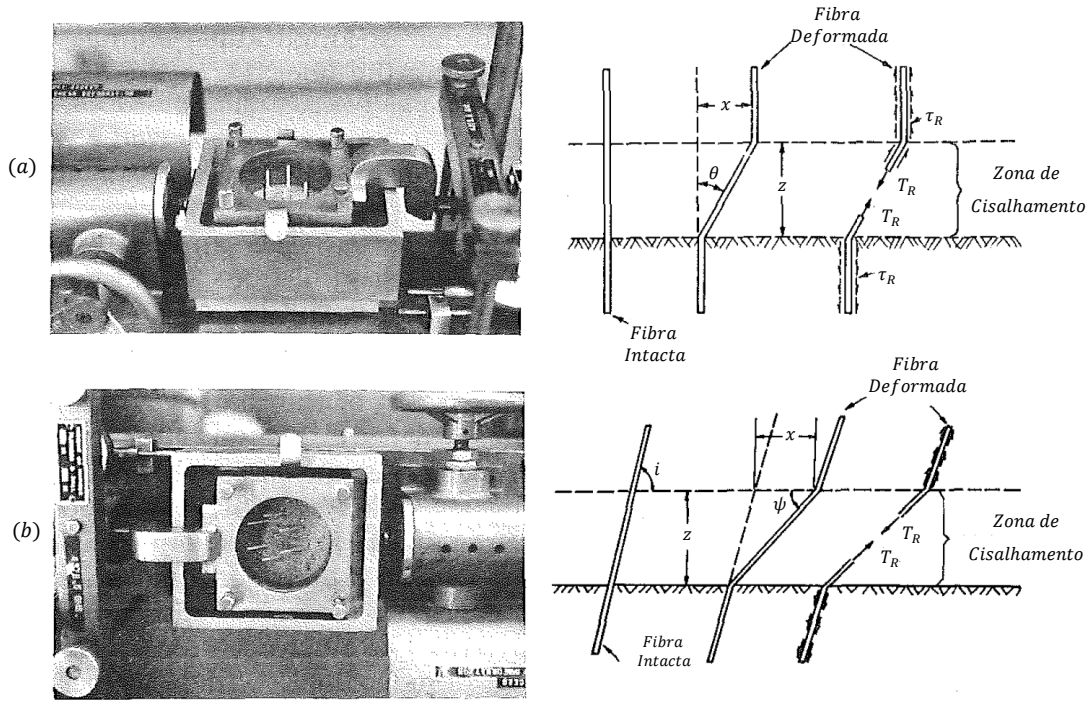

Figura 3.2 - Posicionamento de fibra em ensaio de cisalhamento direto e modelo de reforço: (a) Orientação perpendicular e (b) Fibra orientada no ângulo (i) em relação ao plano de cisalhamento (Modificado de Gray & Ohashi, 1983).

A resistência à tração mobilizada por unidade de área do solo (t_R), segundo Gray & Ohashi (1983), é o produto da tensão de tração na fibra no plano de cisalhamento pela relação de área ou concentração das fibras no plano de cisalhamento, coforme Equação 6.

$$t_R = \left(\frac{A_R}{A}\right).\sigma_R \tag{6}$$

Em que,

σ_R: tensão de tração desenvolvida na fibra no plano de cisalhamento;

A_R: área total de reforço;

A: área da superfície de ruptura.

Para tensão de tração que se desenvolve na fibra no plano de cisalhamento (σ_R) são admitidas duas possibilidades, distribuição linear ou parabólica, dado pelas Equações 7 e 8 respectivamente.

$$\sigma_R = \left(\frac{4E_R\tau_R}{D}\right)^{\frac{1}{2}}[z(sec\theta - 1)]^{\frac{1}{2}} \tag{7}$$

$$\sigma_R = \left(\frac{8E_R\tau_R}{3D}\right)^{\frac{1}{2}} [z(sec\theta - 1)]^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

Em que,

E_R: módulo de elasticidade (rigidez longitudinal) da fibra;

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

D: diâmetro das fibras;

z: espessura da zona de cisalhamento;

θ: ângulo de distorção de cisalhamento.

Na Figura 3.4 são apresentados alguns resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados por Gray & Ohashi (1983). Observa-se que o papel principal das fibras é aumentar a resistência máxima ao cisalhamento e limitar a quantidade de redução pós-pico na resistência ao cisalhamento em uma areia densa, conforme Figura 3.4 (a) e (b). E que os aumentos de resistência ao cisalhamento são: diretamente proporcionais às relações de área total de reforço pela de superfície de ruptura (A_R/A), pelo menos até 1,7%, Figura 3.4 (c) e (d); aproximadamente iguais para areia solta e densa, no entanto, foram necessárias tensões maiores para atingir a resistência máxima ao cisalhamento no caso solto, Figura 3.4 (e) e (f); e maiores para orientações de fibras iniciais de 60° em relação à superfície de cisalhamento, Figura 3.4 (g) e (h), orientação que coincide com a direção da tensão máxima de tração principal em um teste de cisalhamento direto.

Gray & Ohashi (1983) ainda compararam envoltórias de resistência ao cisalhamento de areias reforçadas com fibras perpendiculares e aleatórias, sendo ambas quase coincidentes, conforme Figura 3.3.

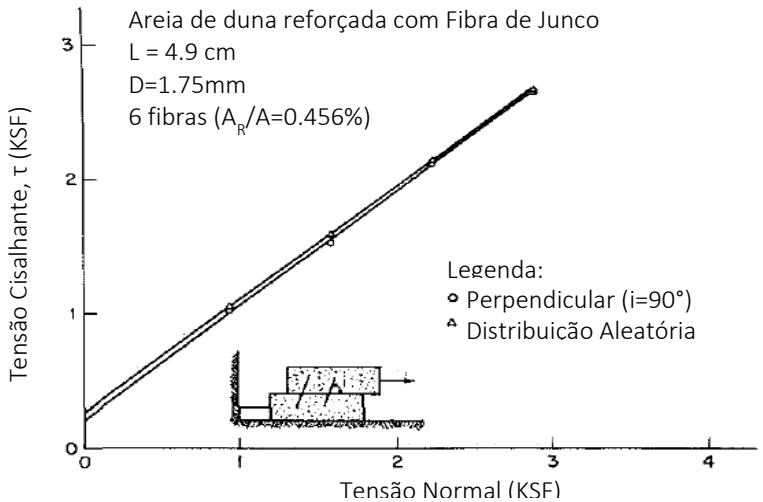

Figura 3.3 - Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento de areias de duna seca e densa reforçadas com fibras perpendiculares e alatórias (Modificado de Gray & Ohashi, 1983).

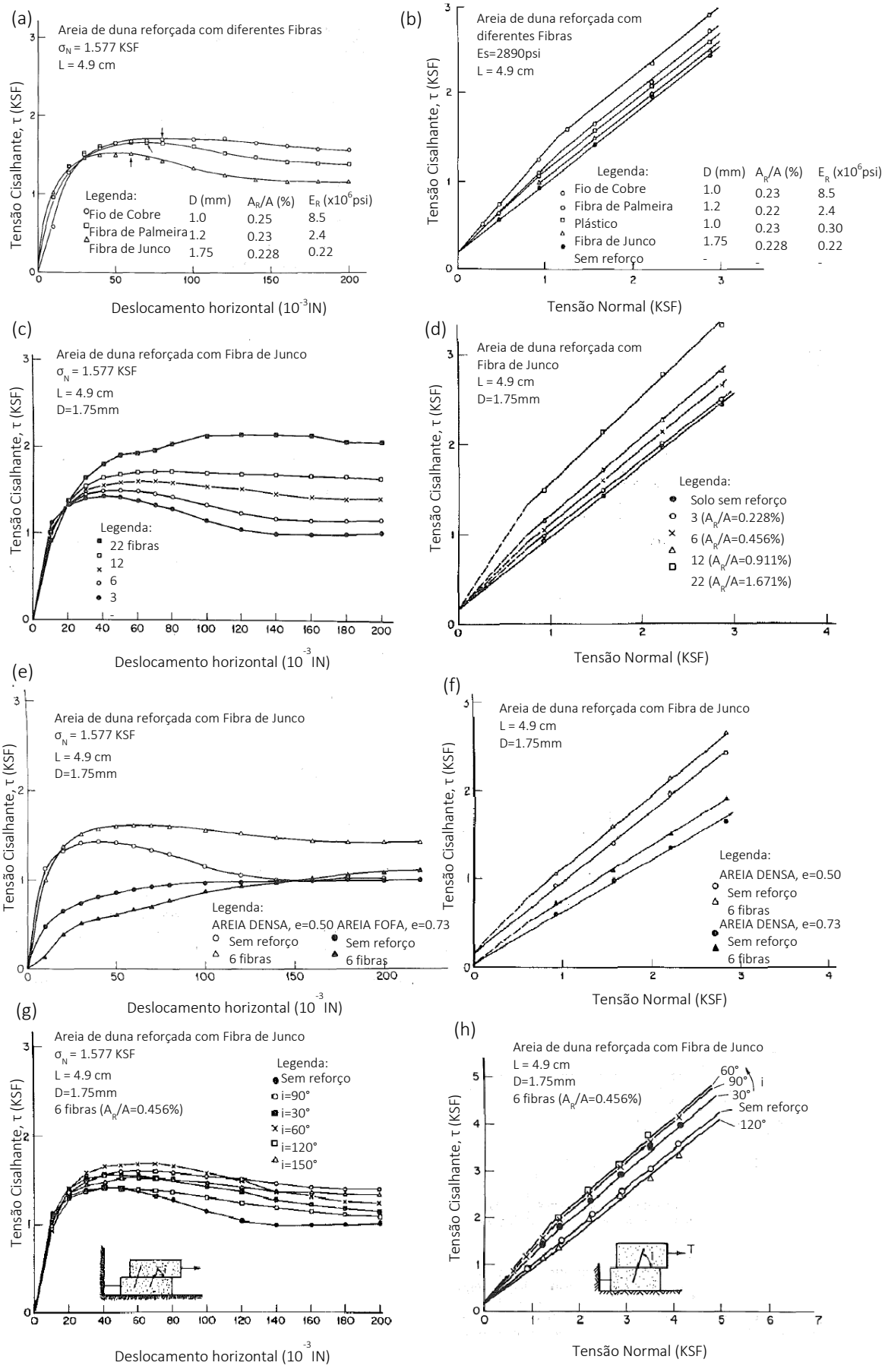

Figura 3.4 - Ensaios de cisalhamento direto de Gray & Ohashi (1KSF = 47,9 kPa e 10^{-3} IN=25,4mm).

As principais conclusões do estudo de Gray & Ohashi (1983) foram: (1) fibras com baixo módulo de elasticidade comportam-se como elementos idealmente extensíveis e não rompem durante o ensaio; (2) há uma tensão de confinamento crítica σ_{crit}, abaixo da qual as fibras parecem ser arrancadas, acima da σ_{crit} as fibras são esticadas, mas nenhuma delas rompeu durante o ensaio; (3) as fibras não alteram o ângulo de atrito interno das areias; (4) o aumento do comprimento das fibras aumenta a resistência ao cisalhamento das areias, mas só até certo ponto, a partir do qual não é mais observado este efeito; (5) quanto maior o teor de fibra adicionado, maior é a resistência ao cisalhamento.

Entretanto, a ruptura por deslizamento entre solo e fibra não é contemplada por esse modelo, portanto o comprimento e a rugosidade da fibra ou as tensões efetivas normais atuantes devem ser tais que garantam a adesão necessária entre a matriz e o reforço (FEUERHARMEL, 2000).

Maher & Gray (1990) aplicaram o modelo anterior, inclusões com orientação definida em relação ao plano de cisalhamento, para o caso de inclusões aleatoriamente distribuídas em areias submetidas a ensaios triaxiais. Os autores empregaram uma análise estatística para prever a posição e quantidade de fibras em relação ao plano de cisalhamento.

Como pressupostos do modelo estatístico têm-se, segundo os autores: (1) As fibras de reforço têm um comprimento constante (*L*), e diâmetro (*D*), podendo ser estendido para lidar com alternativas possíveis onde *L* e *D* são dados por funções de distribuição, e oferecem resistência à flexão; (2) As fibras têm uma probabilidade igual de fazer todos os ângulos possíveis com qualquer eixo fixo arbitrariamente escolhido (isto é, o plano de ruptura de Coulomb em ensaios de compressão triaxial em solo granular); (3) As fibras na massa do solo e, de forma equivalente, seus pontos de intersecção com qualquer plano de ruptura, são distribuídas aleatoriamente seguindo um processo de Poisson; (4) Os compósitos areia-fibra apresentam envoltória com ruptura bilinear, com a ruptura da bilinearidade ocorrendo em um limite de tensão de confinamento, denominado tensão confinante crítica.

Em tensões de confinamento menores do que o crítico, as fibras deslizam durante a deformação, e em tensões de confinamento mais altas do que o crítico, esticam ou rompem. Assumindo um critério de rendimento de Mohr-Coulomb, a envoltória de solo reforçado é paralela ao de solo não reforçado acima da tensão crítica de confinamento, conforme Figura 3.5.

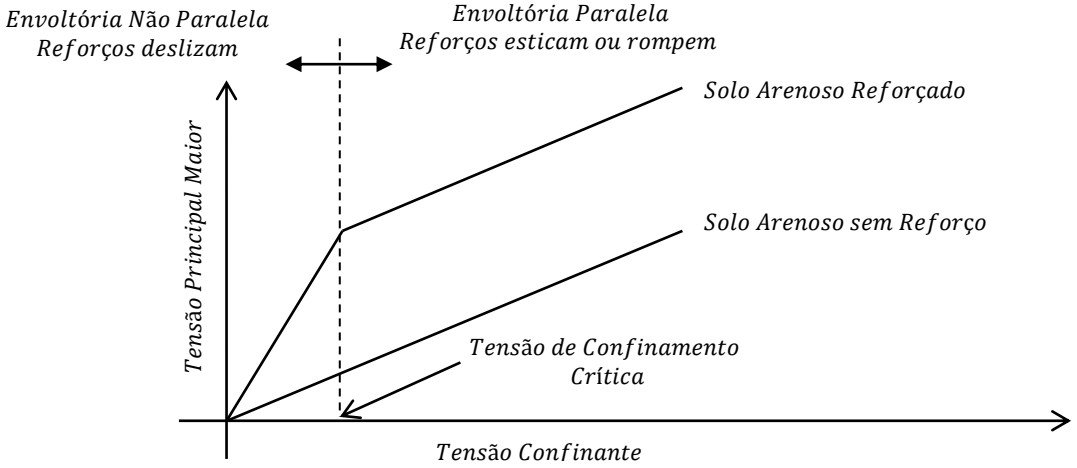

Figura 3.5 - Efeito da inclusão de fibras na envoltótia de ruptura da areia (Modificado de Maher & Gray, 1990).

Para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela atritiva da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra a partir da qual a parcela atritiva atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo à alteração de comportamento somente à parcela coesiva. A tensão de confinamento correspondente à mudança no mecanismo de interação solo-fibra é então definida como a tensão de confinamento crítica, caracterizando o ponto onde a resistência ao cisalhamento, desenvolvida na interface solo-fibra, se iguala ou supera a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência última à tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre solo e fibra (Maher & Gray, 1990).

Assim sendo, tendo em vista a Equação 6 da resistência à tração mobilizada por unidade de área do solo (t_R), no modelo Maher & Gray (1990), a concentração das fibras no plano de cisalhamento é dada pela Equação 9.

$$\frac{A_R}{A} = N_S\left(\pi\frac{D^2}{4}\right) \tag{9}$$

Em que,

A_R: área total de reforço;

A: área da superfície de ruptura;

Ns: número médio de fibras atravessando uma unidade de área;

D: diâmetro da fibra.

No caso do deslizamento de fibras, Waldron (1977) assumiu uma distribuição de tensão triangular para as tensões de tensão desenvolvidas na fibra, demostrando a Equação 10.

$$\sigma_R = 2\tau_R \frac{L}{D} \tag{10}$$

Em que,

σ_R: tensão de tração desenvolvida na fibra no plano de cisalhamento;

τ_R: tensão de cisalhamento na superfície da fibra (= $\sigma_{conf} \tan \delta$);

δ: ângulo de atrito entre solo e fibra (em graus);

L: comprimento das fibras;

D: diâmetro das fibras.

Substituindo as Equações 9 e 10 em 6, obtem-se a 11. No modelo, o cálculo da contribuição das fibras para a resistência ao cisalhamento são dados pelas Equações 12 e 13.

$$\Delta s_R = N_S \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \left[2\left(\sigma_{conf} tan\delta \frac{L}{D}\right)\right] (sen\theta + cos\theta tan\phi) \tag{11}$$

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

$$\Delta s_R = N_S \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \left[2(\sigma_{conf} tan\delta)\right] (sen\theta + cos\theta tan\phi)(\zeta) \tag{12}$$

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

$$\Delta s_R = N_S \left(\pi \frac{D^2}{4}\right) [2(\sigma_{crit} tan\delta)] (sen\theta + cos\theta tan\phi)(\zeta) \tag{13}$$

Em que,

Ns: número médio de fibras atravessando uma unidade de área;

D: diâmetro das fibras;

σ_{crit}: tensão confinante crítica (ver Figura 3.5);

δ: ângulo de atrito entre solo e fibra (em graus);

θ: ângulo de distorção de cisalhamento;

ϕ: ângulo de atrito interno da areia;

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

Al-Refeai (1986) com o estudo do efeito de fibra de reforço, utilizando diferentes tipos de solos granulares e fibras, observou que o resultado mais significativo em areia fina com partículas subarredondados do que em meio de areia com grãos médios e partículas subangulares, e que a tensão crítica diminui com o aumento da razão de forma da fibra (*L/D*).

Maher & Gray (1990) previram razoavelmente bem o aumento da resistência do solo reforçado com fibras, distribuído aleatoriamente. No entanto, a largura da zona de cisalhamento (*z*), que afeta significativamente o aumento de força não foi determinada para o solo reforçado.

Shewbridge & Sitar (1990) aferiram esse mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios em equipamento de cisalhamento direto com dimensões maiores que as convencionais. Para o solo reforçado, a zona de cisalhamento era mais larga e aumentava com a concentração, rigidez e aderência entre o solo e o reforço.

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

Maher & Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Ensaios triaxiais foram executados sob carregamento estático e cíclico. A inclusão das fibras aumentou significativamente a resistência de pico da areia cimentada. O aumento do comprimento e do teor de fibras aumentou a resistência a baixas tensões de confinamento e o índice de fragilidade, porém, houve uma redução com o acréscimo da tensão de confinamento. Houve aumento na capacidade de absorção de energia, no intercepto coesivo e no ângulo de atrito interno, e de forma significativa na resistência à tração da areia cimentada.

Com a adição das fibras também houve um aumento do número de ciclos e da magnitude das deformações necessárias para causar a ruptura da areia cimentada. Esperava-se que a orientação das fibras fosse, em média, perpendicular ao plano de ruptura de cisalhamento nos ensaios de compressão triaxial. Mas, observou-se que o plano de ruptura era o mesmo dado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, i.e., num ângulo de $(45^o+\phi/2)$ (RANJAN et al., 1996).

Além disso, a orientação média esperada das fibras foi estatisticamente predita para ser perpendicular ao plano de ruptura de cisalhamento. E, no caso de solos reforçados com fibras distribuídos aleatoriamente, a posição, a direção e o número de fibras em qualquer plano são difíceis de determinar (RANJAN et al., 1996).

Ranjan et al. (1996) propuseram um modelo empírico para a resistência de areias reforçadas com fibras discretas de Gray & Ohashi (1983), baseado em uma análise de regressão múltipla de inúmeros resultados de ensaios triaxiais. Segundo os autores, a resistência ao cisalhamento do solo reforçado é dada em função da porcentagem de fibras em função do peso seco de solo, razão de forma da fibra, coeficiente de atrito superficial e ângulo de atrito interno do solo, dada pela Equação 14.

$$\sigma_{1f} = f\left(w_{f,}\frac{L}{D}, \mu, \phi, \sigma_3\right) \tag{14}$$

Em que,

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

L/D: razão de forma da fibra;

μ: coeficiente de atrito superficial;

ϕ: ângulo de atrito interno do solo;

σ_3: tensão confinante na câmara triaxial.

Esta pode ser transformada na Equação 15:

$$\sigma_{1f} = f\left(w_{f,}\frac{L}{D}, f^*, f, \sigma_3\right) \tag{15}$$

Com coeficientes f^* e f determinados pelas Equações 16 e 17 respectivamente.

$$f^* = \frac{c}{\sigma_N} + tan\delta \tag{16}$$

$$f = \frac{c}{\sigma_N} + tan\phi \tag{17}$$

Em que,

f *: coeficiente de fricção superficial;

f: coeficiente de fricção do solo;

$\sigma_{N:}$ tensão vertical;

c: coesão do solo;

δ: ângulo de atrito entre solo e fibra (em graus);

ϕ: ângulo de atrito interno do solo.

As Equações 18 e 19 foram encontradas pelos autores:

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

$$\sigma_{1f} = 12{,}3\left(w_f\right)^{0{,}4}\left(\frac{L}{D}\right)^{0{,}28}(f^*)^{0{,}27}(f)^{1{,}1}\,(\sigma_3)^{0{,}68} \quad (18)$$

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

$$\sigma_{1f} = 8{,}78\left(w_f\right)^{0{,}35}\left(\frac{L}{D}\right)^{0{,}26}(f^*)^{0{,}06}(f)^{0{,}84}\,(\sigma_3)^{0{,}73} \quad (19)$$

Em que,

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

L/D: razão de forma da fibra;

f *: coeficiente de fricção superficial;

f: coeficiente de fricção do solo;

σ_3: tensão de confinanto médio na câmara triaxial.

Bueno et al. (1997) destacou que há, notadamente, ganho significativo de coesão de intercepto que nem sempre é acompanhado por melhoria no ângulo de atrito interno do solo. Destacou, ainda, que a incorporação de fibras também afeta, levemente, a permeabilidade dos solos, reduz o coeficiente de permeabilidade dos solos mais permeáveis e provoca efeito inverso nos menos permeáveis.

Teodoro (1999) com o estudo envolvendo reforço de uma areia siltosa com fibras de polipropileno observou um aumento da resistência com o aumento do comprimento das fibras, sendo o comprimento máximo igual a 30 mm. Enquanto para um solo argiloso, o máximo de resistência foi alcançado para um comprimento de 15 mm.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma delas em forma de filamentos e a outra fibrilada – tipo malha formada por pequenos filamentos unidos, em condições de carregamento estático e dinâmico, sobre as propriedades de resistência e deformação de um solo residual artificialmente cimentado. Ambas as fibras aumentaram a ductilidade e tenacidade do compósito, as fibras de caráter extensivo (em forma de filamentos), se mostraram mais

efetivas na melhoria das características de pós-ruptura do compósito, aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga dos compósitos, e as fibras do tipo fibriladas, que apresentam caráter inextensível, foram mais efetivas na redução da deformação e no aumento de resistência de pico. Já o efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para comprimentos maiores.

Foram dimensionadas estruturas de pavimento semi-rígido onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando se utilizaram reforços fibrosos em forma de filamentos (SPECHT, 2000).

Santoni et al. (2001), com o objetivo de identificar e quantificar o efeito de inúmeras variáveis sobre o desempenho de amostras de areia estabilizada por fibras discretas orientadas aleatoriamente, realizaram testes laboratoriais isolando seus efeitos, entre elas, tipo de areia, tipo de fibra, comprimento da fibra, denier de fibra (den) que corresponde ao peso em gramas de 9.000 metros do fio, e taxa de dosagem de fibras. Cinco principais achados foram obtidos: (1) A inclusão das fibras melhorou a resistência à compressão não confinada das areias; (2) Foi identificado um comprimento ótimo de fibra de 51 mm (2") para o reforço de amostras de areia; (3) O desempenho máximo foi alcançado a uma taxa de dosagem de fibra entre 0,6% e 1,0% em peso seco; (4) O desempenho do material foi aprimorado em condições ótimas úmidas e secas. (5) Finalmente, a inclusão de até 8% de silte não afeta o desempenho do reforço de fibra.

Algumas pesquisas envolvem o uso de fibras aleatórias para melhorar a ductilidade de solos estabilizados por cimento. Conforme Montardo et al. (2002) e Consoli et al. (2002, 2003, 2005, 2009a, 2009b), o reforço de fibras aumenta o pico e a resistência ao cisalhamento residual do solo tratado com cimento e reduz sua fragilidade.

Casagrande (2005) realizou ensaios de prova de carga em placa com o objetivo de investigar a contribuição de fibras de polipropileno na mobilização de resistência de um solo arenoso fino, para diferentes níveis de densidade de compactação. Os resultados mostraram que as camadas compactadas com maior densidade apresentaram características relacionadas ao mecanismo de ruptura generalizada e para as menores densidades foi observada ruptura localizada, constituída por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciaram junto às bordas da placa, com um levantamento expressivo do solo ao redor desta após grandes deslocamentos.

Foi verificado que a inclusão do reforço fibroso melhorou significativamente a resposta do solo e a variação da densidade relativa das camadas teve um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, onde o ganho de resistência era mais

pronunciado, quanto mais densa fosse a mistura. Segundo o autor, as fibras inibem a propagação de fissuras, distribuindo as tensões em uma área maior, conseqüentemente, o acréscimo de resistência pela adição das fibras ao solo se deve à inibição da formação e propagação de possíveis bandas de cisalhamento (CASAGRANDE, 2005).

Trindade et al. (2006) ao analisarem o comportamento mecânico da mistura de um solo residual jovem de textura predominantemente arenosa reforçada com fibras de polipropileno, com vistas à aplicação em estradas florestais, determinou, mediante os resultados de ensaios de compressão não confinada, realizados em corpos-de-prova compactados na energia do ensaio Proctor normal, que o quantitativo de 0,75% de fibras com 20 mm de comprimento foi a combinação responsável pelo maior ganho de resistência, entre comprimentos de 10, 15, 20 e 30 mm, com largura de 1,2 mm e espessura de 0,016 mm (massa linear de 0,1168 g/m).

Com a mistura solo–fibra composta por esta combinação, foram realizados ensaios triaxiais do tipo CID saturados (concolidado drenado com trajetória de tensões durante a fase de consolidação isotrópica), em corpos-de-prova compactados na energia anteriormente referida. Através desta pesquisa, foi possível avaliar: a influência da variação da umidade nos parâmetros de resistência mecânica do solo e das misturas solo–fibra e a influência das fibras nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em estudo. Analisando os resultados, pôde-se concluir que o uso de fibras de polipropileno promoveu um ganho da ordem de 110% na resistência à compressão não confinada e de 560% na coesão de intercepto do solo estudado. Uma constatação que surge de estudos experimentais de laboratório é a de que a presença das fibras modifica o comportamento dos solos, gerando um material mais dúctil, mais coesivo e levemente mais compressível (TRINDADE et al., 2006).

Diambra et al. (2010) através de testes triaxiais convencionais em areia reforçada com fibras de polipropileno curtas (35 mm de comprimento, 0,1 mm de diâmetro e peso 50 den) observaram contribuição notável na resistência a compressão, embora limitadas na extensão, confirmando a dependencia principal da sua orientação em relação às tensões de tensão. Os autores ainda propuseram uma abordagem de modelagem para acoplar os efeitos das fibras com o comportamento tensão-deformação do solo não reforçado. Sendo necessário definir uma matriz de rigidez de fibra, assumiram na investigação que as fibras trabalham em seu domínio elástico, considerando qualquer distribuição das orientações. A matriz de rigidez da areia basiou-se no modelo de Mohr-Coulomb, embora pudessem ser utilizados modelos mais elaborados.

Botero et al. (2015) propuzeram um método de reutilização alternativo para certos tipos de resíduos plásticos. Fibras discretas de PET processadas de garrafas e recipientes usados para armazenamento de líquidos por uma empresa de reciclagem, com 15μm de diâmetro e 50mm de comprimento, foram misturadas aleatoriamente com solo siltoso. Em seguida, foram realizados testes triaxiais não consolidados e não drenados em amostras de solo com conteúdo de fibra de 0,0; 0,1; 0,3; 0,6 e 1,0% em relação à massa seca do solo. As amostras reforçadas apresentaram um aumento da resistência ao cisalhamento associado às quantidades crescentes da fibra. Além disso, o solo reforçado teve maior capacidade de deformação, o que pode ser uma característica positiva em alguns casos já que poderia reduzir o risco de formação de fissuras em determinadas camadas do solo para problemas geotécnicos específicos.

3.2 Polímeros

3.2.1 Definição

Os polímeros são materiais orgânicos ou inorgânicos, naturais ou sintéticos, formados essencialmente por macromoléculas constituídas por unidades que se repetem de dezenas a milhares de vezes, ao longo de uma sequência em cadeia. Em grego, poli significa muitas e, mero, partes (unidades repetitivas).

O monômero é uma molécula simples, pelo menos bifuncional, que em condições adequadas dá origem à unidade de repetição (mero) das muitas cadeias poliméricas que formam o polímero. Dessa forma, a união por covalência desses meros, forma as macromoléculas. Polímeros, portanto, são substâncias formadas por moléculas gigantes (macromoléculas), formadas por unidades simples que se repetem por todo o comprimento da molécula. E suas características são definidas a partir do tipo de macromoléculas, seus pesos moleculares e suas formas de interação. As condições adequadas para que os monômeros formem polímeros são fornecidas pelas reações do processo químico denominado polimerização (LODI, 2003).

A polimerização, reação de um ou mais monômeros visando obtenção ou síntese de um polímero, que forma um polímero com uma única unidade de repetição é chamada homopolimerização e o polímero sintetizado é denominado de homopolímero. E copolimerização é aquela envolvendo dois ou mais monômeros, desde que resulte em cadeias poliméricas formadas por dois ou mais meros (duas ou mais unidades de repetição), sendo o polímero obtido chamado copolímero (LODI, 2003).

3.2.2 Matérias-primas

As principais fontes de matéria-prima, para os polímeros podem ser divididas em três grupos: produtos naturais, hulha e, petróleo; conforme Lodi (2003), descritas a seguir.

Dentro do grupo dos produtos naturais, encontra-se a celulose que através de reações de adição resulta no nitrato de celulose, acetato de celulose e o acetato butirato de celulose. Outro exemplo é a borracha natural donde se obtém o látex que consiste numa emulsão da borracha em água. Outros produtos naturais que podem produzir polímeros são o óleo de mamona na produção de nylon 11 e o óleo de soja na produção de nylon 9.

A hulha (carvão mineral) após destilação seca produz gás de hulha de onde é possível separar o etileno (para a produção dos polietilenos) e metano (que servirá para produzir formaldeído e consequentemente, resinas fenol-formaldeído, uréia-formaldeído e melamina-formaldeído). Do coque do alcatrão de hulha obtém-se acetileno (via reação CaO) que com água, por hidrogenação, produz etileno, ou por reação com ácido clorídrico (HCl), produz cloreto de vinila (para a produção do Poli cloreto de vinila – PVC).

Enfim, o petróleo aparece como a fonte mais importante de todos os produtos naturais. Após a destilação, a que interessa é a nafta. Essa fração irá gerar várias outras contendo moléculas saturadas e insaturadas após sofrer um processo de craqueamento térmico apropriado. As moléculas insaturadas (etileno, propileno, butadieno, buteno, isobutileno, aromáticos, etc.) são separadas e aproveitadas para a síntese de polímeros.

3.2.3 Termoplásticos e Plásticos Termofixos (Termorrígidos)

Os plásticos e elastômeros são os materiais poliméricos mais importantes na indústria. Plásticos consistem de um grande e variado grupo de materiais sintéticos que são processados por conformação ou moldagem em formas. Esses podem ser divididos em duas classes, termoplásticos e termofixos, dependendo de como são ligados quimicamente e estruturalmente. E elastômeros ou borrachas podem ser elasticamente deformados em grandes quantidades quando uma força lhes é aplicada, podendo retornar a sua forma original (ou quase) quando a força é liberada.

Termoplásticos requerem calor para fazê-los moldáveis e, após o resfriamento, retêm a forma na qual foram moldados, podendo ser reaquecidos e moldados novamente em novas formas, em um número sucessivo de vezes, sem troca significante nas suas

propriedades mecânicas, diferente dos plásticos termofixos (termorrígidos), desenvolvidos em formas permanentes e curados ou "unidos" por reações químicas, não podendo ser refundidos e remoldados em outras formas por se degradarem ou se decomporem quando aquecidos a temperaturas muito altas (SMITH & HASHEMI, 2009).

3.2.4 Politereftalato de Etileno (PET)

O PET é um termoplástico da família do poliéster, quimicamente inerte e semicristalino, desenvolvido em 1941 pelos químicos ingleses J. R. Whinfield e J. T. Dickson. Atualmente, o PET é usado principalmente na indústria de embalagens. A Tabela 3.1 mostra alguns valores das características mecânicas do PET em contraposição ao PVC e ao aço, materiais consagrados na engenharia.

Tabela 3.1 - Características Mecânicas do PET.

Materiais	**Resistência Impacto (Kgf.mm/mm)**	**Resistência Tração (MPa)**	**Resistência Compressão (MPa)**	**Módulo de Elasticidade (GPa)**	**Along. Ruptura (%)**
PET	3,00-6,00	166-906,3	109,3-110,7	4,1-14,0	6,1-52,3
PVC	3,75-4,55	31,2-40,7	53,0-68,2	2,77-8,6	4,6-41,6
AÇO	545,30	140,1-1000	1002-1167	20,0	21,5-24,6

Fonte: Callister (1994); Mano (1991); ABIPET (2013).

Segundo Mancini & Zanin (1999), a produção de PET foi inicialmente introduzida como uma fibra sintética e cresceu rapidamente após o desenvolvimento da pós-polimerização em estado sólido, uma técnica que aumenta a viscosidade do PET, tornando-a mais adequada para moldagem por sopro de garrafas de refrigerante descartáveis nº 1-2.

A espessura das embalagens é usualmente definida pela indústria "utilizadora". Como regra geral para as garrafas sem retorno é exigida uma espessura mínima de 0,25 mm (ABIPET, 2013).

A coloração é atribuída através de pigmentos líquidos ou sólidos com a entrada da resina na garganta da injetora. A mesma não influencia na resistência da garrafa PET e tem apenas caráter estético (SANTOS, 2005).

A indústria de fabricação de garrafas comumente usa três tipos de PET. O primeiro homopolímero PET é polimerizado numa proporção 1:1 de ácido tereftálico (TPA) e etilenoglicol (EG) ou tereftalato de dimetila (DMT) e etilenoglicol (EG),

ilustrada na Figura 3.6. O segundo, conhecido como copolímero PET, é polimerizado com excesso de TPA (não mais de 3% mol) ou 1,4-ciclo-hexanodimetanol (até 5% mol), sendo o material mais adequado para a moldagem por sopro em alta velocidade. O terceiro tipo, PETG (politereftalato de etileno glicol), é um copoliéster obtido da polimerização de DMT com 15-34% mol de 1,4-ciclo hexanodimetanol, usado principalmente para cartões de crédito e monitores (MANCINI & ZANIN, 1999).

Antes da garrafa pronta, como a conhecemos nos mercados, é necessário produzir uma pré-forma (*pre-form*). Trata-se de uma peça em forma de tubo, com rosca, que será, posteriormente, soprada para chegar ao formato final do produto, um frasco, um pote, uma garrafa e a absoluta maioria das embalagens de PET existentes.

A produção das Preformas de PET é normalizada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da NBR 15588/2008.

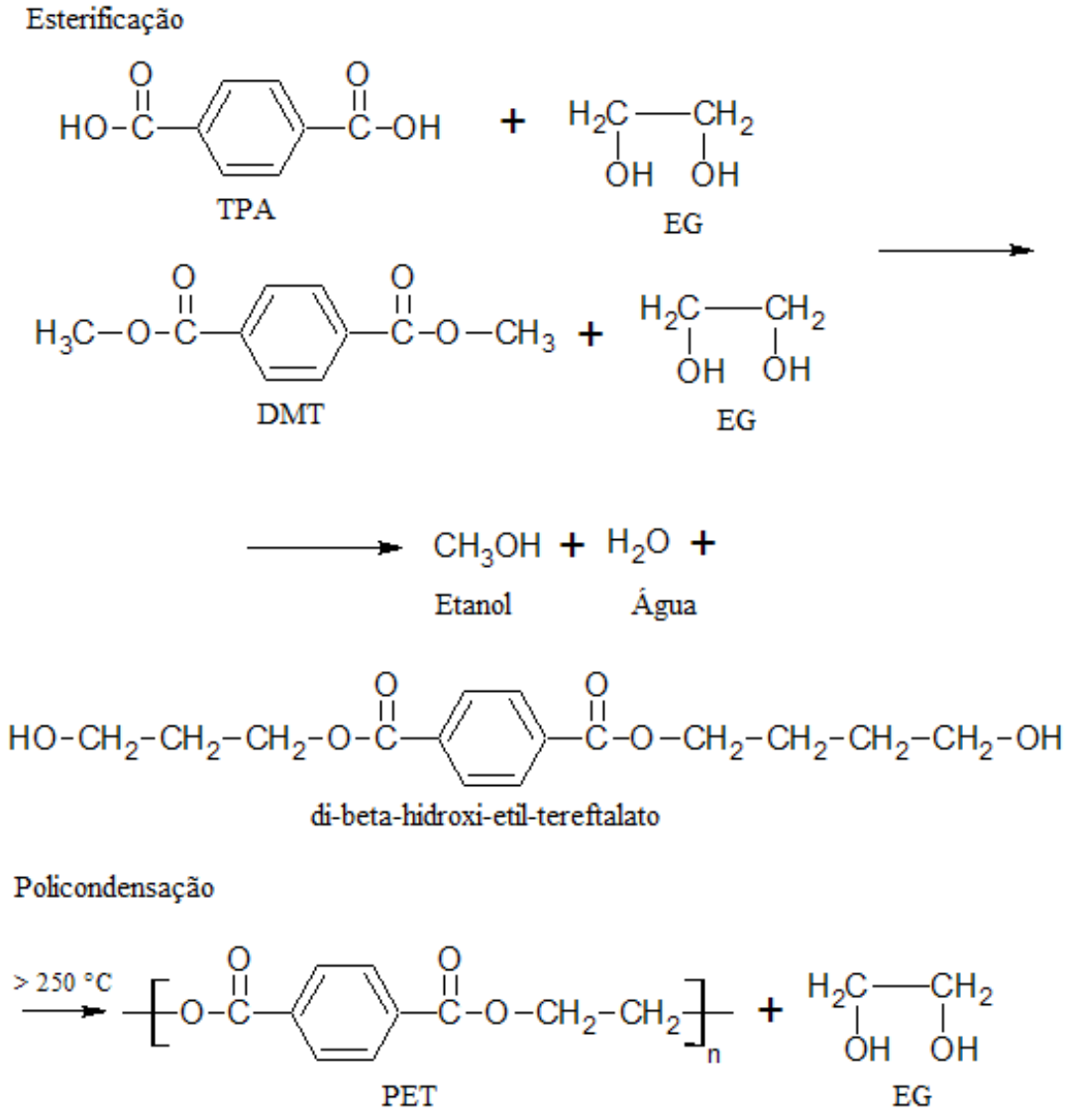

Figura 3.6 - Formação polímero PET a partir dos monômeros TPA ou DMT, e EG.

3.2.5 Resíduo de PET no Meio Ambiente

O sistema econômico atual é baseado na produção e consumo em massa, e um dos grandes problemas relacionado a este consumo é a administração dos resíduos gerados. Alguns compostos representam um desafio maior ao serem descartados.

Historicamente, 90% do consumo de PET no Brasil é utilizado para a produção de embalagens para bebidas e alimentos (refrigerantes, água, óleo comestível etc.). E ainda segundo o último panorama da Associação Brasileira de indústria de PET, divulgado em 2013, este montante alcançou 515 Ktons (1 Kton = 1000 toneladas) de um consumo total aparente de 572 Ktons. O consumo de embalagens PET entre 2008 e 2009, e a evolução desde o ano 2000 com previsão para 2014 e 2016, anos da Copa do Mundo e Olímpiadas respectivamente, estão discriminados na Tabela 3.2 e Figura 3.7.

Tabela 3.2 - Descrição do consumo de embalagens PET no Brasil entre 2008 e 2011 (em Ktons).

Resina PET para Embalagens (Ktons)	**2008**	**2009**	**2010**	**2011**
Vendas Domésticas + Importação	410,4	422	456	268
Exportação *Pre-forms* (PET)	75,4	99,8	105	104
Importação *Pre-forms* (PET)	4,9	1,7	2,0	2,0
Consumo Aparente Brasil = Produção interna + Importação - Exportação	485,8	521,8	561	572

Fonte: Modificado de ABIPET (2013).

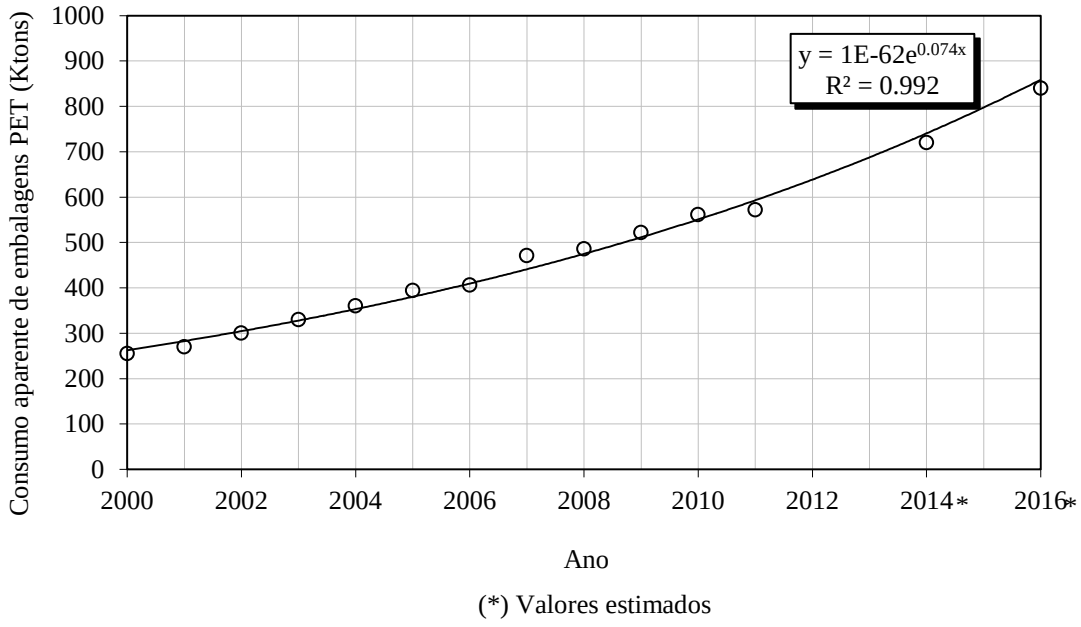

Figura 3.7 - Histórico do consumo aparente de embalagens PET no Brasil entre 2000 a 2011, e previsões para 2014 e 2016 (em Ktons) (Modificado de ABIPET, 2013).

A relação volume/ peso de resíduos PET é maior do que a maioria dos resíduos sólidos em aterros, o que resulta em um aumento da taxa de enchimento. Os plásticos ainda dificultam a compactação e prejudicam a decomposição dos materiais biodegradáveis. Logo se gera a necessidade de construir mais aterros sanitários. Consequentemente, a falta de espaço disponível para aterros é um problema.

Pelo fato das garrafas recicladas não poderem ser reutilizadas em contato com bebidas, alimento, remédios, brinquedos e materiais hospitalares, seu reuso fica restrito, aumentando o descarte final do produto.

Diante da constante busca pelo desenvolvimento sustentável, no setor da engenharia civil, a reciclagem se torna uma grande aliada para a diminuição dos impactos ambientais gerados pela exploração desordenada dos recursos naturais e pelo constante descarte dos resíduos em aterros sanitários municipais.

O uso dos plásticos "pós-consumo" não tem apenas como proposta a diminuição dos resíduos sólidos dispostos nos aterros, mas a aplicação deste material em substituição a outros materiais tradicionais de engenharia, desde que possua viabilidade técnica e econômica. Do ponto de vista ambiental, a aplicação dos materiais recicláveis reduz a exploração das jazidas de materiais de construção. Este procedimento minimiza os problemas ambientais causados por esta exploração.

3.2.6 Reciclagem de PET

A reciclagem não é somente uma questão de recuperar o material reciclável, mas a possibilidade de gerar ganhos econômicos (BIDLLE, 1993).

A Reciclagem das embalagens de PET "pós-consumo" criou, em menos de 20 anos, todo um setor industrial. Essa indústria baseou-se, desde seu princípio, nas regras determinadas pelo próprio mercado: oferta e procura. Assim, ao criar e desenvolver aplicações para a matéria-prima resultante do processo de reciclagem das garrafas usadas, a Indústria do PET determinou uma forte demanda pela sucata.

No Brasil e em qualquer lugar do mundo onde a reciclagem do PET aconteça, a indústria têxtil é a maior usuária do insumo. Mas somente no Brasil, entretanto, a diversidade de usos permite que o valor pago pela sucata seja altamente atrativo o ano todo, o que mantém em atividade muitas empresas que comercializam o material, bem como inúmeras Cooperativas e seus catadores, permitindo que a rentabilidade destas

permaneça em patamares aceitáveis, garantindo remuneração justa aos trabalhadores e a despeito da ausência de sistemas de coleta seletiva (ABIPET, 2013).

A Indústria Recicladora do PET no Brasil é economicamente viável, sustentável e funcional. Cerca de um terço do faturamento de toda a Indústria Brasileira do PET provém da reciclagem. Geram-se impostos, empregos, renda e todos os demais benefícios de uma indústria de base sólida. Seu crescimento anual constante, em média superior a 11% desde 2000, permite planejar novos investimentos, incrementados e incentivados pela criação de novos usos para o PET reciclado (ABIPET, 2013).

O Décimo Censo da Reciclagem de PET no Brasil revelou que 274 mil toneladas de embalagens PET são destinadas à reciclagem, ou seja, 51% do total (ABIPET, 2016).

A produção e uso das garrafas em si já trazem vários benefícios para o meio ambiente. Sua reciclagem potencializa esses benefícios, pois a matéria-prima reciclada substitui material virgem em muitos outros produtos, economiza recursos naturais, água e energia.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste Capítulo estão descritas as etapas subsequentes realizadas. Primeiramente são apresentados os locais de coleta das amostras. Na sequência, estão os ensaios de caracterização e respectivas normas. Em seguida, está descrita a preparação das fibras. Depois, têm-se a descrição dos ensaios de compressão simples e cisalhamento direto. E por fim, dois casos hipotéticos de aplicação dos resultados.

4.1 Coleta de Amostras

O campo experimental da UNESP de Bauru, SP, onde foram retiradas as amostras de solo arenoso e realizados os ensaios, está situado entre a Avenida Engenheiro Edmundo Carrijo Coube e a Rodovia Estadual Comandante João Ribeiro de Barros km 223, com coordenadas 22º21'6.03"S; 49º01'57.68"O, destacado na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Imagem de satélite do ponto de coletas de amostras em Bauru, SP.

A coleta seguiu as recomendações estabelecidas pela NBR 9604/1986, sendo o local composto por um depósito de solo arenoso de origem coluvionar coberto de vegetação arbórea, amplamente estudado em campo e laboratório através de sondagens, abertura de poços exploratórios para a retirada de amostras de solo e caracterização em diferentes profundidades, ensaios de condutividade hidráulica, edométricos, compressão uniaxial, compressão triaxial convencionais e com sucção controlada, entre outros, conforme experiência acumulada em pesquisa realizada por Fagundes (2014), Fernandes (2016), Castro (2016) e Saab (2016) pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UNESP.

Já as amostras de solo argiloso foram retiradas de uma jazida superficial no trevo antes do pedágio do município de Pederneiras, SP, Figura 4.2, na Rodovia Comandante João Ribeiro de Barros km 202, sentido Bauru-Jaú, coordenadas 22º19'52.5"S; 48º45'32.26"O.

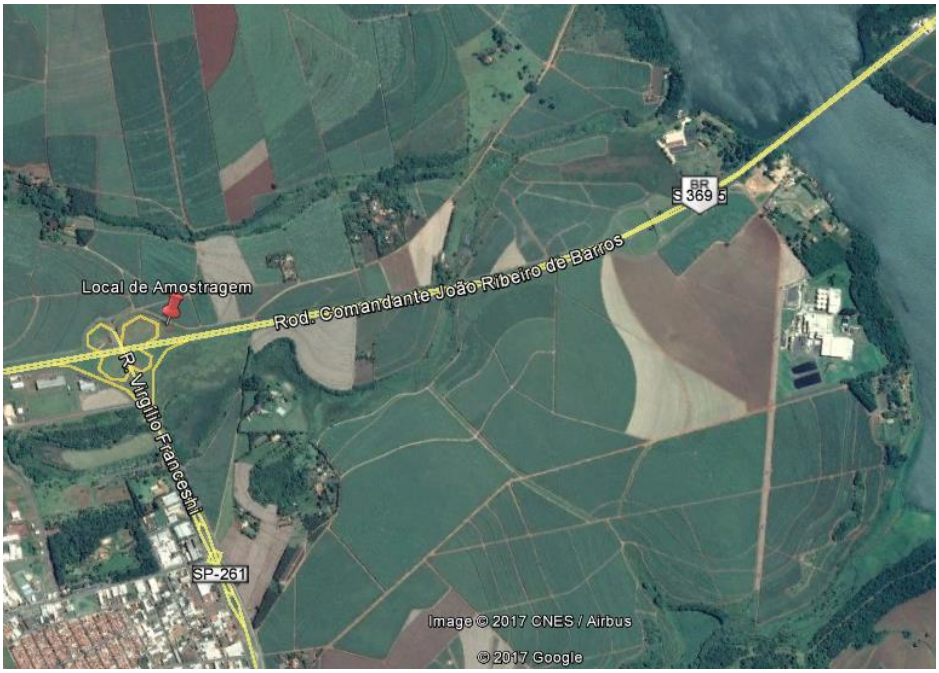

Figura 4.2 - Imagem de satélite do ponto de coletas de amostras em Pederneiras, SP.

4.2 Caracterização

A caracterização das amostras de solos foi realiza através dos ensaios de granulometria seguindo as recomendações da ABNT NBR 7181/1984, limites de consistência conforme a NBR 6459/1984 (limite de liquidez) e NBR 7180/1984 (limite de plasticidade), compactação de acordo com as NBR 6457/2016 e NBR 7182/2016 e massa específica dos sólidos segundo a NBR 6508/1984.

4.3 Preparação das Fibras

As fibras provêm de garrafas de dois litros de PET da marca Coca-Cola® com espessuras médias de 0,25 mm. Antes serem cortadas nos comprimentos de interesse 10, 15, 20 e 30 mm, as garrafas de PET foram higienizadas em água corrente, secas e passadas por um filetador, facilitando sua transformação em fios de largura 1,5 mm, conforme Figura 4.3. As tampas, fundos e rótulos dos materiais foram adequadamente dispostos para a coleta e reciclagem.

Figura 4.3 - Etapas da preparação das fibras PET.

4.4 Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de compressão simples visa à determinação da resistência a compressão simples (não confinada), i.e., valor da pressão correspondente à carga que rompe um corpo de prova cilíndrico de solo ou compósito submetido a um carregamento axial. Esse ensaio é normatizado pela ABNT NBR 12770/1992.

Quando não se atinge uma carga máxima de ruptura, essa é dada pelo valor da pressão correspondente a carga na qual ocorre deformação específica do corpo de prova de 20%, relação entre o decréscimo de altura que sofre o corpo de prova pela aplicação de carga e sua altura inicial.

4.4.1 Preparação dos Corpos de Prova

Para a avaliação da resistência não confinada dos compósitos solo arenoso-fibra e solo argiloso-fibra com diferentes dosagens e comprimentos de fibra, bem como dos solos sem reforço, foram ensaiados corpos de prova moldados por compactação estática em molde cilíndrico com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, com os parâmetros ótimos obtidos dos ensaios de compactação Proctor normal (GC = 100%) dos solos sem reforço.

Em geral, os ensaios de laboratório podem ser realizados com amostras de tipo indeformado e com amostras reconstituídas em laboratório, segundo diferentes técnicas, das quais a compactação estática e a dinâmica se constituem em duas das opções mais utilizadas. Afim de comparação do comportamento mecânico entre solos sem reforço e compósitos solo-fibra manteve-se o uso de amostras indeformadas na confecção de corpos de prova, no caso, por compactação estática, após ensaios preliminares com compactação dinâmica dificultarem o entalhe e impossibilitarem a constância do valor do teor de fibras em cada camada dos corpos de prova.

A quantidade de fibra adicionada aos solos foi determinada em relação à massa de solo seco, dada em porcentagens: 0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 1,5 e 2%. E o peso de água calculado em relação ao peso total da matéria prima seca (solo + fibra). Sendo ensaiados três corpos de prova para cada combinação comprimento - teor de fibra, bem como para os solos sem reforço. Retira-se um valor médio para cada, totalizando 150 ensaios, conforme síntese apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Síntese dos ensaios de compressão simples.

Solo	**Teor de Fibra (%)**	**Comprimento de Fibra (mm)**	**Combinações**	**Nº de ensaios**	**Total**
Arenoso	0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 1,5 e 2	10; 15; 20; 30	25	75	150
Argiloso			25	75	

Os componentes (solo, fibra e água) foram pesados na balança com resolução de 0,01 gf e adicionados em um recipiente na sequência: Massa de solo necessária para atingir a massa específica seca máxima no cilindro mais 50 g devido às cápsulas para medição de umidade, previamente passado na peneira nº 10, abertura 2 mm; Fibras; e Água necessária para atingir a umidade ótima. A sequência permite a homogeneização dos componentes secos da mistura, antes de ser acrescentada a água.

A homogeneização da mistura (Figura 4.4) foi feita com uma espátula de aço triangular, sendo verificada visualmente. Em seguida a mesma é passada pela peneira com abertura 4,75 mm. Processo ágil para evitar perdas de umidade por evaporação.

Figura 4.4 – Processos de mistura e homogeneização solo fibra.

Na etapa de moldagem, a amostra foi compactada em três camadas no interior do molde cilíndrico metálico. O controle da densidade foi feito monitorando-se a altura de cada camada e o de umidade pelo método da estufa. Colocou-se esse molde na base do soquete compactador com um papel filtro no fundo, passando-se vaselina em seu interior, encaixando-se a camisa cilíndrica; e em seguida, adicionando-se a primeira camada de solo ou mistura solo fibra previamente calculada para a camada. Golpeia-se 5 a 7 vezes conforme necessidade, e escarifica-se o topo da camada (Figura 4.5). Repete-se o processo para as outras camadas. Finalmente, retira-se o corpo de prova do molde com auxílio de um macaco hidráulico.

Figura 4.5 – Processos de moldagem dos corpos de prova de compressão simples por compactação estática.

4.4.2 Execução do Ensaio

O ensaio de compressão simples consiste na solicitação de corpos de provas sem confinamento por meio de aplicação de carga axial, podendo ser executado de duas maneiras, controlando-se a velocidade de deformação do corpo de prova e medindo-se a deformação correspondente (deformação controlada), ou controlando-se a carga aplicada ao corpo de prova e medindo-se a deformação correspondente (carga controlada).

Os ensaios mais usuais são efetuados em prensas de deformação controlada. Em sua preparação, coloca-se o corpo de prova sobre o prato inferior do aparelho, Figura 4.6, centrando-o devidamente; ajusta-se o prato até que a superfície superior do corpo de prova estabeleça contato com o equipamento e zera-se o extensômetro que mede as deformações do corpo de prova e o que mede as cargas aplicadas a este.

Figura 4.6 - Prensa do ensaio de compressão simples.

A compressão do corpo de prova é iniciada controlando-se a velocidade de deformação de modo que esta esteja compreendida no intervalo de 0,5 a 2,0% de deformação específica por minuto, devendo ser ajustada para não ultrapassar 10 minutos. As deformações do corpo de prova (leituras verticais) são lidas e anotadas a cada 20 segundos, simultaneamente, às leituras da mola.

Prossegue-se o ensaio até que seja ultrapassado o ponto máximo da curva Tensão-Deformação, isto é, até que seja bem definida a ruptura do corpo de prova. E no caso de não existir uma carga máxima de ruptura, continua-se o ensaio até se atingir uma deformação específica de 20%.

4.5 Ensaios de Cisalhamento Direto

A obtenção da envoltória de resistência de um solo passa pela preparação de vários corpos de prova moldados em condições idênticas. Cada corpo de prova é solicitado segundo uma determinada taxa de deformação controlada (medem-se as tensões provocadas) ou segundo tensões controladas (medem-se as deformações produzidas pelas cargas). Obtém-se uma curva tensão-deformação, a qual convenientemente interpretada fornece tensões que permitirão, num plano de tensões adequado, a definição da envoltória de resistência.

A resistência ao cisalhamento é basicamente um fenômeno de atrito e, portanto, a mesma depende predominantemente da tensão normal ao plano de cisalhamento. Durante o ensaio, esquematizado na Figura 4.7, faz-se variar a tensão normal σ, medindo-se a respectiva tensão cisalhante τ na ruptura.

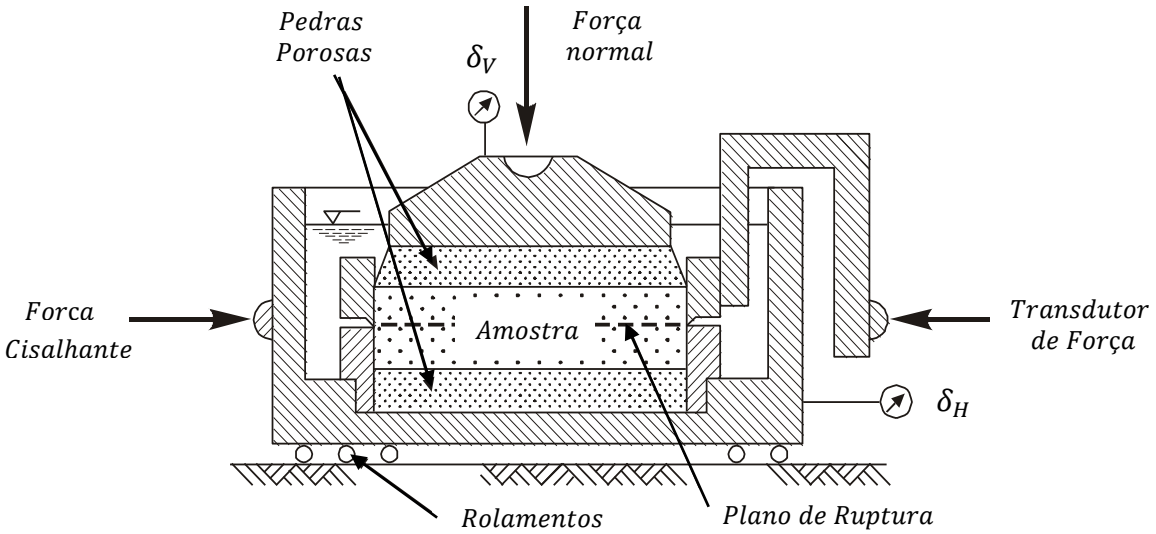

Figura 4.7 - Esquema do Ensaio de cisalhamento direto.

O ensaio de cisalhamento direto é normatizado pela *American Society For Testing And Materials* ASTM D3080/ 2004.

O corpo de prova é colocado num recipiente (célula) formado de dois moldes, circulares ou quadrados, iguais e superpostos. Uma das partes permanece fixa na prensa e a outra é livre para mover-se e aplicar tensões cisalhantes ao solo.

Sobre o corpo de prova são aplicadas tensões normais que permanecem constantes até o final do ensaio, a partir de cargas de massa 1, 2, 4 e 8 kg. Essas tensões variam para cada corpo de prova, com o intuito de poder definir pares de tensões diferentes.

Três leituras são tomadas durante o ensaio: deslocamento horizontal (δ_H), força cisalhante aplicada (F_t) e deslocamento vertical (δ_V), o qual fornecerá a variação de volume do corpo de prova. Dividindo-se a força cisalhante pela área do corpo de prova (normalmente admitida como constante ao longo do ensaio) tem-se a tensão cisalhante (τ), em cada instante do ensaio. As deformações volumétricas são fornecidas pela variação de altura do corpo de prova em relação à altura inicial deste.

Adotam-se como ruptura do solo os pontos máximos das curvas tensão-deslocamento, que conjugados com as tensões normais correspondentes, permitem a definição de pontos num diagrama σ x τ, o qual fornece os parâmetros de resistência ao cisalhamento: coesão e ângulo de atrito.

4.5.1 Preparação dos Corpos de Prova

Realizaram-se ensaios de cisalhamento direto drenados em amostras de solo arenoso e argiloso sem reforço, com graus de compactação 100% e 95%, bem como para respectivas misturas com fibras com comprimento e teor ótimo obtido do ensaio de compressão simples com solo arenoso, solo de referência, a fim de comparação, totalizando 8 combinações, e logo 8 envoltórias de resistência, sendo realizados 4 ensaios para cada envoltória com as cargas de massa 1, 2, 4 e 8 kg e mais 2 ensaios com cargas aleatórias para conferência. Logo, 24 ensaios para cada solo, 48 no total, conforme síntese apresentada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Síntese dos ensaios de cisalhamento direto.

Solo	Teor (%) e Comprimento (mm) de Fibra	Grau de Compactação (%)	Combinações (Envoltórias)	Nº de ensaios	Total
Arenoso	Valores ótimos obtidos dos ensaios de compressão simples com o solo arenoso	100; 95	4	24	48
Argiloso			4	24	

Na moldagem dos corpos de prova adotou-se a compactação estática, na qual um êmbolo metálico personalizado é acoplado ao mesmo equipamento de compressão simples (prensa CBR), e introduzido dentro do molde metálico do ensaio de cisalhamento direto a uma velocidade constante, Figura 4.8, compactando a quantidade de solo, fibra e água previamente calculada, pesada com resolução de 0,01 gf e homogeneizada, de forma a obter a massa específica seca máxima e umidade ótima para cada grau de compactação conforme os ensaios de Proctor normal.

Figura 4.8 – Moldagem dos corpos de prova de cisalhamento direto por compactação estática.

4.5.2 Célula e Montagem

A célula utilizada tem área de 4" (2" x 2") quadradas, é horizontalmente bipartida, espaçada por dois parafusos recartilhados e fixada por outros dois, sua estrutura e partes constituintes estão ilustradas na Figura 4.9 e numeradas para facilitar a identificação conforme as instruções de montagem forem apresentadas neste item.

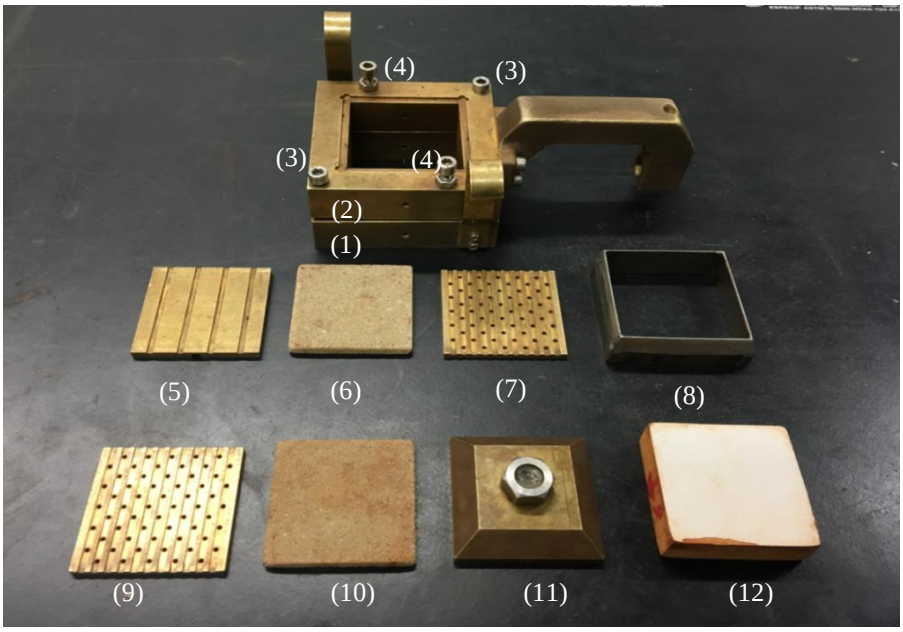

Figura 4.9 - Célula do ensaio de cisalhamento direto.

Primeiramente prendem-se as duas partes, inferior (1) e superior (2) da célula, parafusando-as com os parafusos recartilhados que estão dispostos em diagonal (3). Calibra-se o espaço entre as partes inferior e superior da célula, utilizando os dois parafusos recartilhados de espaçamento (4), para simplificação, dá-se ½ volta no parafuso para o espaçamento. Esta operação reduz o contato entre as duas partes da caixa bipartida e, consequentemente, quase eliminando o atrito. As partes ficam então em contato somente pelas pontas dos parafusos.

Na sequência, coloca-se na parte inferior da célula bipartida, o fundo móvel com canaletas (5), que possui quatro reentrâncias, encaixando-se aos pinos da base da célula, dispõe-se a pedra porosa (6) e a placa com ranhuras (7), tendo-se o cuidado de deixar o lado com ranhuras para cima e transversais à força aplicada no corpo de prova.

Em seguida, ajusta-se o vazador, molde metálico (8), contendo a amostra no topo da célula, com um tarugo de madeira (12), cujas dimensões são ligeiramente menores que as medidas do vazador, força-se cuidadosamente o corpo de prova até transferi-lo para a célula.

Por fim, coloca-se sobre a amostra a outra placa com ranhuras (9), tendo o cuidado de dispor as ranhuras transversalmente à força aplicada e em contato com a amostra e logo depois a outra pedra porosa (10). Apoia-se sobre a pedra porosa a placa de distribuição de carga (11).

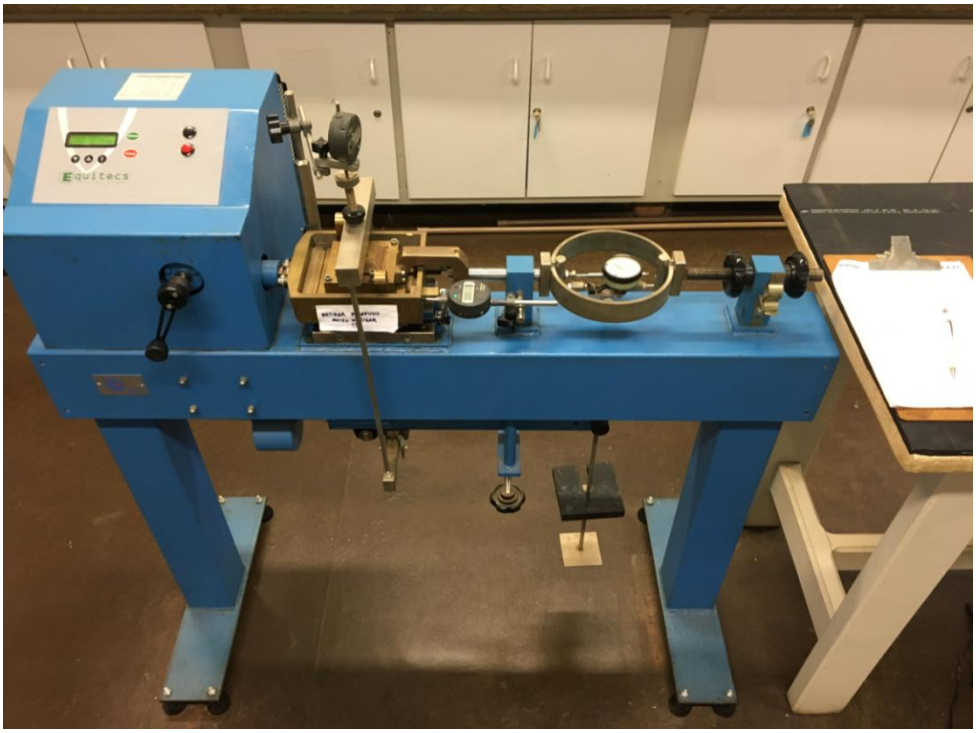

Figura 4.10 – Equipamento do ensaio de cisalhamento direto.

A célula é colocada num “carrinho” transportador onde, durante o ensaio, Figura 4.10, sua parte inferior fica fixa enquanto a superior possui movimento livre. A velocidade constante de deformação pode ser aplicada através de um parafuso rosca sem fim, por moto redutor, com sistema eletrônico que indica digitalmente a velocidade em uso, no caso 0,2 mm/min. O parafuso de rosca sem fim, empurrando o carrinho, empurra também a metade inferior da caixa. O anel dinamométrico, estando em contato com a metade superior da caixa, acusa a força de cisalhamento que a amostra recebe.

4.5.3 Preparação do Aparelho

Empurrando-se o pino de trava atrás do equipamento, a manivela gira de modo automático ao ligar o motor, transmitindo a força que empurra o carrinho. É importante verificar se o pistão que empurra a caixa está no inicio de curso, caso não, é necessário acertar a posição manualmente.

Antes de ligar o equipamento, retiram-se os dois parafusos de fixação da célula. Em seguida, coloca-se uma haste sobre a placa de distribuição de carga, rosqueando seu parafuso e observando o nível de bolha na parte inferior do equipamento.

A haste de distribuição é parte de um conjunto de transmissão de carga vertical, qualquer acréscimo de incremento faz-se na sua base, através de anilhas sobre o prato abaixo do aparelho de cisalhamento. Sendo o braço de momento do conjunto de transmissão da carga vertical do equipamento utilizado é de 11 cm.

Um defletômetro sensível a 0,01 mm mede o deslocamento horizontal da amostra, sendo fixado na base principal da máquina. O outro defletômetro, instalado verticalmente sobre o parafuso da haste, mede o adensamento da amostra.

4.5.4 Execução do Ensaio

O ensaio é conduzido aplicando-se inicialmente a força vertical ao corpo de prova, através de anilhas de massa 1, 2, 4 ou 8 kg. Após 5 a 10 h para estabilização, aplica-se a força horizontal na metade inferior da caixa, etapa de cisalhamento, e a cada variação de 0,20 mm toma-se as leituras da mola que fornece a força cisalhante aplicada (F_t) e as de deslocamento vertical (δ_v), a qual fornece a variação de volume do corpo de prova.

O esforço resistente do solo ao deslocamento da metade inferior da caixa é a sua resistência ao cisalhamento para a força vertical (força normal) aplicada. O ensaio continua até ocorrer o ponto de tensão cisalhante máximo; fazem-se mais algumas leituras além para comprovar a ruptura, isto é, quando ficar caracterizado um pico de tensão tangencial ou a estabilização da mesma, padronizada no caso até 10 mm de deslocamento.

4.6 Aplicação dos Resultados

Os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto podem ser aplicados em casos hipotéticos a fim de quantificar a influência dos parâmetros de resistência dos solos com e sem fibras em cada situação. Entre esses, capacidade de carga de um sistema sapata-solo pelo método de Vésic e estabilidade de taludes de aterro pelo método de Equilíbrio Limite (MEL) de Bishop Simplificado, descritos a seguir.

4.6.1 Capacidade de Carga de Fundações em Sapatas

Considerando uma sapata com a menor dimensão B, assente à profundidade h em relação à superfície do terreno, sem a presença de nível d'água, Figura 4.11, ao aumentar progressivamente a carga *P* aplicada à sapata e, consequentemente, a tensão σ transmitida ao solo, será atingida a tensão de ruptura σ_r, ou seja, a capacidade de carga do sistema sapata-solo.

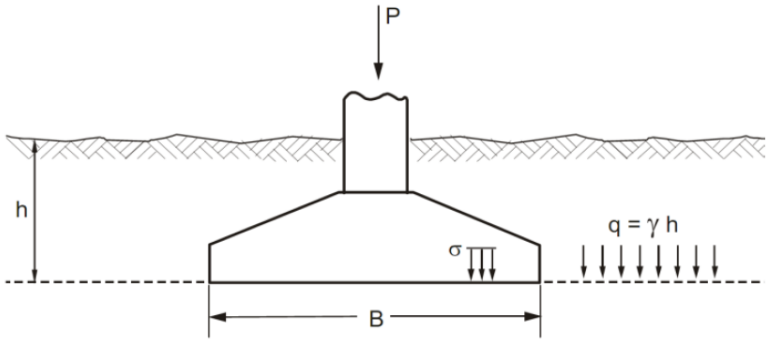

Figura 4.11 - Sapata de concreto armado embutida no solo**.**

A capacidade de carga dos solos pode ser calculada por métodos teóricos, como as formulações clássicas desenvolvidas por Terzaghi (1943), Meyehof (1963), Vésic (1974), etc., que são baseadas principalmente nas propriedades de resistência ao cisalhamento e compressibilidade dos solos.

A capacidade de carga do solo, proposta por Terzaghi em 1943, considerando uma ruptura generalizada pode ser calculada pela Equação 27, composta de três parcelas: coesão, sobrecarga e atrito.

$$\sigma_r = c.N_c.S_c + q.N_q.S_q + \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma \qquad (27)$$

Em que,

σ_r: capacidade de carga em kPa;

c: coesão do solo em kPa;

q: tensão efetiva na cota de apoio (kPa);

γ: peso específico do solo (kN/m^3);

B: menor dimensão da fundação (m);

Nc, *Nq* e *Nγ*: fatores de capacidade de carga;

Sc, *Sq* e *Sγ*: fatores de forma;

ϕ: ângulo de atrito interno em radianos.

Vésic (1975) sugere que na equação geral de Terzaghi, Equação 27, sejam utilizados os fatores de capacidade de carga de Caquot-Kérisel (1953), Equações 28, 29 e 30, em função do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), e os fatores de forma de De Beer (1967, apud Vésic, 1975), conforme Tabela 4.3.

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi \tag{28}$$

$$N_q = e^{\pi \tan\phi}\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{29}$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right)\tan\phi \tag{30}$$

Tabela 4.3 - Fatores de forma (De Beer, 1967 apud Vésic, 1975).

Sapata	Sc	Sq	Sγ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L)\tan\phi$	$1 - 0{,}4(B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan\phi$	0,6

Os modos de ruptura, dados em função dos parâmetros de resistência apresentam-se na Figura 4.12. No caso de ruptura por puncionamento utiliza-se a redução para 2/3 nos valores de coesão e de tangente do ângulo de atrito propostos por Terzaghi, mas com os fatores de capacidade de Vésic. Para ruptura local, na ausência de uma definição clara na literatura, calcula-se o valor médio de capacidade de carga para as condições de ruptura geral e por puncionamento.

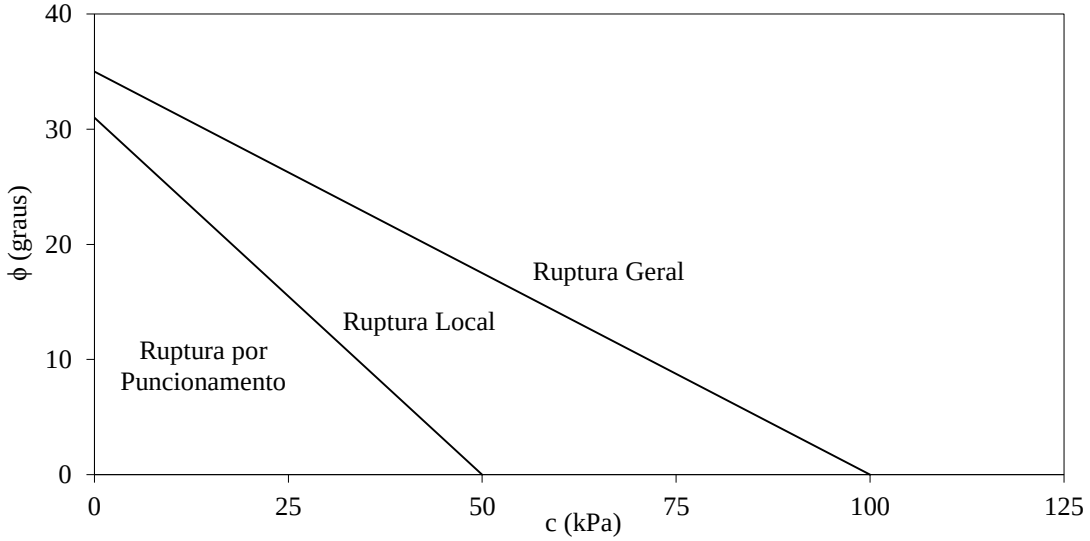

Figura 4.12 - Modos de ruptura para solos com *c* e ϕ (Modificado de Cintra, 2011).

4.6.2 Estabilidade de Taludes de Aterro

Os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL) empregados nas análises de estabilidade de taludes, têm como premissa principal a definição de uma superfície crítica de ruptura do talude e, a partir disso, a verificação do equilíbrio da massa de solo acima dessa superfície, através da razão entre os esforços resistentes definidos no contorno dessa superfície e os esforços atuantes na tentativa de desestabilizar a massa de solo no talude, denominado fator de segurança (*FS*).

Adotam-se as seguintes hipóteses simplificadoras, conforme Massad (2003): (1) O solo tem comportamento rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente sem se deformar; (2) As equações de equilíbrio estático são válidas apenas até a iminência da ruptura do maciço, pois se trata, na realidade, de um processo dinâmico; (3) O fator de segurança é constante ao longo da linha de ruptura determinada pelo seu valor mínimo (FS = 1,0), ignorando-se assim eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

O equacionamento do equilíbrio varia em função do método de análise adotado. Em geral, os métodos são divididos em três diferentes grupos: Método do Círculo de Atrito, que considera a massa de solo como um todo; Método das Cunhas, que considera o maciço de solo em cunhas; E Método Sueco, também conhecido como Método das Fatias ou das Lamelas, que considera o maciço de solo subdividido em lamelas.

O método Bishop Simplificado é oriundo do Método Sueco, e o equacionamento do equilíbrio é, portanto, realizado para cada uma das lamelas, a partir da razão entre a soma de seus esforços resistentes e a soma de seus esforços solicitantes.

A discretização da seção de ruptura de um talude encontra-se na Figura 4.13. Para a n-ésima lamela, W_n representa o peso; b_n a largura medida na direção horizontal; α_n o ângulo de inclinação da base da lamela; h a altura do desnível do talude entre o pé e a crista; R é o raio que descreve a superfície de ruptura analisada.

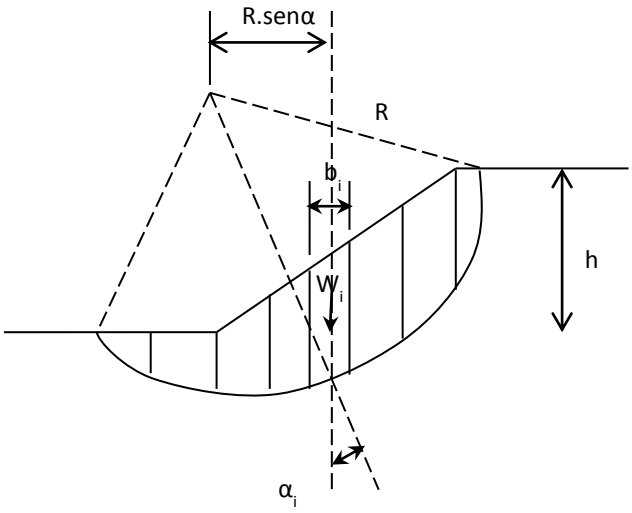

Figura 4.13 - Discretização de um talude em lamelas.

O método de Bishop Simplificado mostra-se um método iterativo, visto que a incógnita do *FS* aparece no calculo do parâmetro m_a, conforme Equações 28 e 29.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left\{[c_i.\, b_i + (W_i - u_i.\, b_i).\,\mathrm{tg}\,\phi_i].\frac{1}{m_a}\right\}}{\sum_{i=1}^{n} W_i.\,\mathrm{sen}\,a_i} \tag{28}$$

$$m_a = \left(1 + \frac{\mathrm{tg}\,a_i.\,\mathrm{tg}\,\phi_i}{FS}\right).\,cosa_i \tag{29}$$

Em que,

FS: fator de segurança;

c: coesão do solo, em kPa, em que o ponto médio da base da lamela está contido;

b: largura da lamela, em metros;

α: Ângulo de inclinação da base da lamela;

W: Peso da lamela para cada metro de talude, em kN/m, em relação ao seu eixo longitudinal, obtido pela soma dos produtos das áreas parciais da lamela por seus respectivos pesos específicos de solo;

u: Pressão neutra, em kPa, obtida pelo produto da altura média de solo saturado existente na lamela e o peso específico da água;

ϕ: Ângulo de atrito interno do solo, em que o ponto médio da base da lamela está contido.

A cada iteração, um valor de FS calculado pela Equação 28 é comparado com o valor de FS utilizado inicialmente na Equação 29, processo realizado até que ambos os valores apresentem erro relativo inferior ao erro máximo admissível desejado.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios descritos no Capítulo 4 estão apresentados nesse capítulo. Primeiramente são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização e os índices físicos dos solos arenoso e argiloso. Na sequência, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de compressão simples dos solos com e sem fibras. Em seguida, são apresentados e analisados resultados de cisalhamento direto. E por fim, são apresentadas as aplicações dos resultados obtidos em dois casos hipotéticos, capacidade de carga de fundações em sapata e estabilidade de talude de aterro.

5.1 Caracterização

5.1.1 Curva Granulométrica

As curvas granulométricas obtidas através dos ensaios de granulometria conjunta com defloculante à base de hexametafosfato estão representadas graficamente na Figura 5.1. O eixo das abscissas compreende o tamanho das partículas, crescente para a direita, em escala logarítmica, e o das ordenadas, a percentagem acumulada do solo seco em relação à massa total seca, com diâmetro menor que o tamanho correspondente.

As dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais, permitem designar a amostra de solo arenoso como uma areia média a fina pouco argilosa marrom avermelhada, e a amostra de solo argiloso como uma argila arenosa roxa escura, de acordo com a classificação adotada pela ABNT NBR 6502/1995 apresentada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Escala ABNT NBR 6502/1995

Classificação		**Diâmetro dos Grãos (mm)**
Argila		<0,002
Silte		0,002 a 0,06
	Fina	0,06 a 0,2
Areia	Média	0,2 a 0,6
	Grossa	0,6 a 2
	Fino	2 a 6
Pedregulho	Médio	6 a 20
	Grosso	20 a 60

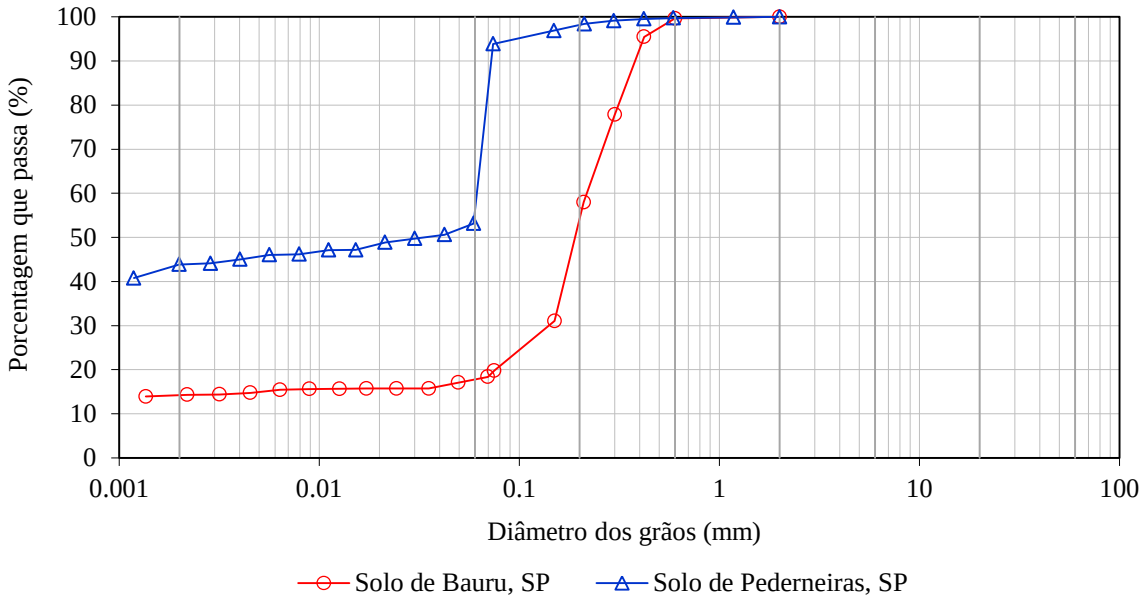

Figura 5.1 - Curvas granulométricas das amostras de solo arenoso (Bauru, SP) e argiloso (Pederneiras, SP).

5.1.2 Limites de Consistência

Para a amostra de solo arenoso conseguiu-se apenas obter o valor do limite de liquidez (*LL*) *de* 15,5%, pois a pequena porcentagem de finos (argilas e siltes) na composição do solo impossibilitou a realização do ensaio do o limite de plasticidade (*LP*). Enquanto para a amostra de solo argiloso obteve-se *LL* = 34,2%, *LP* = 23,3%, e índice de plasticidade (*IP*) de 10,9, conforme Figura 5.2.

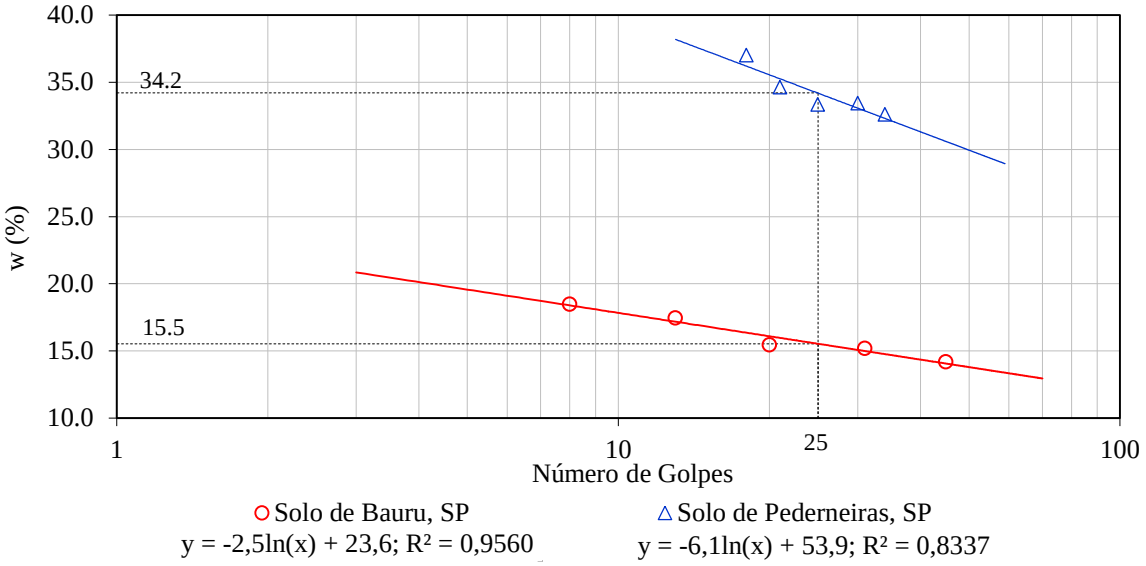

Figura 5.2 - Determinação do limite de liquidez das amostras de solo arenoso (Bauru, SP) e argiloso (Pederneiras, SP).

5.1.3 Curva de Compactação

As correlações entre o teor de umidade e a massa específica seca obtidas dos ensaios de compactação Proctor normal do solo arenoso e argiloso estão ilustradas na Figura 5.3. Os parâmetros ótimos, massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo, não sofrem alteração em função da adição de fibras de PET recicladas utilizadas nesse trabalho (SANTOS, 2016; GIACOMETTI, 2017).

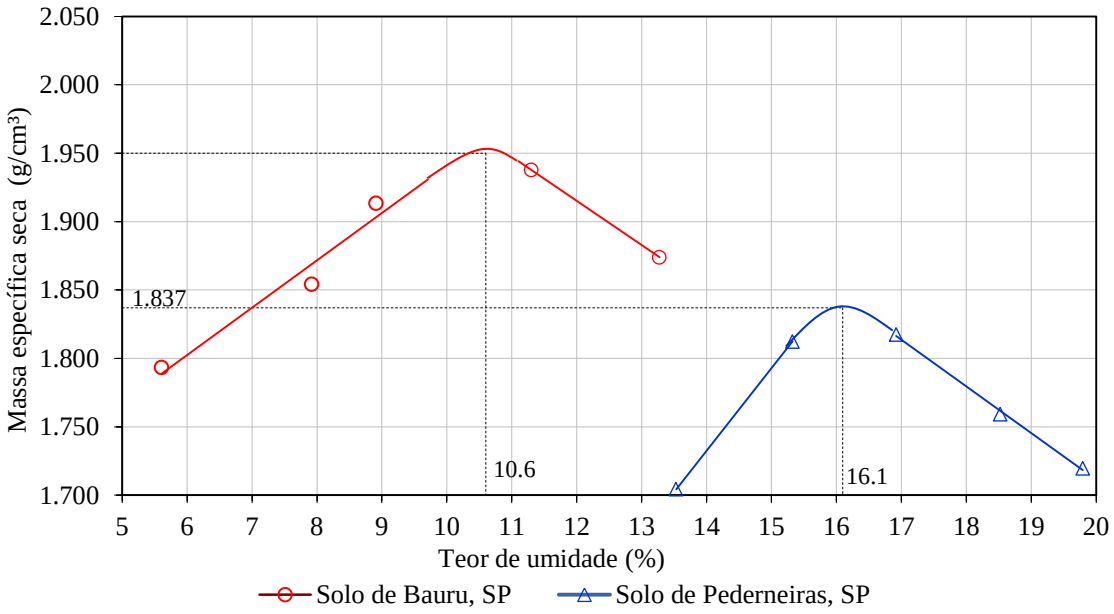

Figura 5.3 - Curvas de compactação na energia Proctor normal das amostras de solo arenoso (Bauru, SP) e argiloso (Pederneiras, SP).

5.1.4 Resumo dos Índices Físicos dos Solos

As frações granulométricas, os limites de consistência, os valores de massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo para as amostras de solos estão apresentados na Tabela 5.2 a seguir.

Tabela 5.2 – Índices físicos das amostras de solo estudadas.

Parâmetro	**Unidade**	**Solo Arenoso (Bauru)**	**Solo Argiloso (Pederneiras)**
Argila	%	14,0	44,0
Silte	%	5,8	12
Areia	%	80,2	42,5
Limite de liquidez, *LL*	%	15,5	34,2
Limite de plasticidade, *LP*	%	-	23,3
Índice de Plasticidade, *IP*	-	Não Plástico	10,9
Massa específica seca máxima, p_{dmax}	g/cm^3	1,950	1,837
Teor de umidade ótimo, w_{opt}	%	10,6	16,1
Massa específica dos sólidos, p_s	g/cm^3	2,649	2,688
Índice de vazios (na compactação), e	-	0,358	0,463
Grau de Saturação (na compactação), S_R	%	78,4	93.5

5.2 Compressão Simples

Os resultados dos ensaios de compressão simples são apresentados em gráficos tendo-se no eixo das abscissas as deformações especificas do corpo de prova, e no eixo das ordenadas as tensões de compressão. A ordenada máxima da curva obtida corresponde á resistência à compressão do solo, e em todos os ensaios esse pico foi evidente.

5.2.1 Curvas Tensão de Compressão x Deformação Específica

A partir das leituras de deformação do anel dinamométrico (leitura da mola, L_m) pode-se calcular as cargas aplicadas ao mesmo (força axial de compressão), multiplicando-as pela constante da mola (K) igual a 1,2431 kN/mm dada pela curva de calibração ilustrada na Figura 5.4.

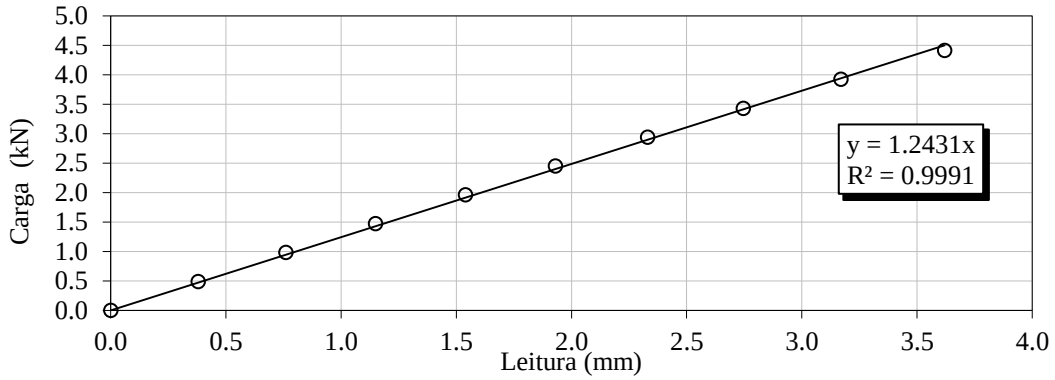

Figura 5.4 - Curva de calibração do anel dinamométrico do ensaio de cisalhamento direto.

A deformação axial específica é dada pela Equação 20.

$$\varepsilon = \left(\frac{L_v}{H_0}\right).100 \tag{20}$$

Em que,

ε: deformação axial específica em %;

L_V: leitura vertical do extensômetro em mm;

H_0: altura inicial da amostra em mm.

As tensões axiais de compressão (σ_1) são calculadas através da Equação 21.

$$\sigma_1 = \frac{F_{axial}}{A_A{}'} \tag{21}$$

Em que,

σ_1: tensão axial de compressão em kN/ m²

F_{axial}: força axial de compressão em kN;

A_A': área corrigida da amostra em m², calculada pela Equação 22.

$$A_A{}' = \frac{A_A}{\left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right)} \tag{22}$$

Em que,

A_A: área da seção transversal inicial da amostra em m²;

ε: deformação axial específica da amostra em %.

A curva tensão de compressão x deformação específica (σ_1 x ε) é obtida plotando-se os pontos (ε, σ_1) em um diagrama com tensões de compressão (σ_1) no eixo das ordenadas e as deformação específica (ε) no eixo das abcissas. Dessa curva obtém-se o valor máximo da tensão de compressão, a tensão de ruptura (σ_{1RUP}).

a) Solo arenoso

Os valores médios de tensão de ruptura entre os três ensaios para cada combinação comprimento/ teor de fibra para o solo arenoso estão expostos na Tabela 5.3 e Figura 5.5.

Tabela 5.3 - Resistência não confinada média (kPa) para cada combinação comprimento/ teor de fibra constituída de PET para o solo arenoso (Modificado de Pradela, 2016).

	0%	**0,25%**	**0,50%**	**0,75%**	**1,00%**	**1,50%**	**2,00%**
10 mm	56,72	73,68	79,83	86,41	90,49	98,02	91,89
15 mm	56,72	78,92	86,29	87,81	95,98	100,72	97,99
20 mm	56,72	81,07	93,19	99,07	105,76	**109,34**	103,61
30 mm	56,72	84,29	88,82	95,86	99,73	102,10	99,54

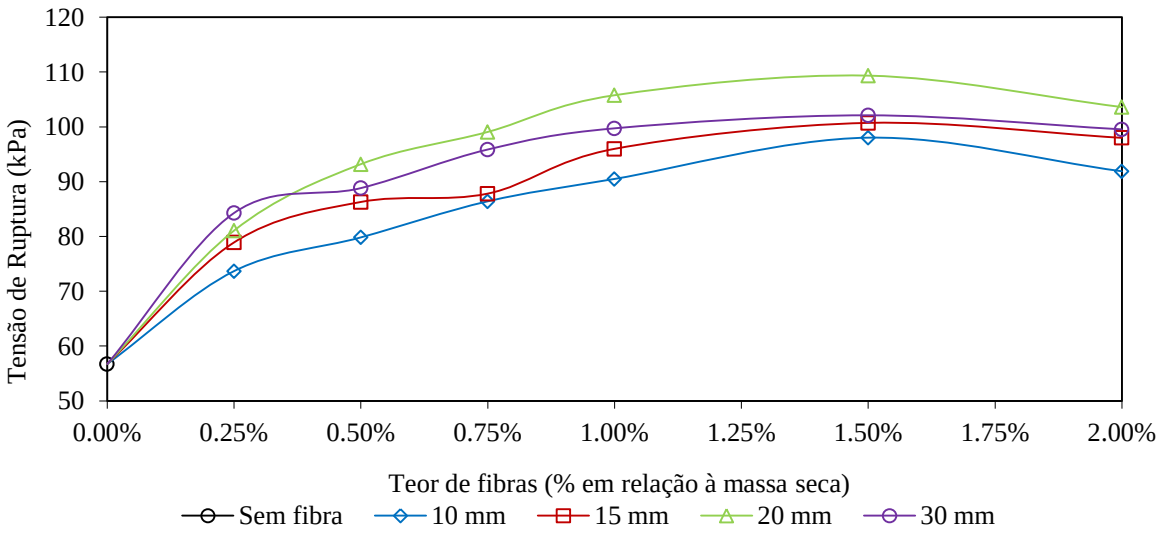

Figura 5.5 - Tensões de ruptura médias a compressão simples (kPa) do solo arenoso sem e com fibras constituídas de PET com diferentes combinações teor (%) e comprimento de fibra (mm).

Assim, é possível visualizar que o comprimento de fibra L = 20 mm com teor de 1,5% em relação à massa de solo seco conduz ao maior valor de resistência não confinada para o solo arenoso, representando um aumento percentual da tensão de ruptura de 92,8% em relação aos solos sem fibras. Apesar da combinação L= 20 mm com teor de 1,0% mostrar-se economicamente mais viável por representar um aumento de 88% com menor teor de fibra, essa tem menor apelo ambiental.

As curvas tensão de compressão média (σ_1) x deformação específica média (ε), obtidas da média entre os três ensaios de compressão simples para cada amostra, tanto as de solo arenoso sem fibras quanto as com os diferentes teores de fibras e comprimentos de fibras 10, 15, 20 e 30 mm, estão apresentadas na sequência.

Observa-se que até o nível de tensão de pico do solo sem fibras, 56,7 KPa, esse alcança maiores deformações que os solos com fibras. As combinações com teores de 0,25%, 0,5% e 0,75% têm deformações de pico inferiores as do solo sem fibra. Mas a as combinações com teores de 1%, 1,5% e 2% de fibras alcançam deformações maiores, o que pode ser uma característica positiva em alguns casos, já que a capacidade de deformação pode reduzir o risco de formação de fissuras em determinadas camadas do solo para problemas geotécnicos específicos.

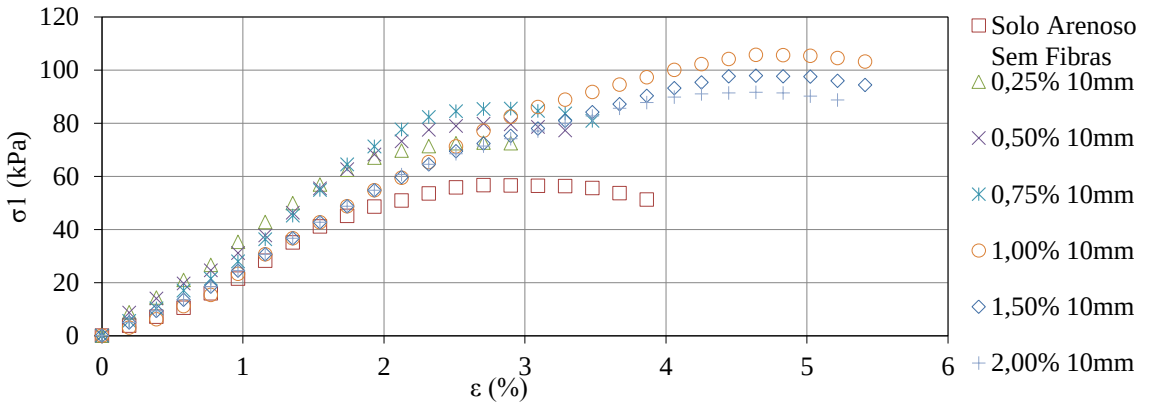

Figura 5.6 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 10 mm.

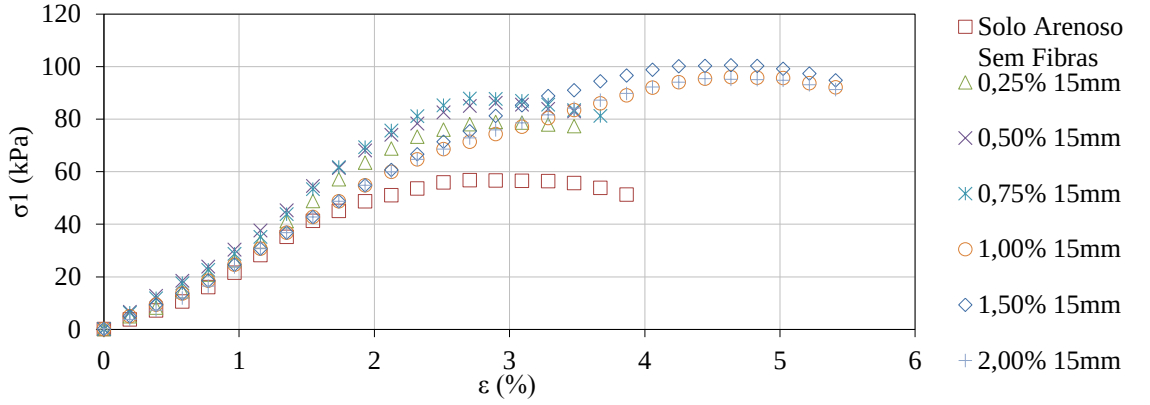

Figura 5.7 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 15 mm.

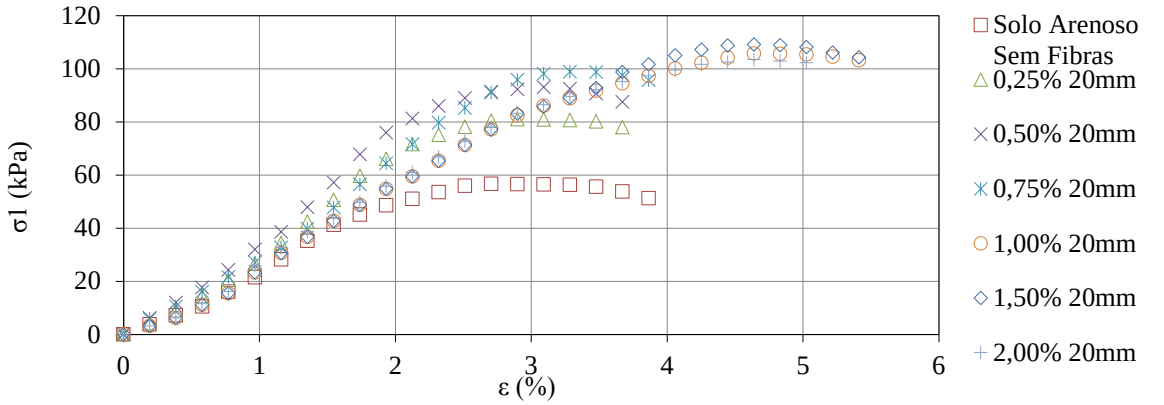

Figura 5.8 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 20 mm.

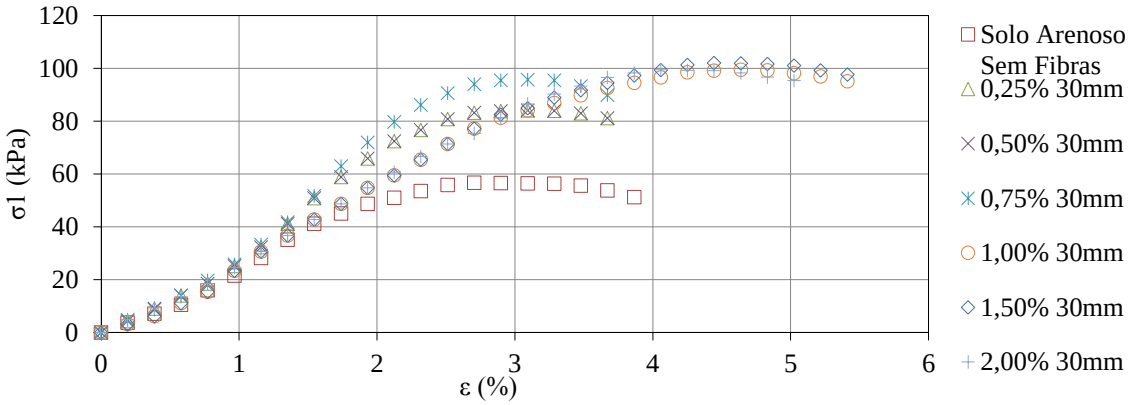

Figura 5.9 - Tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo arenoso sem fibras e com fibras de comprimento 30 mm.

b) Solo argiloso

Os valores médios de tensão de ruptura entre os três ensaios para cada combinação comprimento/ teor de fibra para o solo argiloso estão expostos na Tabela 5.4 e Figura 5.10.

Tabela 5.4 - Resistência não confinada média (em kPa) para cada combinação comprimento/ teor de fibra constituídas de PET para o solo argiloso (Modificado de Pradela, 2016).

	0%	**0,25%**	**0,50%**	**0,75%**	**1,00%**	**1,50%**	**2,00%**
10 mm	507,91	505,82	513,77	524,86	541,08	547,93	555,01
15 mm	507,91	529,58	535,60	540,90	549,82	557,52	562,29
20 mm	507,91	525,24	539,55	567,02	567,03	561,30	558,44
30 mm	507,91	516,48	521,81	552,92	563,03	**572,18**	568,1733

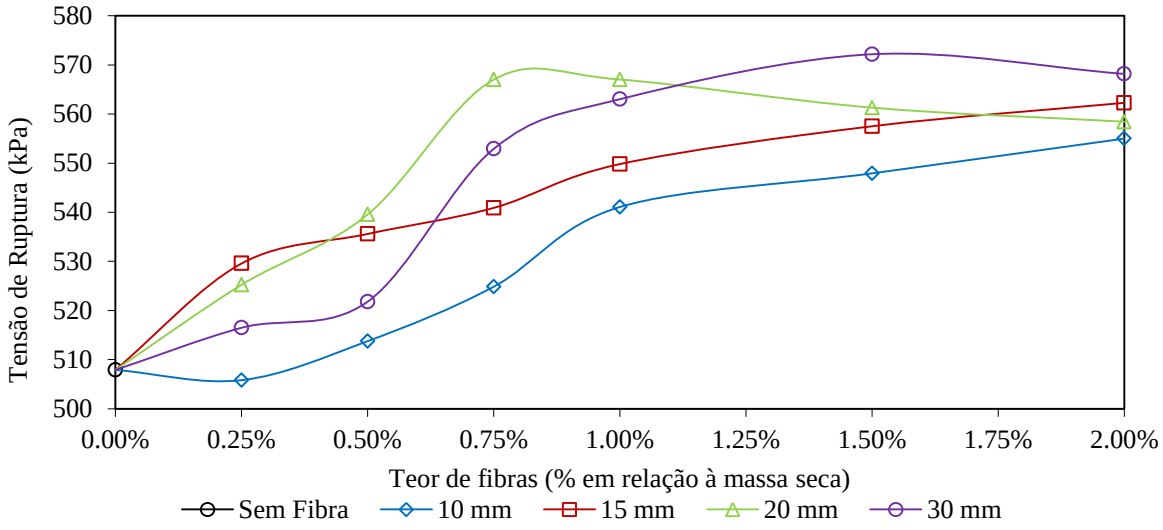

Figura 5.10 - Tensões de ruptura médias a compressão simples (kPa) do solo argiloso sem e com reforço de fibras constituídas de PET com diferentes combinações teor (%) e comprimento de fibra (mm).

O comprimento de fibra *L* = 30 mm com teor de 1,5% em relação à massa de solo seco é o que conduz ao maior valor de resistência não confinada para o solo argiloso, representando um aumento percentual da tensão de ruptura de 12,7% em relação aos solos sem reforço. A fim de comparação com o solo arenoso ressalta-se o comprimento *L* = 20 mm com teor de 1,5%, combinação que proporciona um aumento também significativo de 10,5%.

As curvas tensão de compressão média (σ_1) x deformação específica média (ε), obtidas da média entre os três ensaios de compressão simples para cada amostra, tanto as de solo argiloso sem fibras quanto as com os diferentes teores de fibras e comprimentos de fibras 10, 15, 20 e 30 mm, estão apresentadas na sequência.

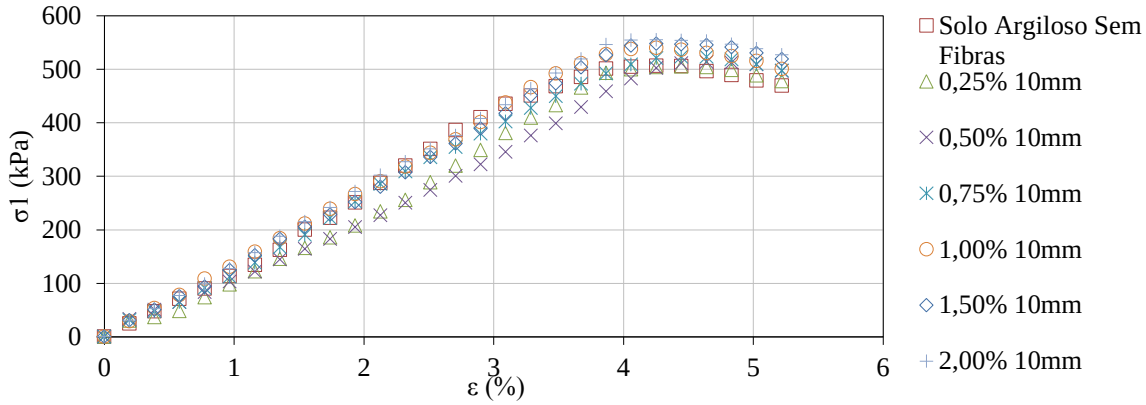

Figura 5.11 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 10 mm.

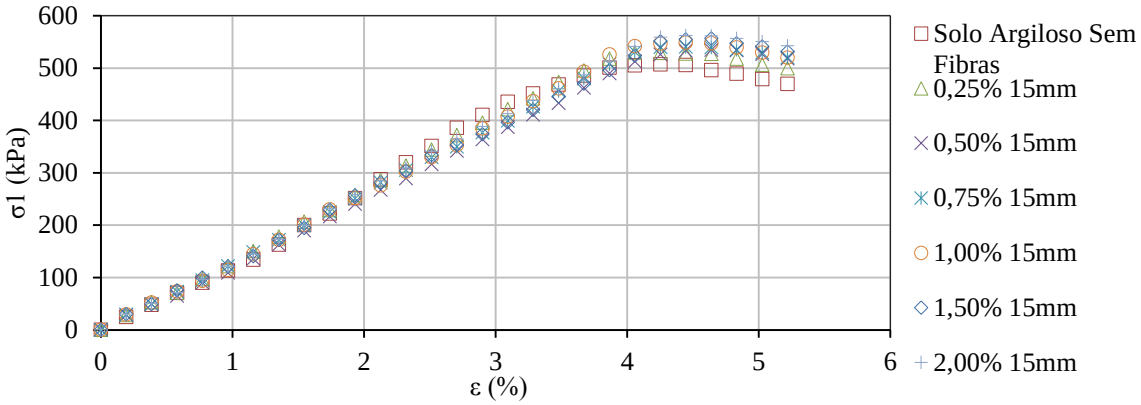

Figura 5.12 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 15 mm.

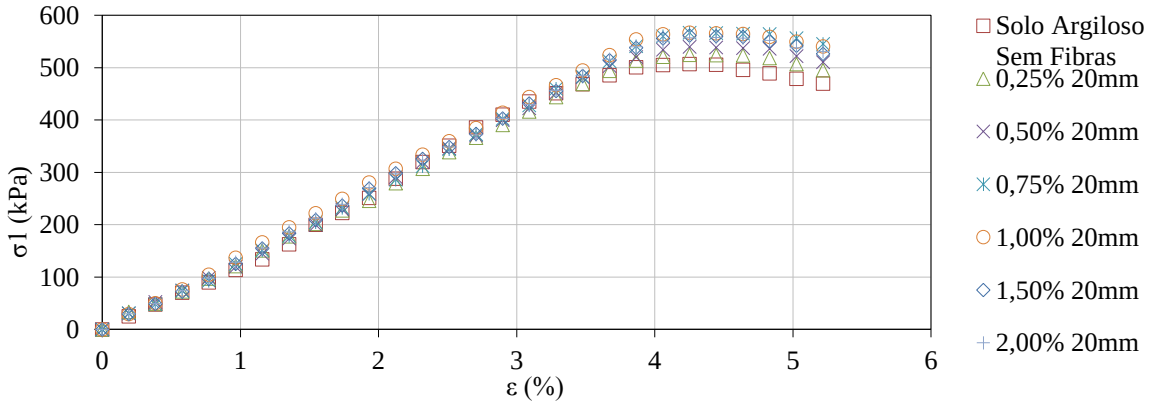

Figura 5.13 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 20 mm.

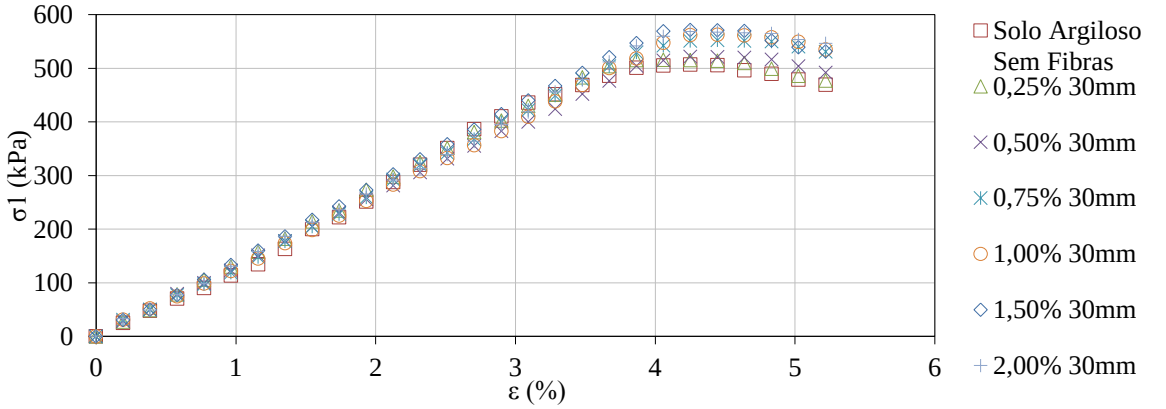

Figura 5.14 - Curvas médias tensão (σ1) em kPa x deformação (ε) em % médias dos ensaios de compressão do solo argiloso sem fibras e com fibras de comprimento 30 mm.

Observa-se um comportamento semelhante entre as curvas, até o nível de tensão de pico do solo sem fibras, 507,9 KPa, onde esse alcança deformações ligeiramente maiores que os solos com fibras.

5.3 Cisalhamento Direto

O resultado do ensaio de cisalhamento direto é representado graficamente pela variação da tensão de cisalhamento em função dos deslocamentos horizontais e, complementarmente, pela variação da altura do corpo de prova em função dos deslocamentos horizontais.

5.3.1 Curvas Tensão de Cisalhamento e Variação de Volume por Deslocamento Horizontal

A partir das leituras de deformação do anel dinamométrico (leitura da mola, L_m) calculou-se as cargas aplicadas ao mesmo (força tangencial), multiplicando-as pela constante da mola (K) igual a 1.7198 kN/mm dada pela curva de calibração ilustrada na Figura 5.15.

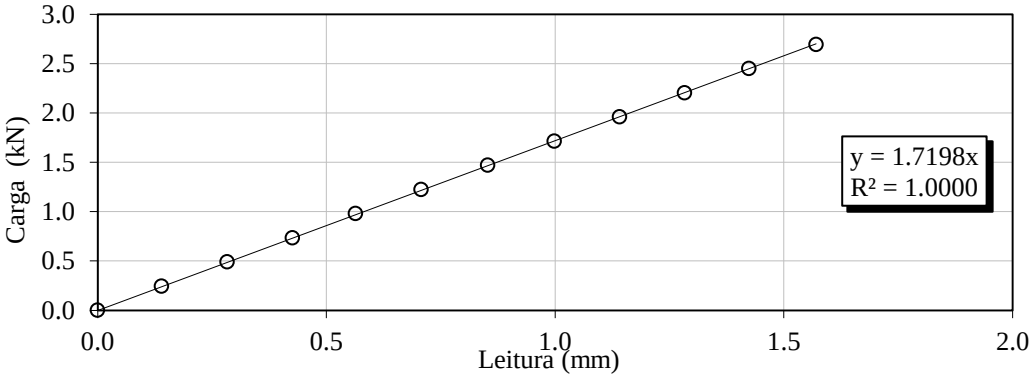

Figura 5.15 – Curva de calibração do anel dinamométrico do ensaio de cisalhamento direto.

Uma vez calculadas as forças tangenciais, o próximo passo consiste em obter as tensões respectivas. As tensões tangenciais são calculadas através da Equação 23.

$$\tau = \frac{F_t}{A_A'} \tag{23}$$

Em que,

τ: tensão tangencial ou cisalhante em kN/m²;

F_t: força tangencial ou de cisalhamento em kN;

A_A': área corrigida da amostra em m².

A área corrigida da amostra (A_A') é calculada pela Equação 24.

$$A_A' = A_A - \delta_H . L_A \quad (24)$$

Em que,

A_A: área da seção transversal da amostra em m²;

δ_H: deslocamento horizontal da amostra em m;

L_A: largura da amostra em m.

A variação da altura do corpo de prova é obtida através da Equação 25.

$$\Delta V = \delta_V . A_A' \quad (25)$$

Em que,

ΔV: variação da altura do corpo de prova em cm³;

δ_V: deslocamento vertical da amostra em cm;

A_A': área corrigida da amostra em cm².

A curva tensão x deslocamento horizontal (τ x δ_H) é obtida plotando-se os pontos (δ_H; τ) em um diagrama com deslocamentos horizontais (δ_H) no eixo das abcissas e as tensões tangenciais (τ) no eixo das ordenadas. Dessa curva obtém-se o valor máximo da tensão cisalhante ($\tau_{máx}$) ou resistência ao cisalhamento de pico. Enquanto a curva de variação de volume x deslocamento (ΔV x δ_H) é obtida plotando-se os pontos (δ_H; ΔV) com variações de volume do corpo de prova (ΔV) no eixo das ordenadas, positivo na expansão e negativo na compressão.

Segundo DAS (2007), na ruptura frágil, depois de atingir a $\tau_{máx}$, a resistência cai acentuadamente ao se aumentar a deformação, e pode-se obter assim a chamada resistência residual (τ_{RES}) ou resistência última ao cisalhamento. Na ruptura plástica o esforço máximo é mantido com a continuidade da deformação.

A ruptura frágil é típica de ocorrência em argilas rijas e duras ou areias compactas enquanto que a ruptura plástica é típica de ocorrência em argilas moles ou médias ou areias fofas ou pouco compactas.

5.3.2 Envoltória de Mohr-Coulomb

Para cada ensaio executado calcula-se a tensão normal σ_N conforme Equação 26.

$$\sigma_n = \frac{N}{A_A} \tag{26}$$

Em que,

N: carga vertical aplicada na amostra em kN dada pelo produto entre o carregamento total em quilos pelo braço de momento da prensa de cisalhamento equivalente a 0,11 m;

A_A: área da seção transversal da amostra.

A envoltória de Mohr-Coulomb, Figura 5.16, é obtida através dos pontos (σ_n, $\tau_{máx}$) representados no diagrama τ x σ. Ajustando-se uma reta a esses pontos, pode-se definir então o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c) do solo analisado.

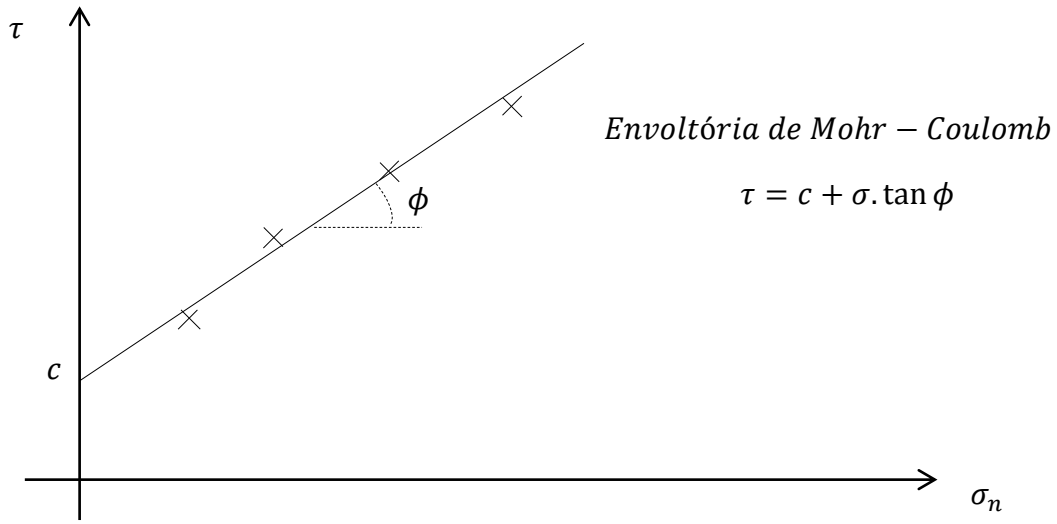

Figura 5.16 - Envoltória de Mohr-Coulomb.

Os resultados gráficos dos ensaios de cisalhamento direto, envoltórias de Mohr-Coulomb e curvas tensão de cisalhamento e variação de volume por deslocamento horizontal, dos solos arenoso e argiloso sem e com fibras, com graus de compactação (*GC*) de 100% e 95%, e suas comparações estão apresentadas nos próximos itens desse capítulo.

5.3.3 Comparação entre os Resultados do Solo Arenoso sem Fibras

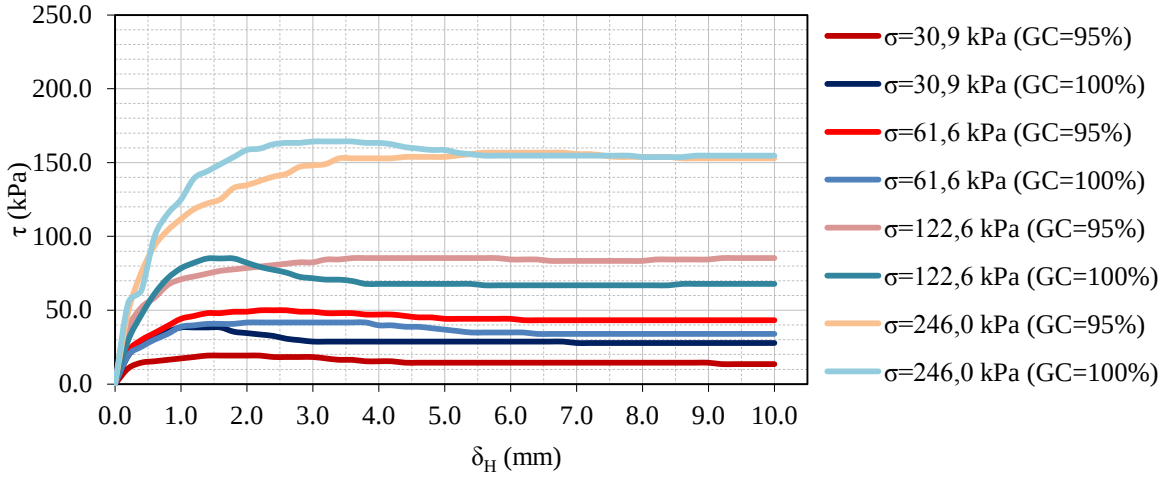

Figura 5.17 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%.

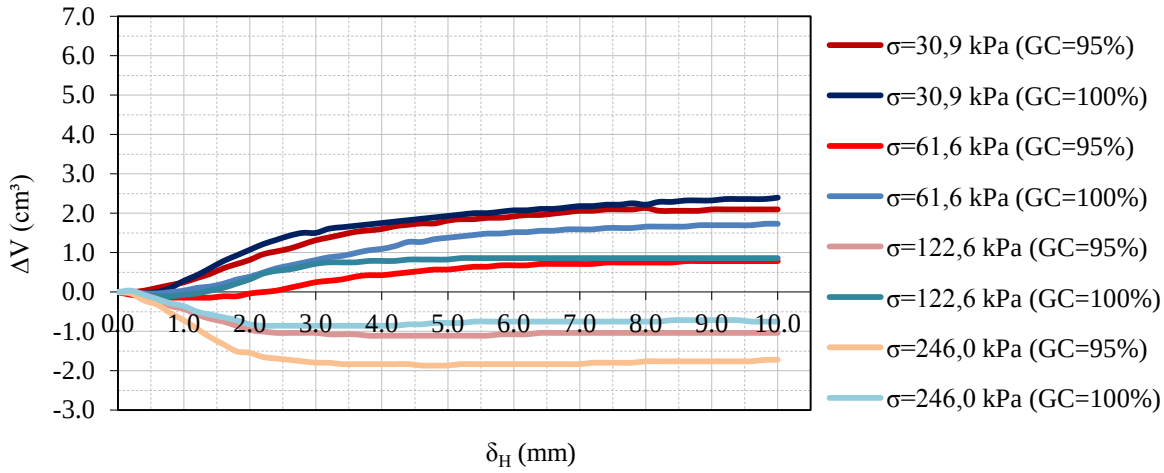

Figura 5.18 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%.

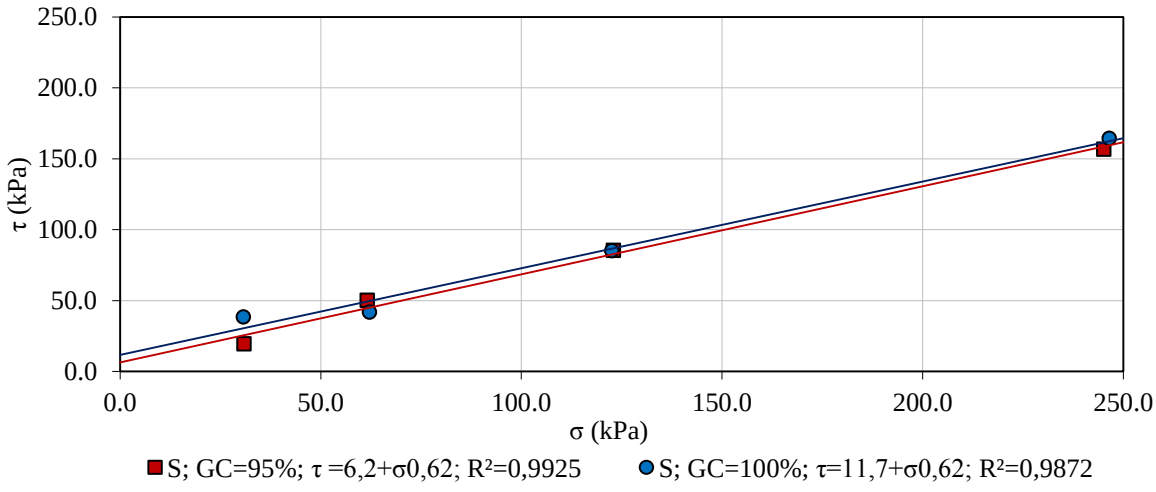

Figura 5.19 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras (S) com *GC* = 95% e *GC* = 100%.

5.3.4 Comparação entre os Resultados do Solo Argiloso sem Fibras

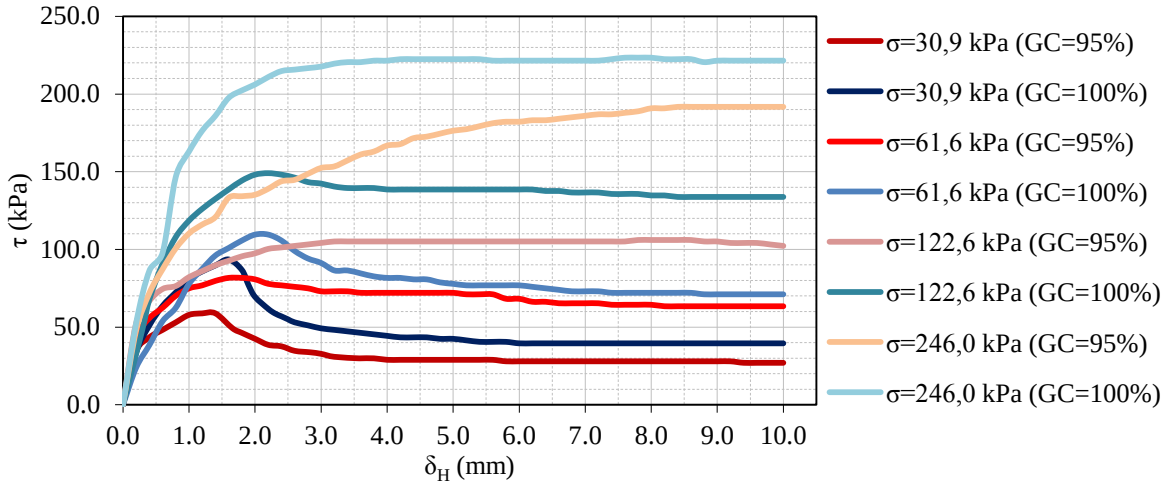

Figura 5.20 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%.

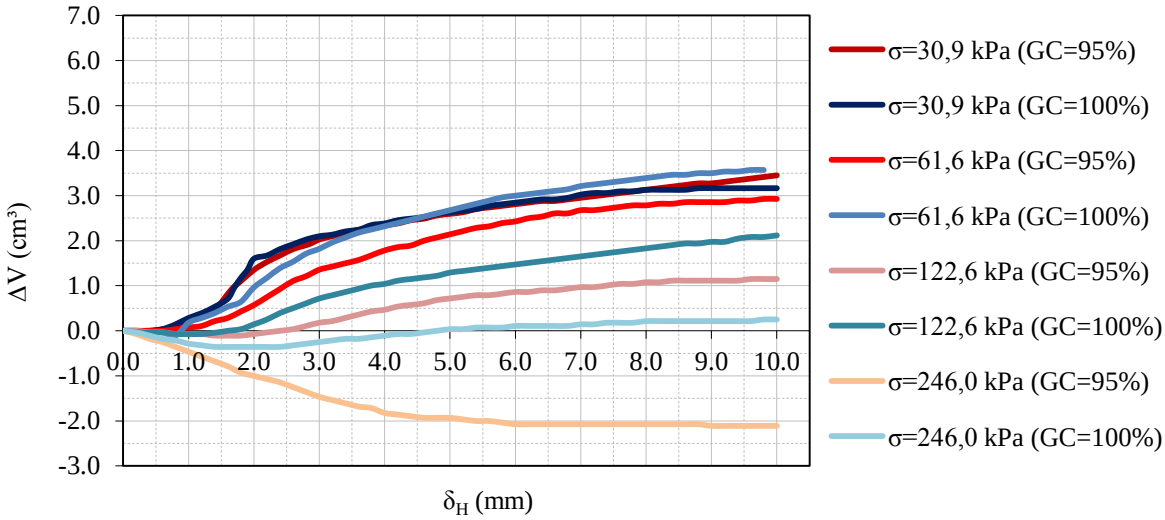

Figura 5.21 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95%.

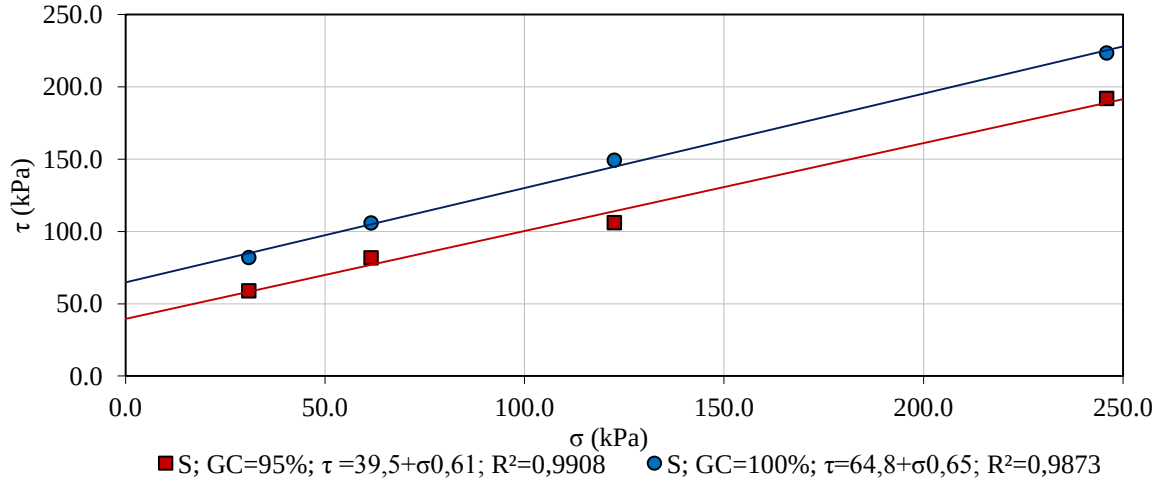

Figura 5.22 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras (S) com *GC* = 95% e *GC* = 100%.

5.3.5 Resultados para o Solo Arenoso com e sem Fibras com GC = 100%

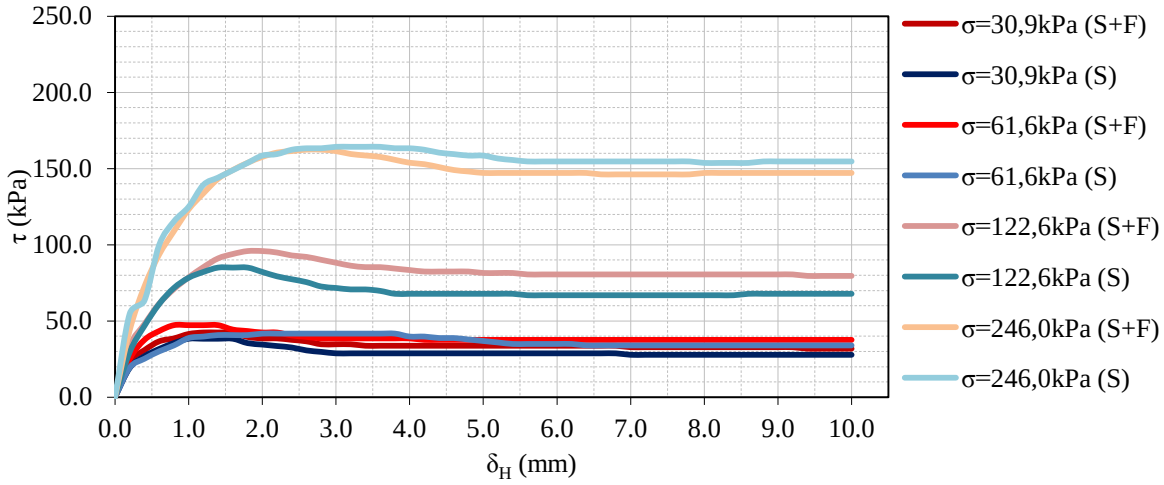

Figura 5.23 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%.

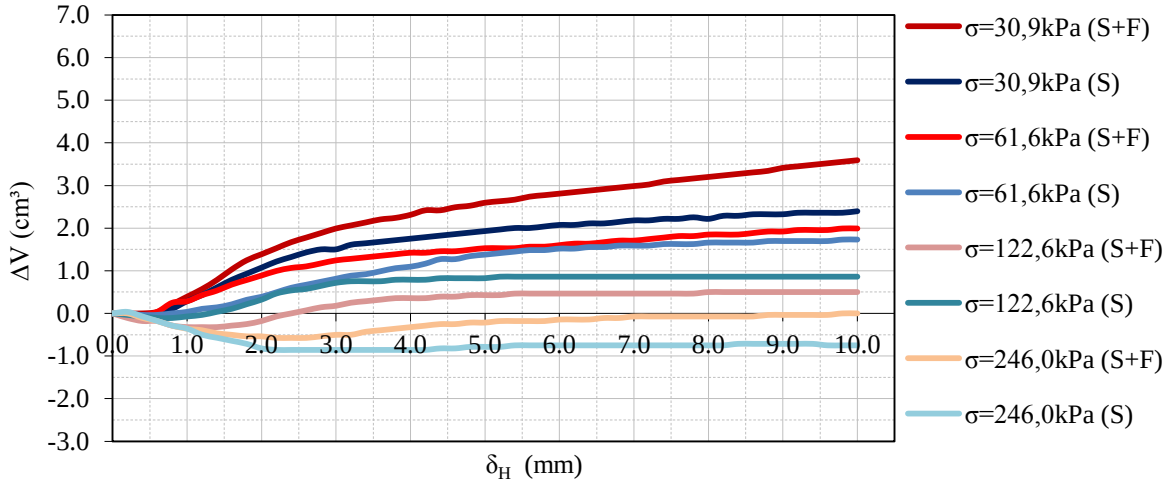

Figura 5.24 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%.

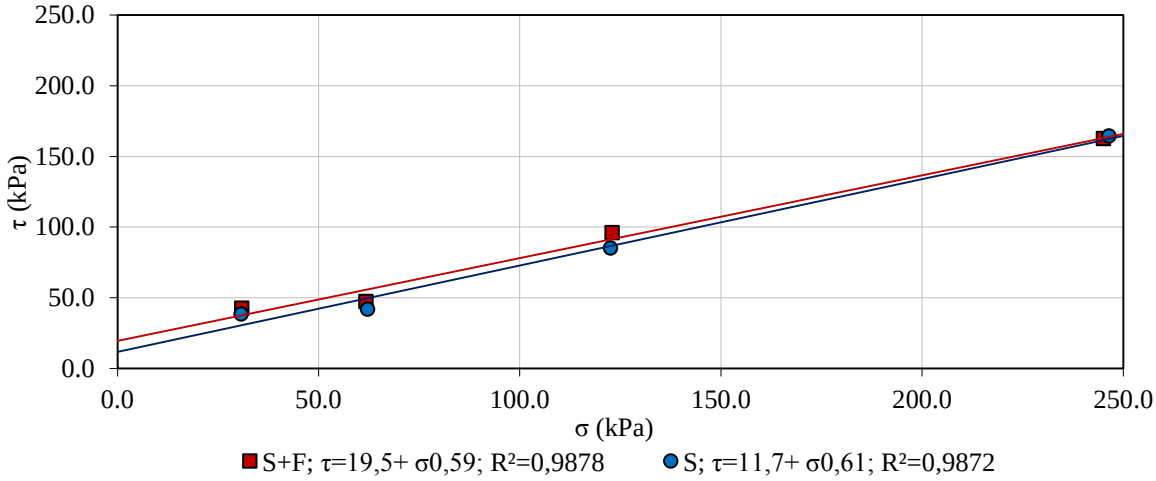

Figura 5.25 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%.

5.3.6 Resultados para o Solo Arenoso com e sem Fibras com GC = 95%

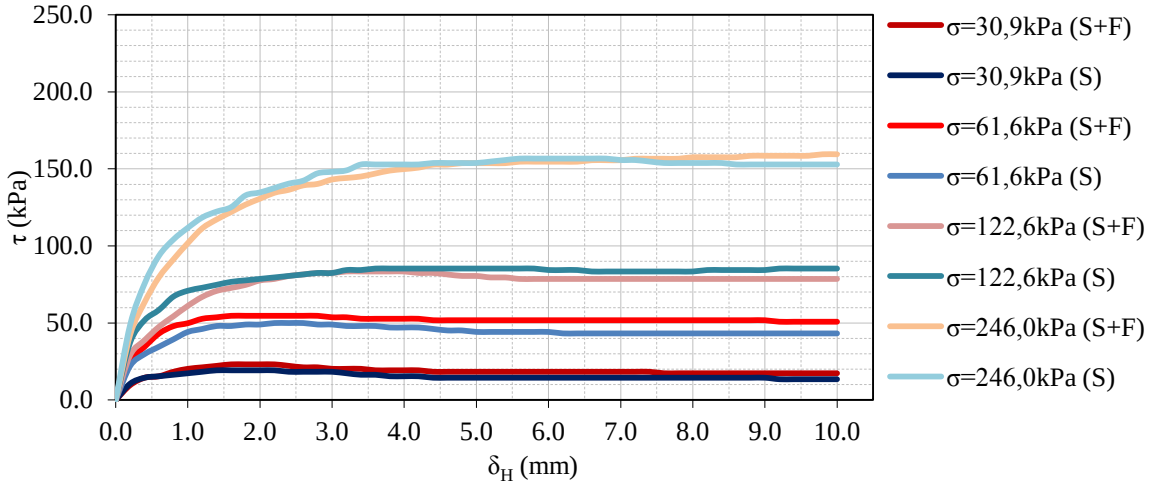

Figura 5.26 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com GC = 95%.

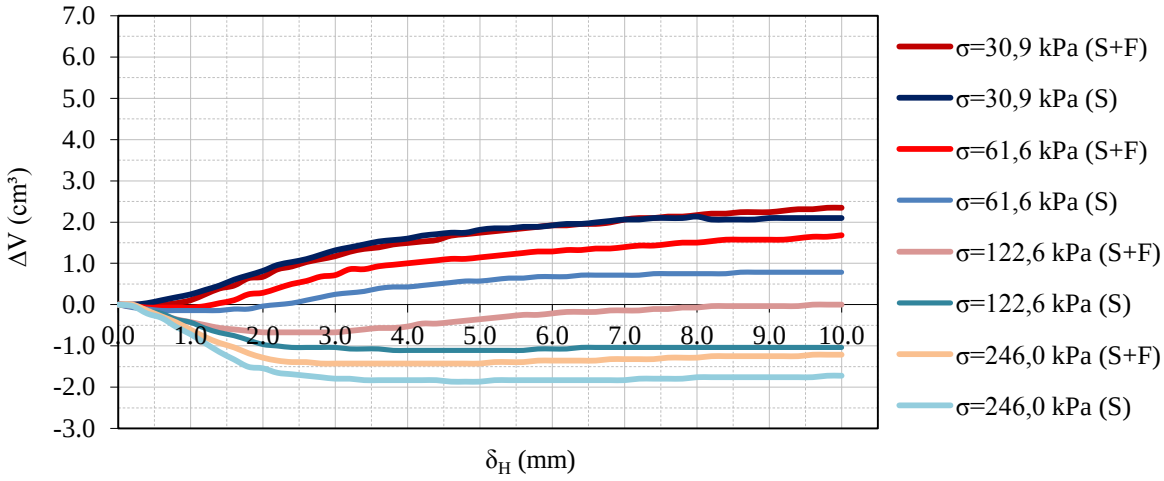

Figura 5.27 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%.

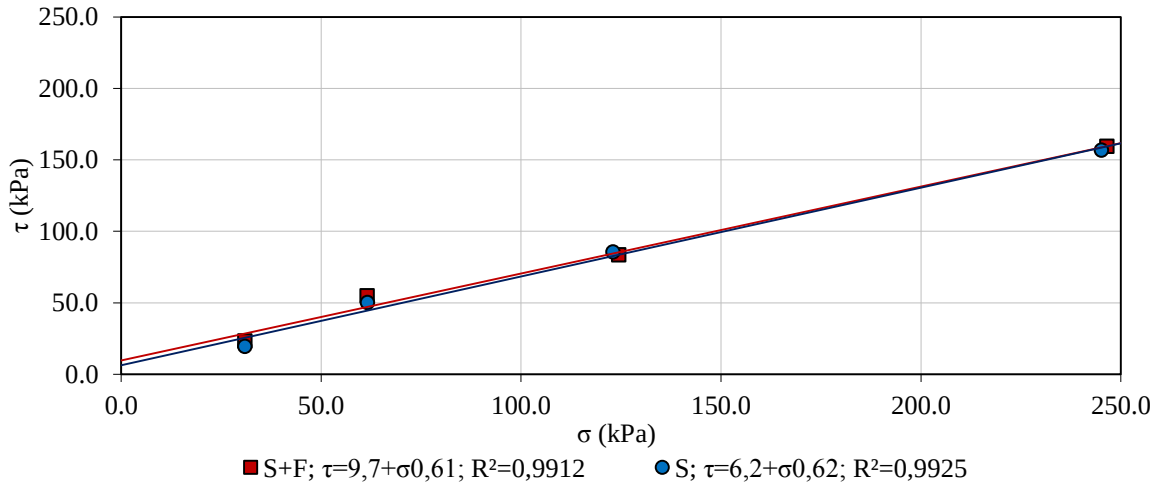

Figura 5.28 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%.

5.3.7 Síntese dos Resultados para o Solo Arenoso

As tensões normais totais (σ), cisalhantes máximas (τ) e variações percentuais dessa, obtidas dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso com e sem fibras com *GC* = 100% encontram-se na Tabela 5.5, e para o *GC* = 95% na Tabela 5.7. Os parâmetros, coesão e ângulo de atrito interno e variações percentuais desses, para ambos os ensaios encontram-se na Tabela 5.6 e Tabela 5.8, e ambas envoltórias na Figura 5.29.

Tabela 5.5 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%).

Carga normal aplicada (kg)	σ (kPa)	Solo sem Fibras τ (kPa)	Solo com Fibras τ (kPa)	Variação de τ (%)
1	30,9	38,4	42,4	10,6
2	61,6	41,7	47,3	13,3
4	122,6	85,0	95,9	12,7
8	246,0	164,3	162,4	-1,1

Tabela 5.6 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%).

Resultados	Solo sem Fibras	Solo com Fibras	Variação (%)
Coesão *c* (kPa)	11,7	19,5	66,4
Coeficiente de atrito *tan* ϕ	0,61	0,59	-
Ângulo de atrito interno ϕ (°)	31,4	30,3	-3,5

Tabela 5.7 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%).

Carga normal aplicada (kg)	σ (kPa)	Solo sem Fibras τ (kPa)	Solo com Fibras τ (kPa)	Variação de τ (%)
1	30,9	19,3	23,1	20,0
2	61,6	50,0	54,7	9,4
4	122,6	85,3	83,4	-2,2
8	246,0	156,7	159,5	1,8

Tabela 5.8 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%).

Resultados	Solo sem Fibras	Solo com Fibras	Variação (%)
Coesão *c* (kPa)	6,2	9,7	55,5
Coeficiente de atrito *tan* ϕ	0,62	0,61	-
Ângulo de atrito interno ϕ (°)	31,9	31,3	-1,7

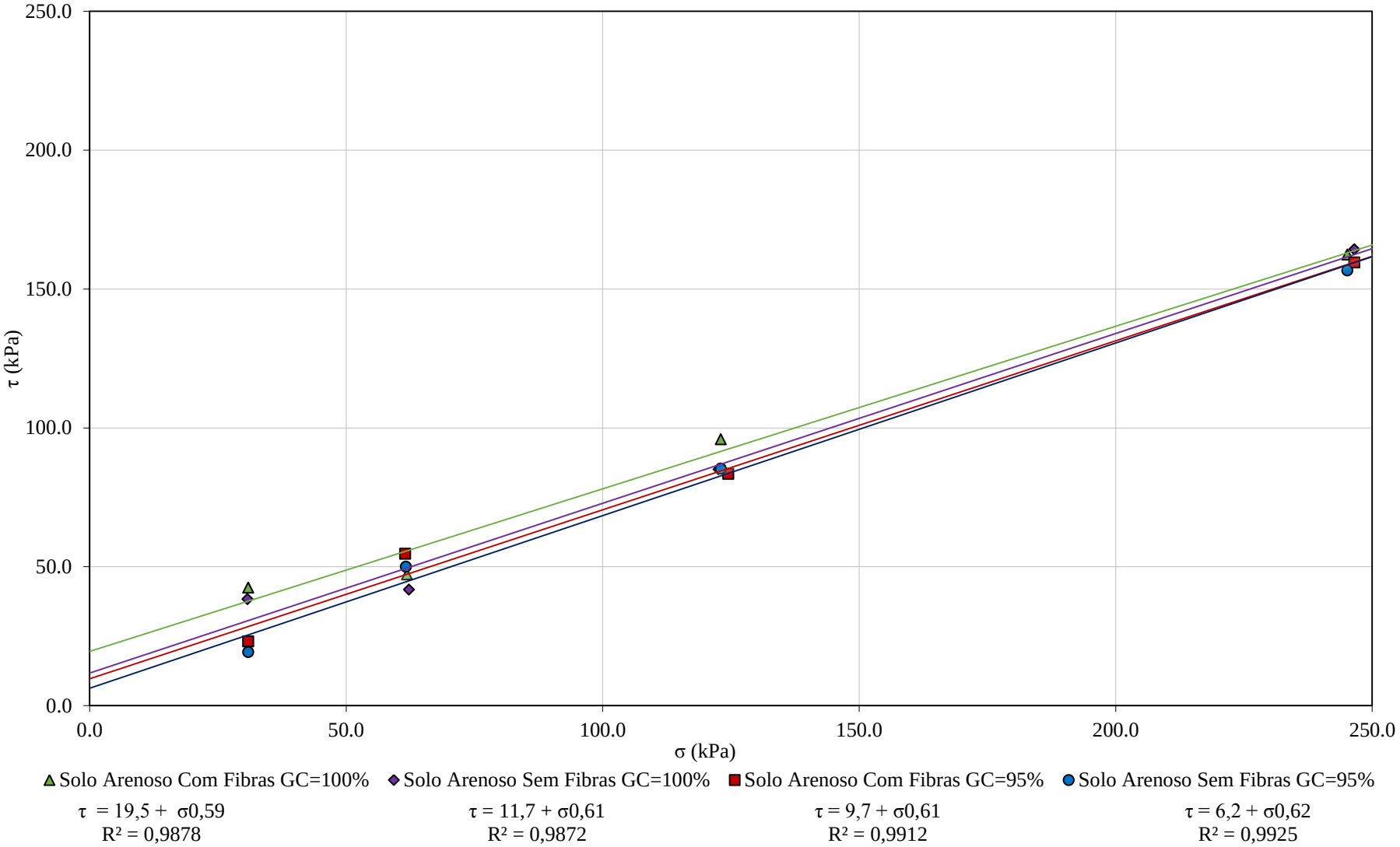

Figura 5.29 - Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto do solo arenoso sem fibras e com teor de 1,5% de fibras PET 20 mm (GC = 100% e GC = 95%).

5.3.8 Resultados para o Solo Argiloso com e sem Fibras com GC=100%

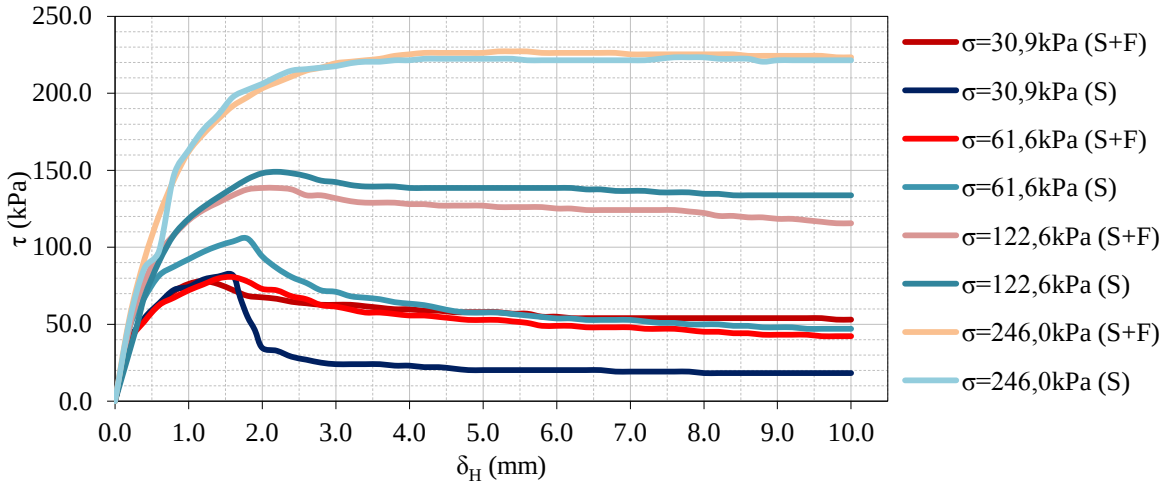

Figura 5.30 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%.

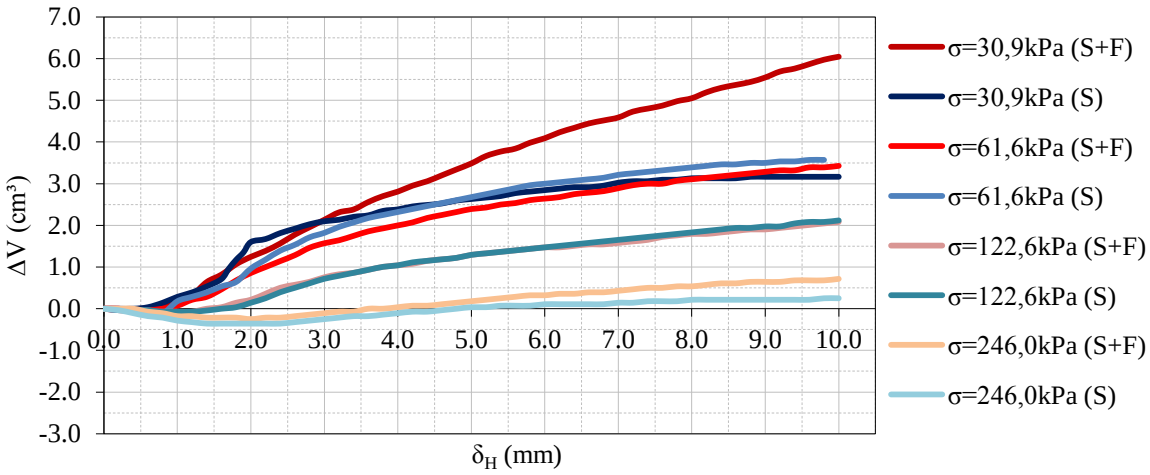

Figura 5.31 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%

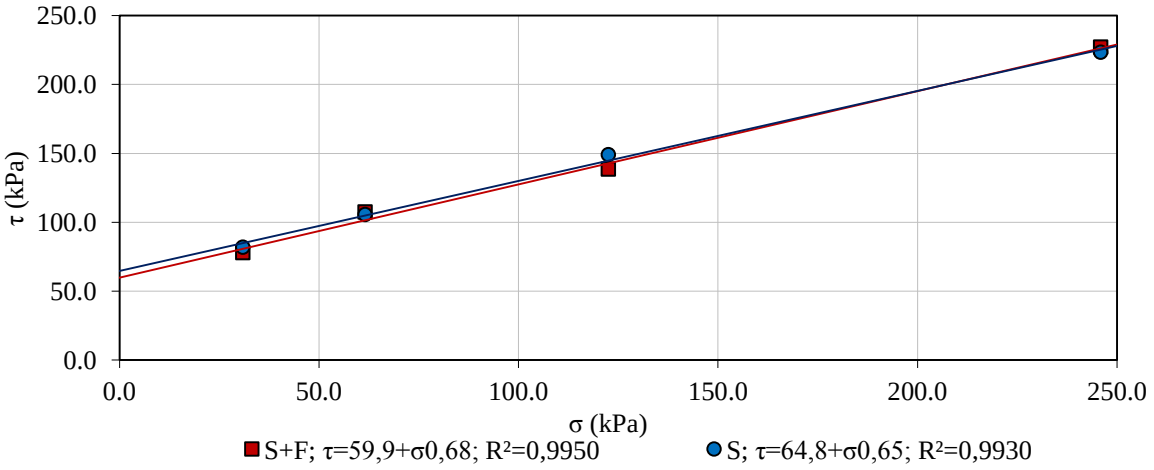

Figura 5.32 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 100%.

5.3.9 Resultados para o Solo Argiloso com e sem Fibras com GC=95

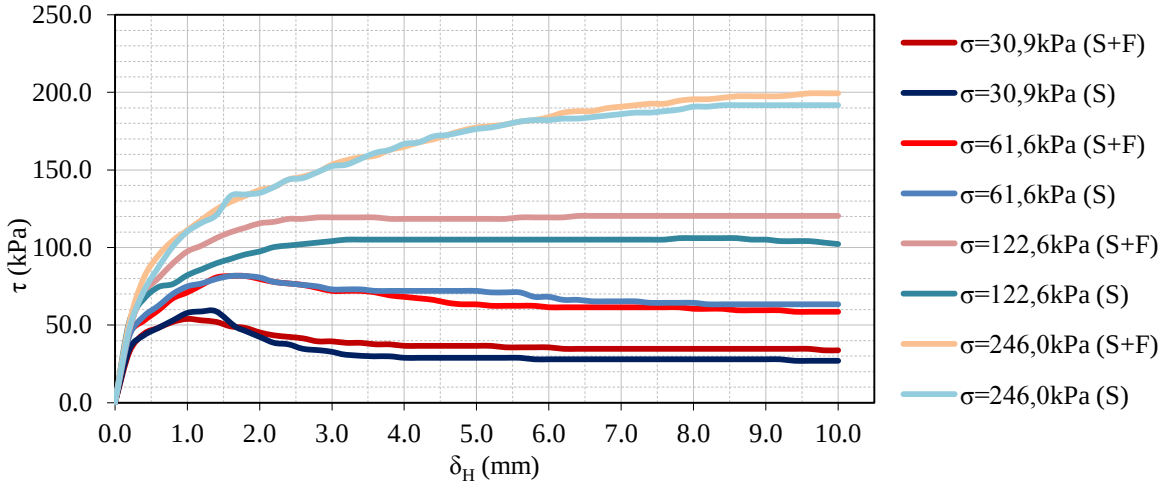

Figura 5.33 - Tensão Cisalhante X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%.

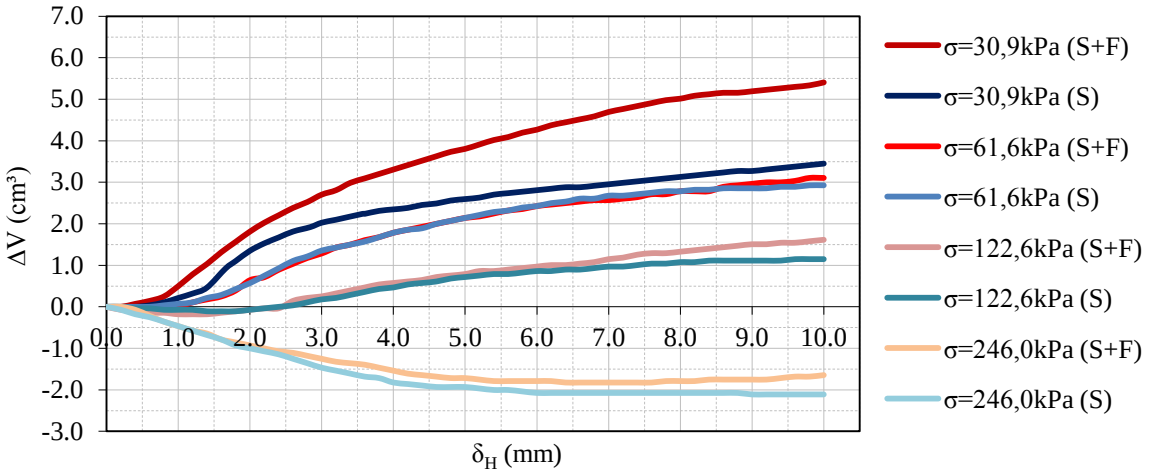

Figura 5.34 - Variação Volumétrica X Deslocamento Horizontal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%.

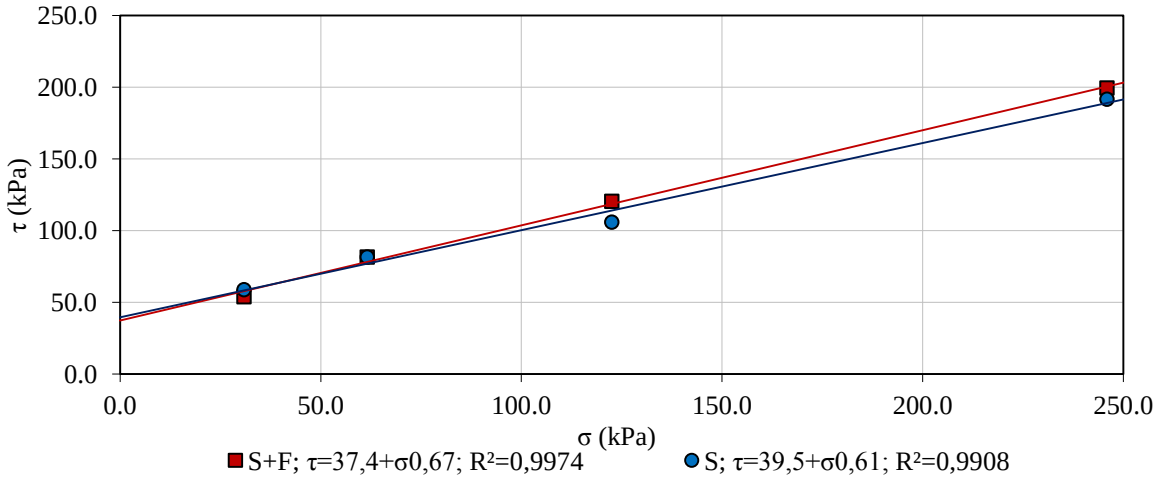

Figura 5.35 - Tensão Cisalhante X Tensão Normal dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com o teor de 1,5% de fibras PET de 20 mm (S+F) e sem fibras (S) com *GC* = 95%.

5.3.10 Síntese dos Resultados para o Solo Argiloso

As tensões normais totais (σ), cisalhantes máximas (τ) e variações percentuais dessa, obtidas dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso com e sem fibras com *GC* = 100% encontram-se na Tabela 5.9, e para o *GC* = 95% na Tabela 5.11. Os parâmetros, coesão e ângulo de atrito interno e variações percentuais desses, para ambos os ensaios encontram-se na Tabela 5.10 e Tabela 5.12, e ambas envoltórias na Figura 5.36.

Tabela 5.9 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%).

Carga normal aplicada (kg)	**σ (kPa)**	**Solo sem Fibras τ (kPa)**	**Solo com Fibras τ (kPa)**	**Variação de τ (%)**
1	30,9	82,0	78,1	-4,7
2	61,6	105,7	107,6	1,8
4	122,6	149,1	138,5	-7,1
8	246,0	223,4	227,2	1,7

Tabela 5.10 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 100%).

Resultados	**Solo sem Fibras**	**Solo com Fibras**	**Variação (%)**
Coesão *c* (kPa)	64,8	59,9	-7,6
Coeficiente de atrito *tan* ϕ	0,65	0,68	-
Ângulo de atrito interno ϕ (°)	33,1	34,1	2,9

Tabela 5.11 - Tensões totais (σ) e cisalhantes (τ) dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%).

Carga normal aplicada (kg)	**σ (kPa)**	**Solo sem Fibras τ (kPa)**	**Solo com Fibras τ (kPa)**	**Variação de τ (%)**
1	30,9	58,8	54,0	-8,2
2	61,6	81,7	81,7	0,0
4	122,6	106,1	120,4	13,5
8	246,0	191,8	199,4	4,0

Tabela 5.12 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com o teor de 1,5% de fibras PET com 20 mm (*GC* = 95%).

Resultados	**Solo sem Fibras**	**Solo com Fibras**	**Variação (%)**
Coesão *c* (kPa)	39,5	37,4	-5,4
Coeficiente de atrito *tan* ϕ	0,61	0,67	-
Ângulo de atrito interno ϕ (°)	31,3	33,6	7,3

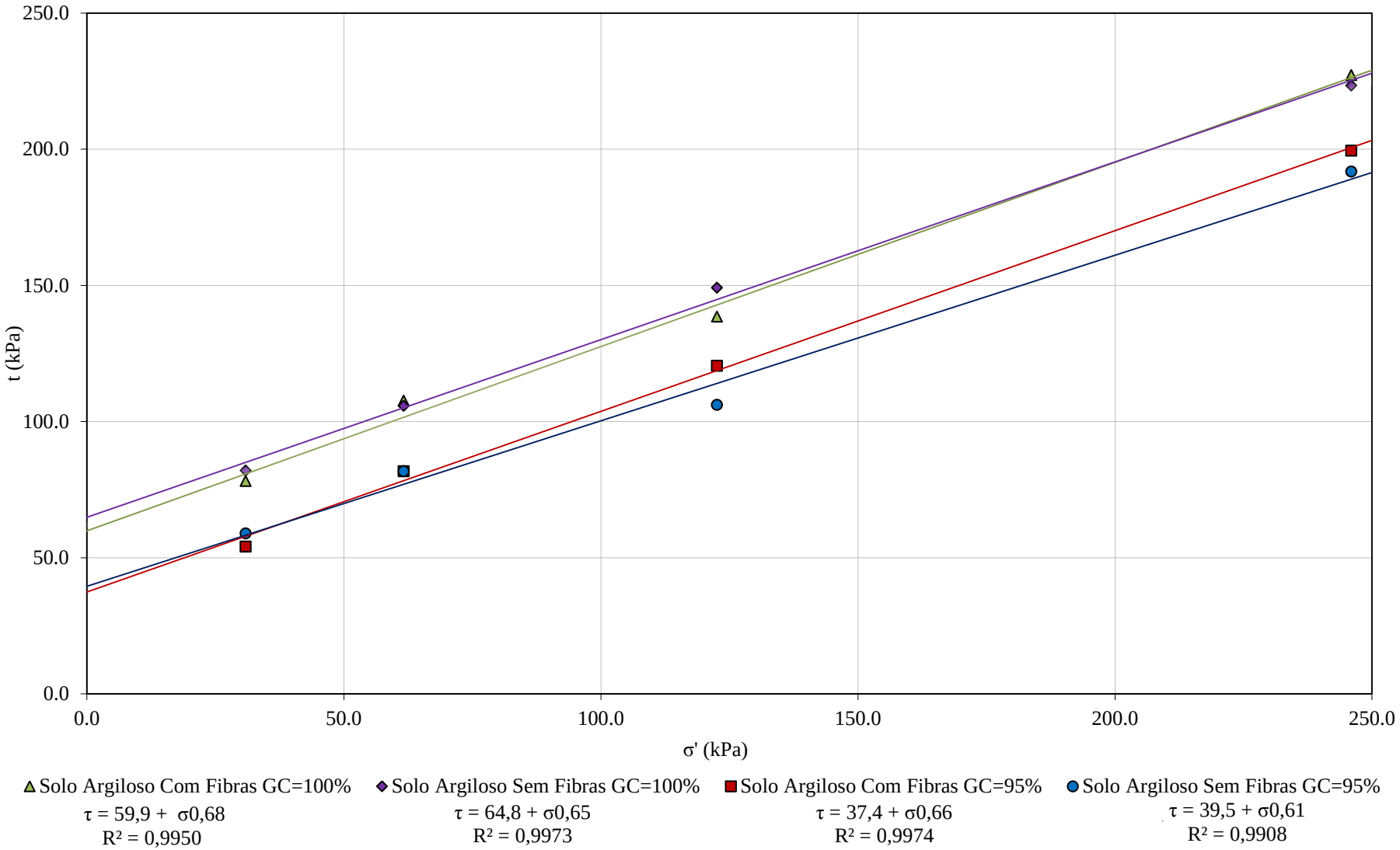

Figura 5.36 - Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso sem fibras e com teor de 1,5% de fibras PET 20 mm (GC = 100% e GC = 95%).

5.3.11 Envoltórias do Solo Arenoso e Argiloso com e sem Fibras com GC = 100% e GC = 95%.

Todas as envoltórias obtidas tanto para o solo argiloso quanto arenoso, encontram-se na Figura 5.37.

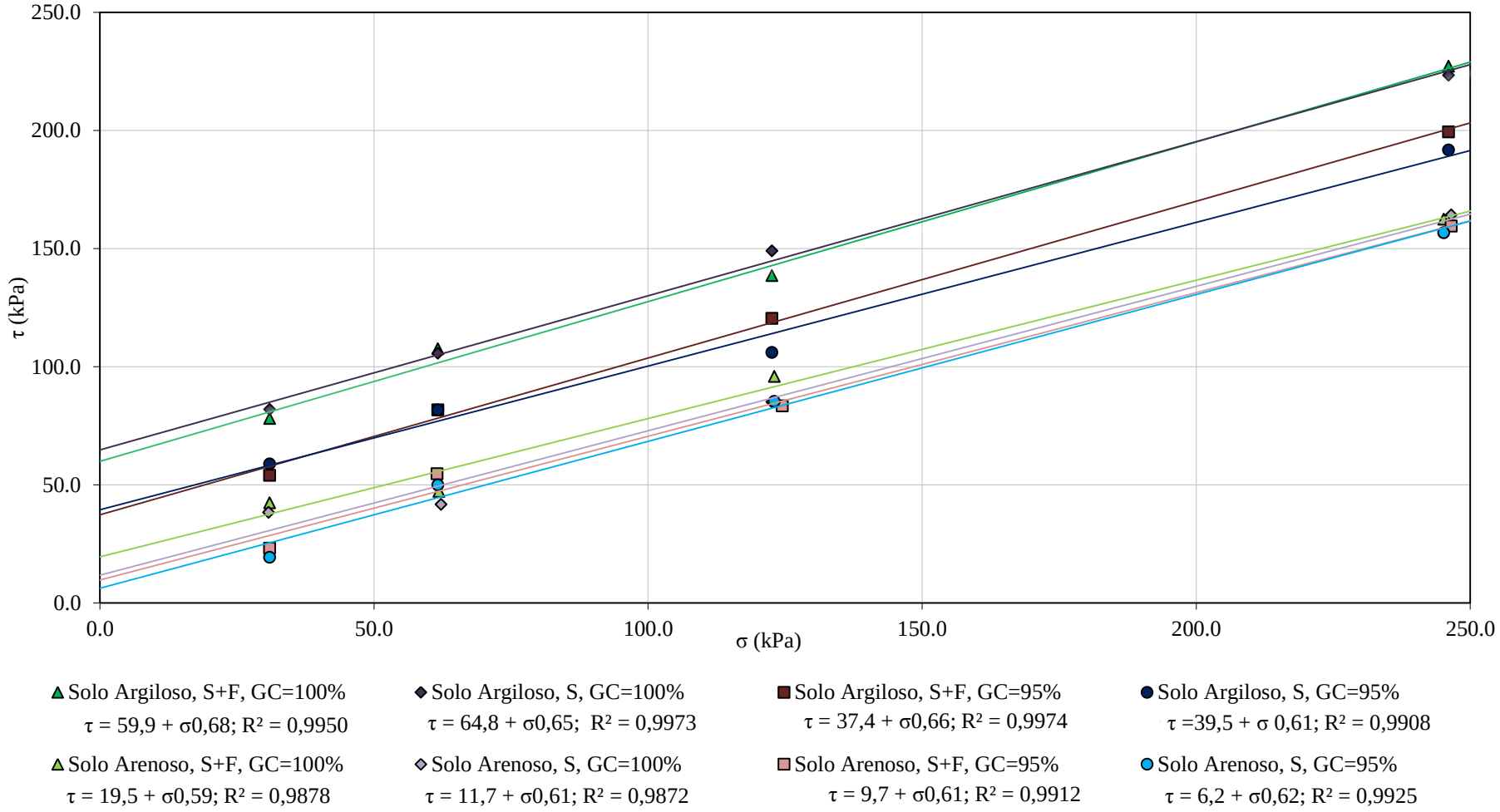

Figura 5.37 - Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto do solo argiloso e arenoso sem fibras (S) e com 1.5% de fibras PET 20 mm (S+F) com *GC* = 100% e *GC* = 95%.

Os parâmetros de resistência dos solos com o teor de 1,5% de fibra de 20 mm e sem fibras: ângulo de atrito interno (ϕ) e intercepto coesivo (c), definidos através das envoltórias de ruptura, após ajuste linear dos pontos (σ_n, $\tau_{máx}$), representados nos diagramas τ x σ, estão sintetizados na Tabela 5.13. A análise desses revela o aumento de 66,4% na coesão de intercepto para o solo arenoso reforçado com grau de compactação 100%, e de 55,5% com grau de 95%, e redução de 3,5% no ângulo de atrito interno com grau de 100% e de 1,7% com grau de 95%. Enquanto para o solo argiloso reforçado houve redução de 7,6% no intercepto coesivo e 5,4% com grau de compactação 100% e 95% respectivamente, e aumentos relativos de 2,9% e de 7,3% no ângulo de atrito interno.

Tabela 5.13 – Síntese dos parâmetros de resistência obtidos dos ensaios de cisalhamento direto dos solos arenoso e argiloso com e sem fibras com *GC* = 100% e *GC* = 95% e suas variações.

Solo	Arenoso				Argiloso			
Grau de compactação *GC* (%)	100		95		100		95	
Fibras PET 1,5% 20 mm	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
Coesão *c* (kPa)	11,7	19,5	6,2	9,7	64,8	59,9	39,5	37,4
Variação de *c* (kPa)	+7,8		+3,5		-4,9		-2,1	
Variação de *c* (%)	+66,4		+55,5		-7,6		-5,4	
Ângulo de atrito interno ϕ (°)	31,4	30,3	31,9	31,3	33,1	34,1	31,3	33,6
Variação de ϕ (°)	-1,1		-0,6		+1		+2,3	
Variação de ϕ (%)	-3,5		-1.7		+2,9		+7,3	

As envoltórias de resistência dos solos com fibras, estudadas até o nível de tensão 246 kPa, são ajustadas de forma linear, sendo praticamente paralelas as do solo sem fibra, ou seja, não se nota a bilinearidade relatada por Maher & Gray (1990). É possível que as tensões de confinamento utilizadas sejam menores do que a crítica, e as fibras deslizem durante a deformação. Após os ensaios de cisalhamento, Figura 5.38, os corpos de prova foram lavados com auxílio de uma peneira fina, não sendo verificado o rompimento de qualquer fibra.

Figura 5.38 – Corpos de prova de solo arenoso argiloso com fibras após ensaio de cisalhamento direto.

Observa-se que nas curvas tensão x deslocamento (τ x δ_H) obtidas para ambos os solos com e sem fibras com grau de compactação 100%, que depois de atingir o valor máximo da tensão cisalhante ($\tau_{máx}$), a resistência cai mais acentuadamente ao se aumentar a deformação do que com grau de compactação de 95%. O aspecto das curvas as caracteriza respectivamente por ruptura frágil, típica de ocorrência em argilas rijas e duras ou areias compactas, e ruptura plástica, típica de ocorrência em argilas moles ou médias ou areias fofas ou pouco compactas.

A partir da análise das curvas variação de volume x deslocamento (ΔV x δ_H) obtidas plotando-se os pontos (δ_H; ΔV) tem-se que o sentido da variação de volume do corpo de prova (ΔV), positivo quando há expansão e negativo para compressão, pode se inverter. Tanto no solo arenoso quanto no argiloso, para tensões normais mais baixas, 30,9 kPa e 61,6 kPa, correspondentes às cargas aplicadas de 1 e 2 kg, com relação às variações de volume, após uma pequena redução inicial, verifica-se um aumento à medida que o solo é cisalhado, fenômeno que recebe o nome de dilatância.

Observa-se maior dilatância nos solos com fibras do que nos sem fibras. Por oportuno, registre-se que para as tensões confinantes mais altas, a tendência é de diminuição de volume, sendo está mais efetiva no grau de compactação 95% que no de 100%.

No caso do solo mais compacto, em que os grãos encontram-se entrosados, iniciado processo de cisalhamento, estes deslizarão uns por sobre os outros de forma a atingir a posição de menor compacidade, ocorrendo um aumento de volume. Já no caso do solo mais fofo, as tensões cisalhantes permitem um maior entrosamento dos grãos, com consequente redução de volume.

A redução de volume por um lado e o aumento por outro, conduzem à ideia de um estado de compacidade intermediário, no qual não ocorressem variações de volume, ou seja, o cisalhamento passaria a acontecer a volume constante. Esse estado de compacidade é definido em termos de um índice de vazios, denominado de índice de vazios crítico e diz-se que nessas condições atinge-se um estado característico do solo chamado de estado crítico.

Deve-se ter em vista ao analisar os resultados dos ensaios de cisalhamento direto isoladamente o fenômeno da ruptura progressiva, que provoca uma distribuição não uniforme de tensões e deformações ao longo do plano de cisalhamento. No início do ensaio ocorre uma concentração de deformações próxima às bordas do corpo de prova, que tendem a decrescer em direção ao centro da amostra. Dessa forma as tensões despertadas

em cada local serão diferentes, de forma que quando nas bordas forem atingidas a deformação e a tensão de ruptura, tem-se próximo ao centro da amostra tensões inferiores à de ruptura. À medida que aumentam as deformações, a ruptura caminha em direção ao centro e uma vez que as extremidades já passaram pela ruptura, ocorrem aí agora tensões menores que a de ruptura.

Os planos de ruptura determinados podem ainda não serem os mais fracos, e os esforços que atuam em outros planos que não o de ruptura, não podem ser estimados durante a realização do ensaio senão quando no instante de ruptura, tal qual seria possível num ensaio de compressão triaxial, podendo os ensaios de cisalhamento estar superestimando levemente os parâmetros de resistência.

5.4 Aplicação dos Resultados

Os resultados obtidos da aplicação dos parâmetros de resistência nos casos hipotéticos de capacidade de carga de um sistema sapata-solo pelo método de Vésic e estabilidade de taludes de aterro pelo método de Equilíbrio Limite (MEL) de Bishop Simplificado encontram-se nos itens a seguir.

5.4.1 Capacidade de Carga de Fundações em Sapatas

Para a simulação foi considerada uma sapata quadrada de dimensões iguais a 1,5 m apoiada a 1,5 m de profundidade, sem a presença de nível d'água. Os valores de capacidade de carga de Vésic, para cada uma das combinações de solos sem e com fibras para os diferentes graus de compactação, foram calculados com auxílio de uma planilha eletrônica, os dados de entrada e saída estão apresentados na Tabela 5.14 e a comparação gráfica na Figura 5.39.

Tabela 5.14 –Dados de entrada e saída dos cálculos de capacidade de carga de Vésic realizados.

Dados de Entrada	Tipo de sapata	Quadrada							
	Largura B (m)	1,5							
	Altura de assentamento h (m)	1,5							
	Influência do nível d'água	Não							
	Solo	Arenoso				Argiloso			
	Peso específico γ (kN/m³)	21,15				20,92			
	Grau de compactação GC (%)	100		95		100		95	
	Fibras PET 1,5% 20 mm	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
	Ângulo de atrito interno ϕ (°)	31,4	30,3	31,9	31,3	33,1	34,1	31,3	33,6
	Coesão c (kPa)	11,7	19,5	6,2	9,7	64,8	59,9	39,5	37,4
	Tipo de ruptura	Geral	Geral	Local	Local	Geral	Geral	Geral	Geral
Dados de Saída	Parcela de coesão ($c.N_c.S_c$)	647,8	973,3	233,3*	346,2*	4236,6	4333,2	2166,3	2571,2
	Parcela de sobrecarga ($q.N_q.S_q$)	1104,0	957,0	774,9*	720,3*	1368,8	1568,3	1077,8	1464,7
	Percela de atrito ($1/2.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma$)	262,7	222,9	178,2*	163,6*	336,4	392,6	256,0	363,3
	Capacidade de Carga σ_r (kPa)	2014,5	2153,2	1186,5	1230,2	5941,8	6294,1	3500,1	4399,2
	Variação de σ_r (kPa)	+138,7		+43,7		+352,4		+899,2	
	Variação de σ_r (%)	+6,9		+3,7		+5,9		+25,7	

(*) Valores médios entre as parcelas de ruptura geral e por puncionamento.

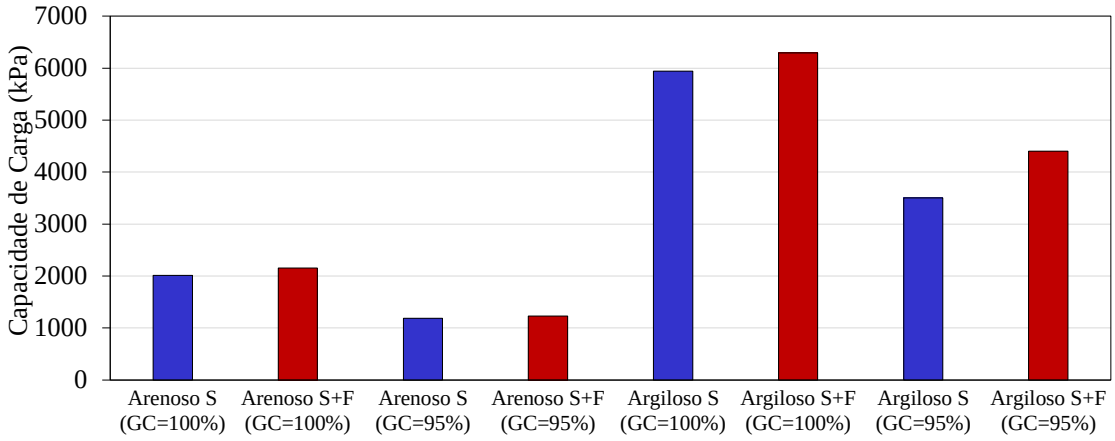

Figura 5.39 – Capacidade de carga de Vésic para os solos arenoso e argiloso, sem fibras (S), e com 1,5% de fibras PET 20 mm (S+F) , com graus de compactação GC = 100% e GC = 95%.

Os valores de capacidade de carga se mostram mais elevados para o solo argiloso do que para o solo arenoso. Observam-se ainda aumentos de 6,9% (138,7 kPa) em relação à capacidade de carga para o solo arenoso reforçado com grau de compactação 100%, e de 3,7% (43,7 kPa) com grau de 95%. Enquanto que para o solo argiloso reforçado houve aumento de 5,9% (352,4 kPa), e 25,7% (899,2 kPa), com grau de compactação 100% e 95% respectivamente.

5.4.2 Estabilidade de Taludes de Aterro

Utilizou-se o programa RASS (*Risk Analysis applied to Slope Stability*), desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", nas análises determinísticas, pelo método Bishop Simplificado.

Para a simulação foi considerado um talude de aterro com altura (h) de 2 m avaliado sob diferentes condições de inclinação (30°, 45° e 60°), constituídos dos solos estudados (arenoso e argiloso sem fibras e com 1,5% de fibras PET), sobre o solo arenoso em condições naturais, conforme Figura 5.40, com parâmetros, γ = 15,9 kN/m³, c = 3 kPa, ϕ = 29,9º, segundo Fagundes (2014), sem considerar a presença de água.

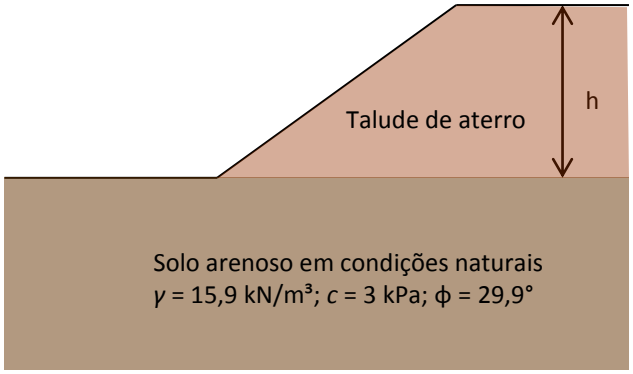

Figura 5.40 – Esquema do talude considerado na simulação.

A verificação dos *FS* realizada pelo programa é feita através de tentativas de posicionamento da superfície de ruptura, a partir da variação de uma malha de posições do centro e do raio de uma superfície circular. A malha de centros considerada está representada na Figura 5.41. Os raios adotados para cada ponto foram de 3; 3,25; 3.50; 3.75; 4.0; 4.25; 4.5; 4.75 e 5 m desde que tocassem a superfície do talude considerado no análise.

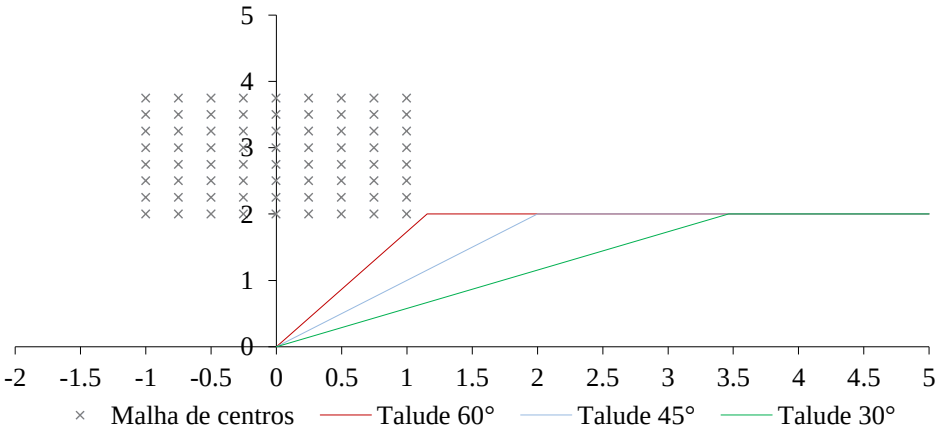

Figura 5.41 - Malha de centros adotada para o cálculo do *FS* através do programa RASS.

A segurança é verificada através do menor valor obtido entre todas possíveis superfícies de ruptura. Os fatores de segurança (*FS*) obtidos para cada uma das combinações, bem como as variações (*ΔFS*) estão apresentados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Fatores de segurança obtidos pelos métodos de Bishop Simplificado (FS) através do programa RASS para cada uma das combinações estudadas.

θ (°)	Solo	γ (kN/m³)	*GC* (%)	Fibras	ϕ (°)	*c* (kPa)	*h* = 2 m	
							FS	*ΔFS* (%)
30	Arenoso	21,15	100	Sem	31,4	11,7	2,711	16,1
				Com	30,3	19,5	3,147	
			95	Sem	31,9	6,2	2,328	11,4
				Com	31,3	9,7	2,594	
	Argiloso	20,92	100	Sem	33,1	64,8	4,943	-3,4
				Com	34,1	59,9	4,773	
			95	Sem	31,3	39,5	4,046	-1,8
				Com	33,6	37,4	3,975	
45	Arenoso	21,15	100	Sem	31,4	11,7	2,447	18,3
				Com	30,3	19,5	2,894	
			95	Sem	31,9	6,2	2,007	14,4
				Com	31,3	9,7	2,296	
	Argiloso	20,92	100	Sem	33,1	64,8	4,788	-3,4
				Com	34,1	59,9	4,627	
			95	Sem	31,3	39,5	3,868	-1,8
				Com	33,6	37,4	3,796	
60	Arenoso	21,15	100	Sem	31,4	11,7	2,348	19,6
				Com	30,3	19,5	2,807	
			95	Sem	31,9	6,2	1,662	28,3
				Com	31,3	9,7	2,131	
	Argiloso	20,92	100	Sem	33,1	64,8	4,729	-3,3
				Com	34,1	59,9	4,571	
			95	Sem	31,3	39,5	3,806	-2,1
				Com	33,6	37,4	3,728	

Observam-se maiores *FS* quanto menos inclinado for o talude e quanto maior o grau de compactação. O solo argiloso apresenta valores de *FS* maiores que o solo arenoso. Ressaltam-se ainda aumentos nos *FS* dos taludes de aterro de solo arenoso reforçado com fibras independente da geometria, de +11,4% a +28,3% em relação ao não reforçado. Enquanto para os de solo argiloso reforçado, ocorreram variações -3.3% a -1,8% em relação ao não reforçado.

A comparação gráfica dos valores de FS para o solo arenoso encontra-se na Figura 5.42 e para o solo argiloso na Figura 5.43, representando de forma mais clara as variações nos solos com e sem fibras.

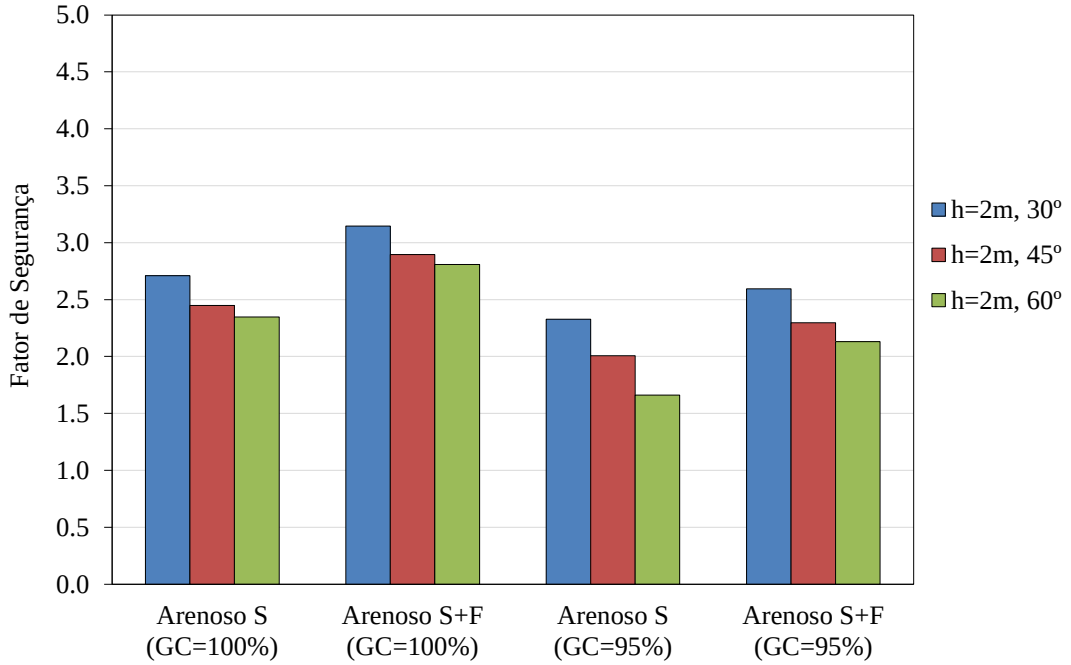

Figura 5.42 - Fatores de segurança dos taludes de aterro de solo arenoso, sem fibra (S) e com 1,5% de fibras PET 20 mm (S+F), com graus de compactação *GC* = 100% e *GC* = 95%.

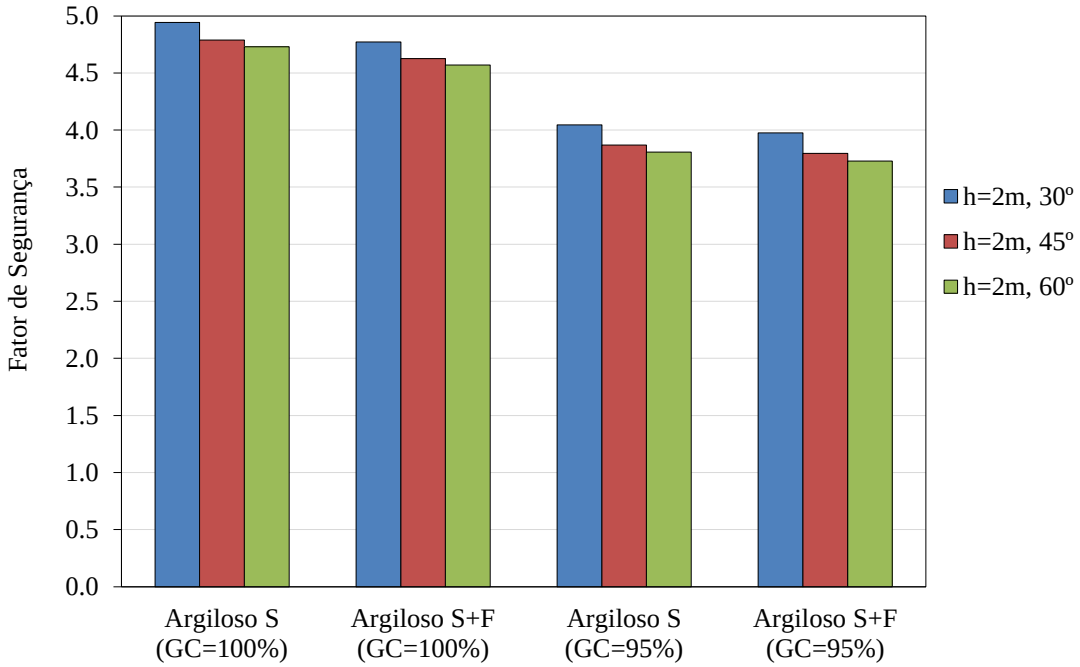

Figura 5.43 - Fatores de segurança dos taludes de aterro de solo argiloso, sem fibra (S) e com 1,5% de fibras PET 20 mm (S+F), com graus de compactação *GC* = 100% e *GC* =95%.

6 CONCLUSÃO

A partir dos resultados apresentados e analisados nos itens anteriores foi possível chegar à conclusão de que a adição de fibras discretas recicladas constituídas de PET ao solo proporciona o desenvolvimento de um novo material geotécnico com características próprias.

Obteve-se que o comprimento de fibra L = 20 mm com teor de 1,5% em relação à massa de solo seco, entre os comprimentos de 10, 15, 20 e 30 mm e teores de 0,25%, 0,5%, 0,75%, 1%, 1,5% e 2%, conduz ao maior valor de resistência não confinada para a amostra de solo arenoso de Bauru, SP, representando um aumento percentual de 92,8% em relação ao solo sem fibra. Enquanto para o solo argiloso, essa mesma combinação representa um aumento de 10,5%.

As envoltórias de resistência do solo com essa dosagem de fibras, estudadas até um elevado nível de tensões, são ajustadas de forma linear, sendo praticamente paralelas as do solo sem fibra e acima desse nível.

Os valores de ângulo de atrito interno das misturas são pouco influenciados pelo uso de fibras nos solos arenosos. Em contrapartida, os valores de intercepto coesivo dos compósitos são mais influenciados. Diferente das argilas, na qual a inclusão das fibras gera um decréscimo da coesão e aumenta o ângulo de atrito. Resultados que seguem a mesma tendência conforme grau de compactação, 100% e 95%. Representando a melhoria na estimativa da capacidade de carga de fundações em sapatas para ambos os solos e o aumento do fator de segurança em análises de estabilidade de talude para o solo arenoso de casos hipotéticos.

O trabalho oferece uma alternativa para a melhoria de solos viável tecnicamente e que prioriza o reuso de garrafas PET, colaborando para preservação ambiental, mas não só, pois a atividade promove ainda benefícios sociais e econômicos, já que a indústria recicladora de PET no Brasil é economicamente viável, sustentável e funcional, gerando impostos, empregos, renda e todos os demais benefícios de uma indústria de base sólida.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGARWAL, B. D.; BROUTMAN, L. J.; CHANDRASHEKHARA, K. (1980). *Analysis and Performance of Fiber Composities 3 ed.* John Wiley & Sons.

AL-REFEAI, T. (1986). Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions. *Geotextiles and Geomembranes v. 10, n. 4*, p. 319-333.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2004). D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. 6 p.

ASHBY, M. F., & JONES, D. R. (1996). Engineering Materials 2. Pergamon Press.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE INDÚSTRIA DE PET - ABIPET. (2013). Indústria do PET no Brasil: Mercado, Perspectivas e Reciclagem. *Panorama da Associação Brasileira de Indústria de PET*, 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE INDÚSTRIA DE PET - ABIPET. (2016). Décimo Censo da Reciclagem de PET no Brasil. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. (1984). Solo – Análise granulométrica: NBR 7181. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. (1995). Rochas e Solos: NBR 6502. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCANICAS. (1986). Solo - Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas: NBR 09604. 9 p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). Solo – Determinação do limite de liquidez: NBR 6459. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). Solo – Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1992). Solo coesivo – Determinação a resistência a compressão de solo não confinado: NBR 12770. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). Pré-forma de PET para sopro de embalagem para alimentos e bebidas - Requisitos e métodos de ensaio: NBR 15588. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457:2016 incorpora a Errata 1, de 12.07.2016. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). Solo - Ensaio de Compactação: NBR 7182. Origem: Projeto NBR 7182. 9 p.

BARBIERI, J. C. (2016). *Gestão Ambiental Empresarial: Conceitos, Modelos e Instrumentos, 4. ed. Atualizada e Ampliada.* São Paulo: Saraiva.

BIDLLE, D. (1993). Recycling for Profit: The New Green Business Frontier. Harvard Business Review. p 145 –156, nov-dec, Blucher Ltda.

BOTERO, E., OSSA, A., SHERWELL, G., & OVANDO-SHELLEY, E. (2015). Stress-strain behavior of a silty soil reinforced with polyethylene terephthalate (PET). *Geotext. Geomembr. 43* , 363-369.

BUDINSKI, K. (1996). Engineering Materials – Properties and Selection. New Jersey: Prentice Hall International, 5ed.

BUENO, B.S. et al. (1997). The mechanical response of reinforced soils using short randomly distributed plastic strips. *Recents Developements in Soil and Paviments Mechanics, 1997; COPPE. 1997, Rio de Janeiro; Rotterdam: A.A. Balkema, Rotterdam Geotechnical Engineering, 1997.*, p. 401-408.

BULUT, R., & LEONG, E. C. (2008). *Indirect measurement of suction. Laboratory and Field Testing of Unsaturated Soils, p. 21–32.*

CALAFUT, T., & MAIER, C. (1998). *Polypropylene: Definitive User's Guide and Databook,first ed.* New York: Plastic Design Library.

CALLISTER, W. D. (1994). Materials Science and Engineering; on Introduction. 3º Ed., John Wiley & Sons.

CAQUOT, A., & KÉRISEL, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des foundations em milieu pulvérulent. Proc. 3 Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Zurich, vol. 1.

CASAGRANDE, M. D. (2001). Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais. *Dissetação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.*

CASAGRANDE, M. D. (2005). Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. *Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.*

CASTRO, A. P. (2016). Influência da Compactação no Colapso de um Solo Arenoso. *Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual Paulista, FEB, Bauru*, 116 p.

CHUNLING LI, B. S. (2005). Mechanical response of fiber-reinforced soil. *PhD thesis, Faculty of the Graduate School of the University of Texas at Austin*.

CINTRA, J. C., AOKI, N., & ALBIERO, J. H. (2011). Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de textos.

CONSOLI, N. C., MONTARDO, J., PRIETTO, P. D., & PASSA, G. (2002). Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. *J. Geotech. Geoenviron. Engng, ASCE 128, No. 6*, 462–472.

CONSOLI, N., CASAGRANDE, M., & COOP, M. (2005). Effect of fiber-reinforcement on the isotropic compression behavior of a sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131 (11)*, 1434–1436.

CONSOLI, N., CASAGRANDE, M., PRIETTO, P., & THOMÉ, A. (2003). Plate load test on fiber-reinforced soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 129 (10)* , 951–955.

CONSOLI, N., FESTUGATO, L., & HEINECK, K. (2009a). Strain hardening behaviour of fiberreinforced sand in view of filament geometry. *Geosynthetics International 16 (2)*, 109-115.

CONSOLI, N., VENDRUSCOLO, M., FONINI, A., & DALLA ROSA, F. (2009b). Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. *Geotextiles and Geomembranes (27) 3*, 196-203.

DAS, B. M. (2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica.* São Paulo: Thomson.

DIAMBRA, A., IBRAIM, E., MUIR WOOD, D., & RUSSELL, A. (2010). Fibre reinforced sands:experiments and modelling. *Geotext. Geomembr. 28*, 238-250.

FAGUNDES, L. S. (2014). Avaliação da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical. *Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual Paulista, FEB, Bauru.*, 102p.

FATANI, M., BAUER, G., & AL-JOULANI, N. (1991). Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic. *Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.14, n.1.*, 78-87.

FAWCETT, R. G., & COLLIS-GEORGE, N. A. (1967.). *A filter paper method for determining the moisture characteristic of soil. Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry, v. 7(25), p. 162–167.*

FERNANDES, J. B. (2016). A Resistência e Deformabilidade de um Solo Não Saturado a partir de Ensaios Triaxiais. *Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual Paulista, FEB, Bauru.*, 144p.

FERREIRA, C. A. (2010). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Reforçados com Fibras através do Método de Elementos Discretos. *Dissertação de Mestrado, Pontifícea Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ.*, p. 23-34.

FESTUGATO, L., MENGER, E., BENEZRA, F., KIPPER, E. A., & CONSOLI, N. C. (2016). Fibre-reinforced cemented soils compressive and tensile strength assessment as a function of filament length. *Geotextiles and Geomembranes 45 (1)*.

FEUERHARMEL, M. R. (2000). Comportamento de solos reforçados com firas de polipropileno. *Dissertação (Mestardo), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.*

GIACOMETTI, W. B. (2017). Avaliação da Resistência Mecânica de Solo Argiloso por Meio de Inclusão de Fibras de Polietileno Tereftalato (PET). *Relatório de iniciação científica, Pibic*.

GRAY, D., & OHASHI, H. (1983). Mechanics of fibers reinforced in sand. *Journal of Geotechnical Engineering, v. 109, n. 3.*, p. 335-353.

HAMBLIN, A. P. (1981). *Filter-paper method for routine measurement of field water potential. Journal of Hydrology, v. 53, n. 3–4, p. 355–360.*

HANNANT, L. (1994). Polymers and polymers composities. In: J. ILLSTON, *Construction materials: their nature and behavior. 2ed.* (pp. 359- 403). London: J.M. Illston/E & FN Spon.

HOLLAWAY, L. (1994). Polymers and polymer composites. *Construction Materials, their nature and behavior. London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 2ed.*, 321-35.

ILLSTON, J. (1994). *Constrution materials; their nature and behavior. 2ed. London: E & FN Spon, 518p.*

JOHNSTON, C. (1994). Fiber-reinforced cement and concrete. In: V. M. Malhorta, *Advances in concrete technology. 2ed.* (pp. 603-673). Ottawa.

LODI, P. (2003). Aspecto de Degradação de Geomembranas poliméricas de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) e de Poli (Cloreto de Vinila)(PVC). *Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos (EESC / USP)*, 7-9.

MAHER, M., & GRAY, D. (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering, v.116, n.11*, 1661-1677.

MAHER, M., & HO, Y. (1993). Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. *Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.16, n.3.*, 330-338.

MANCINI, S., & ZANIN, M. (1999). Recyclability of PET from virgin resin. *Materials Research vol.2 n.1 São Carlos*, 33,38.

MANO, E. B. (1985). Introdução a Polímeros. 2º Ed., Edgar Blucher Ltda.

MARINUCCI, G. (2011). *Materiais Compósitos poliméricos. Fundamentos e Tecnologia.* São Paulo: Artliber.

MASSAD, F. (2010). Obras de terra: curso básico de geotecnia. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

MCGOWN, A., ANDRAWES, K., & AL-HASANI, M. (1978). Efect of inclusion properties on the behavior of sand. *Géotechnique, London, v.28, n.3*, 327-346.

ODIAN, G. (2004). *Principles of Polymerization, fourth ed.* New Jersey, USA: John Wiley & Sons.

PRADELA, N. P. (2016). *Avaliação da resistência mecânica do solo por meio da inclusão de fibras poliméricas. Projeto de Iniciação Científica - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"*. Bauru.

RANJAN, G., VASAN, R., & CHARAN, H. (1996). Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil. *J. Geotech. Eng. 122*, 419-426.

RODRIGUES, R. A. (2007). *Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático.262f. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/ USP*. São Carlos.

SAAB, A. L. (2016). Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado. *Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual Paulista, FEB, Bauru.*, 125p.

SANTONI, R. L., TINGLE, J. S., & WEBSTER, S. L. (2001). Engineering properties of sand-fiber mixtures for road construction. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(3)*, 258–268.

SANTOS, D. B. (2005). Estudos do Uso de Garrafa PET em Geotecnia. Dissertação (Mestrado) da Universidade Federal de Ouro Preto.

SANTOS, G. B. (2016). Avaliação da Influência do Teor de Fibras de Polietileno Tereftalato nos Parâmetros Ótimos de Compactação de um Solo Arenoso. *Relatório de iniciação científica, Pibic*.

SHEWBRIDGE, E., & SITAR, N. (1990). Deformation-based model for reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.7,* 1153-1170.

SMITH, W., & HASHEMI, J. (2009). *Foundations of Materials Science and Engineering 5ed.* WCB/McGraw-Hill.

SPECHT, L. (2000). Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.*, 130.

TAYLOR, G. (1994). Materials in construction. 2ed. *London: Longman Scientific & Technical, 284p.*

TEODORO, J. (1999). Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP*., 108.

TRINDADE, T., IASBIK, I., LIMA, D., MINETTE, E., & CARVALHO SILVA, C. (2006). Estudos laboratoriais do comportamento de um solo residual arenoso reforçado com fibras de polipropileno, visando à aplicação em estradas florestais. *Revista Árvore, Viçosa-MG, v.30, n.2*, 215-222.

VENDRUSCOLO, M. A. (2003). Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno. *Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre*, 224p.

VÉSIC, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *In: H. F. Winterkorn; H. Y. Fang (Eds.); New York: Van Nostrand Reinhold Co.*

WALDRON, L. J. (1977). Shear Resistance of Root-Permeated Homogeneous and Stratified Soil. *Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 41. p. 843-849. Apud GRAY, D., & OHASHI, H. (1983). Mechanics of fibers reinforced in sand. Journal of Geotechnical Engineering, v. 109, n. 3., p. 335-353.*

WHEELER, P. (1996). Earth bound: reinforced soil and BS8006. *Ground engineering,reinforcement soil supplement, London, UK.*, p. 3-5.

WILLIAM, J., JAMES, H., & JEFFERY, A. (2003). *Handbook of Polypropylene and Polypropylene Composites, first ed.*. New York, USA: Marcel Dekker.

WOODHOUSE, W. W., & HANES, R. E. (1967). Dune Stabilization with Vegetation on the Outer Banks of North Carolina. *Coastal Engineering Research Center, CERC, Technical Memo No. 22. Apud GRAY, D., & OHASHI, H. (1983). Mechanics of fibers reinforced in sand. Journal of Geotechnical Engineering, v. 109, n. 3., p. 335-353.*

WU, T. H. (1976). Investigation of Landslides on Prince of Wales Island, Alaska. *Geotechnical Engineering Report No. 5, Department of Civil Engineering, Ohio State Univ. Apud GRAY, D., & OHASHI, H. (1983). Mechanics of fibers reinforced in sand. Journal of Geotechnical Engineering, v. 109, n. 3., p. 335-353.*