

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO-BENTONITA-
FIBRA PARA USO EM BARREIRAS VERTICAIS DE
CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES**

Bianca Reis Pagani

Porto Alegre
Agosto de 2007

BIANCA REIS PAGANI

**ESTUDO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO-BENTONITA-
FIBRA PARA USO EM BARREIRAS VERTICAIS DE
CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre
Agosto de 2007

P129e

Pagani, Bianca Reis

Estudo de misturas solo-cimento-betonita-fibra para uso em barreiras verticais de contenção de contaminantes / Bianca Reis Pagani. – 2007.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientadores : Prof. Dr. Nilo César Consoli e Prof^a. Dra. Karla Salvagni Heineck

1. Solo reforçado – Ensaios. 2. Materiais compósitos. 3. Geotécnica.
I. Consoli, Nilo César, orient. II. Heineck, Karla Salvagni, orient. III. Título.

CDU-624.131.28(043)

BIANCA REIS PAGANI

**ESTUDO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO-BENTONITA-
FIBRA PARA USO EM BARREIRAS VERTICAIS DE
CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Agosto de 2007.

Prof. Nilo César Consoli
Ph.D. pela Concórdia University - Canadá

Orientador

Profª. Karla Salvagni Heineck
D. Eng. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientadora

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Pedro Miguel Vaz Ferreira (University College London)
D. Eng. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profª. Rosemar Gomes Lemos (UFPEL)
D.Eng. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Juan Antônio Altamirano Flores (UFRGS)
Ph.D. pela Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)
Ph.D. pela Oxford University - UK

*Dedico este trabalho aos meus pais
José Henrique e Maria Cecília.*

AGRADECIMENTOS

A Deus que tornou tudo possível.

Aos meus pais José Henrique e Maria Cecília pelo amor, carinho, compreensão, dedicação e incentivo imensuráveis nos momentos mais difíceis. Amo vocês.

Ao meu irmão Fernando por estar presente quando eu estava longe.

Ao meu querido Ricardo por incentivar e me apoiar de forma tão carinhosa.

Ao meu dindo José Luis pelo carinho, ajuda, dicas e conversas de grande valia.

À Professora Karla Salvagni Heineck e ao Professor Nilo César Consoli pela orientação, apoio, confiança, incentivo, dedicação, paciência e amizade que foram fatores fundamentais para a elaboração deste trabalho.

A Lidiane grande “miga” e colega que conquistei durante o período do mestrado. Sempre sempre sempre estarás no meu coração.

Ao Chico grande amigo e gênio, que tive o privilégio de conhecer, pela paciência e auxílio.

Ao bolsista Emmanuel, mas principalmente amigo, pelo apoio, idéias e companheirismo.

A todos os professores e funcionários do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

A todo grupo do ENVIRONGEO, pelas idéias, conversas e alegrias. Especialmente os colegas Rosemar Lemos, Lucas Festugatto, Rodrigo Caberlon, José Rojas, João Diniz, Diego Foppa, Alexandre Knop e Guilherme “Paulista”.

A Capes que financiou parte do desenvolvimento desta pesquisa.

Você não pode ensinar nada a um homem; você pode apenas ajudá-lo a encontrar a resposta dentro dele mesmo.

Galileu Galilei

RESUMO

PAGANI, B. R. **Estudo de Misturas Solo-Cimento-Bentonita-Fibra para Uso em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

O presente trabalho investigou o comportamento mecânico e hidráulico de novos materiais geotécnicos compósitos para a utilização em barreiras verticais do tipo *Slurry Walls*. Fundamentalmente, o objetivo do programa experimental foi analisar o comportamento tensão-deformação e a influência da poro-pressão, através de ensaios triaxiais e ensaios de compressão não-confinada em misturas solo-cimento-bentonita (SCB) e solo-cimento-bentonita-fibra (SCBF) e também a condutividade hidráulica em misturas solo-bentonita-fibra (SBF) e solo-cimento-bentonita-fibra. As misturas testadas nos ensaios triaxiais, cisalhadas na condição não-drenada (CIU) com tensões efetivas entre 50 e 470 kPa, foram rompidas após um período de 7 dias de cura. Nestes ensaios, foram medidas as condutividades hidráulicas antes e após o cisalhamento dos corpos de prova, a fim de comparar e identificar o comportamento da condutividade quando as barreiras verticais são solicitadas. A condutividade hidráulica avaliada em permeâmetro de parede rígida para as misturas SBF e SCBF foram comparadas com resultados de misturas SB e SCB obtidos na literatura. Os resultados dos ensaios realizados indicaram uma mudança dos padrões de comportamento dos materiais compósitos em relação à situação sem reforço, como o aumento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e a diminuição das deformações volumétricas sob carregamento isotrópico. Os ensaios de condutividade hidráulica confirmaram que o comportamento do material não foi afetado pela adição das fibras. Já os ensaios de condutividade hidráulica realizados no equipamento triaxial demonstraram que a condutividade hidráulica aumenta após o cisalhamento do corpo de prova.

Palavras-chave: *slurry walls*; solos reforçados; fibras de polipropileno; bentonita.

ABSTRACT

PAGANI, B. R. **Estudo de Misturas Solo-Cimento-Bentonita-Fibra para Uso em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

Study of soil-cement-bentonite-fiber Mixtures for Use in Vertical Barriers for Contaminant Contention

The present work aimed the investigation of the mechanical and hydraulic behavior of new geotechnical composite materials for use in vertical barrier walls (Slurry Walls). Fundamentally, the objective of the experimental program was to analyze the stress-strain behavior as well as the pore-pressure influence by means of triaxial tests, unconfined compression tests on mixtures of soil-cement-bentonite (SCB) and soil-cement-bentonite-fiber (SCBF), and hydraulic conductivity tests on soil-bentonite-fiber (SBF) and soil-cement-bentonite-fiber mixtures. The specimens formatted by the different mixtures were tested in the triaxial equipment, and sheared under consolidated isotropically undrained conditions (CIU) and effective stresses ranging from 50 to 470 kPa, after 7 days of curing. In these tests, the hydraulic conductivities were measured previously and after shearing the samples, in order to compare and identify the conductivity behavior at the moment in which the vertical barriers are requested. The hydraulic conductivity coefficients of SBF and SCBF mixtures obtained from rigid wall permeameter tests were compared with results existent in the literature for SB and SCB mixtures. The results indicated changes of the behavior standards for composite materials if compared with the unreinforced situation, such as increases of shear strength parameters and decreases of volumetric deformations under isotropic loading. The results of hydraulic conductivity tests confirmed that the behavior of the material is not affected by the addition of fibers. The results of hydraulic conductivity tests conducted in the triaxial equipment showed increases of the hydraulic conductivity coefficient after the shearing of the samples.

Key-words: slurry walls; reinforced soils; polypropylene fibers; bentonite.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Escavação do trecho e lançamento da lama bentonítica.....	24
Figura 2.2: Formação do <i>filter cake</i> : (a) deposição das partículas coloidais nos vazios do solo; (b) filtração da lama por diferença de pressões; (c) formação do filme protetor ao longo da face da escavação.....	25
Figura 2.3: Processo Construtivo das Barreiras de Solo-Bentonita.....	28
Figura 2.4: (a) Escavação e (b) lançamento da mistura de solo-cimento-bentonita para dentro do trecho de escavação.....	30
Figura 2.5: Cristal de montmorilonita.....	32
Figura 2.6: Comparação do inchamento de uma montmorilonita cálcica e sódica.....	33
Figura 2.7: Disposição fibra/fissura idealizada.....	40
Figura 3.1: Localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu.....	55
Figura 3.2: Jazida de arenito Botucatu na localidade de Vila Scharlau.....	56
Figura 3.3: Curva granulométrica do SRAB.....	57
Figura 3.4: Distribuição Granulométrica da bentonita sódica.....	60
Figura 3.5: Aspecto das fibras de polipropileno com 24 mm de comprimento.....	61
Figura 3.6: Componentes das misturas.....	64
Figura 3.7: Segunda etapa: (a) Solo úmido; (b) Solo úmido mais fibras; (c) Mistura manual.....	65
Figura 3.8: Terceira etapa: (a) Adição de bentonita; (b) Mistura mecânica; (c) Mistura com cimento.....	65
Figura 3.9: Fase final da mistura.....	66
Figura 3.10: (a) Desmoldagem; (b) Medição do corpo de prova.....	67
Figura 3.11: Ensaio de compressão não-confinada.....	67
Figura 3.12: (a) Instalação do ensaio triaxial; (b) Detalhe da amostra.....	69
Figura 3.13: (a) Vista geral do conjunto permeâmetro; (b) Vista detalhada.....	72
Figura 3.14: Moldagem da amostra no permeâmetro.....	72
Figura 4.1: Ensaio de RCS em amostras de SCBF.....	77
Figura 4.2: Média dos ensaios de RCS em amostras de SCBF.....	77
Figura 4.3: Valores dos Parâmetros B.....	79
Figura 4.4: Comportamento tensão desvio e poro-pressão <i>versus</i> deformação axial: (a) SCB e (b) SCBF.....	81
Figura 4.5: Variação de G_{\max} com a deformação distorcional para o SRAB e SRAB com fibras 24mm, com $p'=100$ e 200 kPa e carregamento não drenado.....	83
Figura 4.6: Trajetórias de tensões efetivas e envoltórias: (a) SCB e (b) SCBF.....	86
Figura 4.7: Comparação das envoltórias das misturas SCB SCBF.....	88

Figura 4.8: Modo de ruptura: (a) Frágil, (b) Frágil-Dúctil e (c) Dúctil.....	91
Figura 4.9: Condutividade hidráulica em misturas SCB nas tensões efetivas de: (a) 50 kPa, (b) 250 kPa e (c) 480 kPa.....	93
Figura 4.10: Comparação da condutividade hidráulica das misturas SCB: (a) pós-adensamento e (b) pós-cisalhamento.....	94
Figura 4.11: Condutividade hidráulica em misturas SCBF nas tensões efetivas de: (a) 50 kPa, (b) 220 kPa, (c) 240 kPa, (d) 450 kPa e (e) 480 kPa.....	96
Figura 4.12: Comparação da condutividade hidráulica das misturas SCBF: (a) pós-adensamento e (b) pós-cisalhamento.....	97
Figura 4.13: Condutividade hidráulica das misturas SBF.....	99
Figura 4.14: Condutividade hidráulica das misturas SCBF.....	100
Figura 4.15: Comparação da k para as misturas SBF e SCBF.....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Dosagem de materiais aplicados em misturas de solo-cimento-bentonita....	30
Tabela 3.1: Programa de ensaios.....	53
Tabela 3.2: Dosagem dos materiais.....	54
Tabela 3.3: Índices físicos do SRAB.....	56
Tabela 3.4: Composição do Cimento CP V-ARI.....	58
Tabela 3.5: Índices Físicos da Bentonita Sódica.....	59
Tabela 3.6: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.....	61
Tabela 3.7: Programa de ensaios triaxiais.....	68
Tabela 4.1: Valores de RCS para misturas SCB e SCBF.....	76
Tabela 4.2: Índices de vazios e teor de umidade inicial das misturas SCB e SCBF.....	80
Tabela 4.3: E_s para deformações axiais de 0.1, 0.5 e 1.0%.....	82
Tabela 4.4: Resumo dos ensaios triaxiais não-drenados.....	89
Tabela 4.5: Esquema de rupturas dos corpos de prova.....	90
Tabela 4.6: Comparativo das condutividades hidráulicas das misturas SCB.....	95
Tabela 4.7: Comparativo das condutividades hidráulicas das misturas SCBF.....	98

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A: Área da seção transversal

ABCP: Associação Brasileira de Cimento Portland

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Material

B: Parâmetro de poro-pressão de Skempton

c' : Intecepto coesivo efetivo de pico

CID: Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado

CIU: Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não drenado

CP: Corpo de prova

CP V-ARI: Cimento Portland de alta resistência inicial

D_{50} : Diâmetro médio dos grãos

e : índice de vazios

e_{inicial} : Índice de vazios inicial

$e_{\text{pós adensamento}}$: Índice de vazios após o adensamento do corpo de prova

ENVIRONGEO: Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental

EPA: United States Environmental Protection Agency

Fator a/c : Fator água-cimento

G: Densidade real dos grãos

$G_{\text{máx}}$: Módulo de cisalhamento máximo

h : Carga hidráulica

i : Gradiente hidráulico

IP: Índice de Plasticidade

k : Coeficiente de Condutividade Hidráulica

L: Comprimento

l/d : comprimento / diâmetro

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

NBR: Norma Brasileira

P: Carga em kN

$p: (\sigma_a' - \sigma_r')/3$

p' : Tensão efetiva normal média

PET: Polietileno tereftalato

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

q : Tensão desvio ($\sigma_a' - \sigma_r'$)

q_{final} : Tensão desvio final

q_u : Resistência a compressão não-confinada

q_{rup} : Tensão desvio na ruptura

R^2 : Coeficiente de determinação

RCS: Resistência à compressão não-confinada

s' : $(\sigma_a' + \sigma_r')/2$

SB: Solo-Bentonita

SBF: Solo-Bentonita-Fibra

SCB: Solo-Cimento-Bentonita

SCBF: Solo-Cimento-Bentonita-Fibra

SRAB: Solo Residual de Arenito da Formação Botucatu

t: Intervalo de tempo

$t: (\sigma_a' - \sigma_r')/2$

u : Poro-pressão

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

V: Volume

v : Velocidade de percolação

w : Teor de Umidade em porcentagem

ϵ : Deformação axial

ϕ' : Ângulo de atrito interno efetivo de pico

σ' : Tensão efetiva confinante

σ'_a, σ'_r : tensões efetiva axial e radial

σ_a, σ_r : tensões totais axial e radial

ρ : Massa específica real do solo

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	19
1. INTRODUÇÃO.....	19
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	19
1.2 OBJETIVOS.....	20
1.2.1 Objetivos Gerais.....	20
1.2.2 Objetivos Específicos.....	20
1.3 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	21
CAPÍTULO 2.....	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	22
2.2 BARREIRAS DE CONTENÇÃO (<i>SLURRY WALLS</i>).....	22
2.2.1 Barreiras de solo-bentonita.....	23
2.2.1.1 Escavação do trecho.....	24
2.2.1.2 Preparação da lama bentonítica.....	26
2.2.1.3 Preparação e colocação do material de preenchimento (<i>Backfill</i>).....	27
2.2.2 Barreiras de solo-cimento-bentonita.....	29
2.2.2.1 Escavação do trecho.....	29
2.2.2.2 Mistura do material de preenchimento(<i>Backfill</i>).....	29
2.3 PROPRIEDADES HIDRÁULICAS.....	31
2.3.1 Considerações iniciais.....	31
2.3.2 Misturas de solo-bentonita.....	33
2.3.3 Misturas de solo-cimento-bentonita.....	34
2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	35
2.4.1 Misturas de solo-bentonita.....	36
2.4.2 Misturas de solo-cimento-bentonita.....	38
2.5 SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS.....	38
2.5.1 Materiais compósitos fibrosos.....	38
2.5.2 Tipos de fibras.....	41
2.5.2.1 Fibras naturais.....	41

2.5.2.2 Fibras Poliméricas.....	42
2.5.2.3 Fibras Minerais.....	44
2.5.2.4 Fibras Metálicas.....	44
2.5.3 Estudos experimentais.....	45
CAPÍTULO 3.....	52
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	52
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	52
3.2 PROGRAMA DE ENSAIOS.....	52
3.3 DOSAGEM DOS MATERIAIS NAS MISTURAS.....	53
3.4 MATERIAIS UTILIZADOS.....	55
3.4.1 Solo Residual de arenito Botucatu (SRAB).....	55
3.4.2 Cimento.....	58
3.4.3 Bentonita.....	58
3.4.4 Fibra.....	60
3.4.5 Água.....	61
3.5 VARIÁVEIS DE RESPOSTA.....	62
3.6 MÉTODOS DE ENSAIO E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	63
3.6.1 Coleta e preparação dos materiais.....	63
3.6.2 Preparação dos corpos de prova.....	64
3.6.3 Ensaios de compressão não-confinada.....	67
3.6.4 Ensaios triaxiais.....	68
3.6.5 Ensaios de condutividade hidráulica.....	71
CAPÍTULO 4.....	75
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	75
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	75
4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	75
4.2.1 Ensaios de compressão não-confinada em misturas SCB e SCBF.....	75
4.2.2 Ensaios triaxiais em misturas SCB e SCBF.....	78
4.2.2.1 Variação do parâmetro B.....	78
4.2.2.2 Variação volumétrica na fase de adensamento.....	79

4.2.2.3 Curvas tensão desvio e variação da poro-pressão <i>versus</i> deformação axial.....	81
4.2.2.4 Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência.....	84
4.2.2.5 Modo de ruptura.....	89
4.3 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO.....	91
4.3.1 Ensaios de condutividade hidráulica medidos no equipamento triaxial.....	91
4.3.1.1 Mistura do tipo SCB.....	91
4.3.1.2 Mistura do tipo SCBF.....	95
4.3.2 Ensaios de condutividade hidráulica medidos em permeâmetro de parede rígida.....	98
4.3.2.1 Mistura do tipo SBF.....	99
4.3.2.2 Mistura do tipo SCBF.....	101
CAPÍTULO 5.....	103
5. CONCLUSÕES.....	103
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	103
5.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO-CONFINADA.....	103
5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS.....	103
5.4 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	105
5.4.1 Medidos no Equipamento Triaxial.....	105
5.4.2 Medidos em Permeâmetro de Parede Rígida.....	106
5.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	107
REFERÊNCIAS.....	109

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Os problemas relacionados à contaminação de solos e desastres ambientais passaram a ser vinculados como conseqüências do crescimento econômico e do desenvolvimento científico e tecnológico. Apesar dos avanços positivos que a evolução proporciona, esta representa grande risco ambiental quando tratada com descaso, podendo causar a deterioração dos recursos naturais e a perda da biodiversidade. As contaminações do solo, por exemplo, podem ser geradas de diversas maneiras, como: vazamento de tanques de combustível, rompimento de canalizações que transportam matérias-primas como ácido e derivados do petróleo, despejo de produtos químicos inadequadamente, etc. A absorção destas substâncias contaminantes pelo solo pode causar alteração do seu desempenho físico, mecânico e hidráulico, como por exemplo, o aparecimento de patologias nas estruturas de fundação e principalmente a contaminação do lençol freático.

Técnicas de contenção e remediação estão sendo largamente empregadas para resolver tais problemas. Uma das soluções encontradas para impedir a disseminação de contaminantes são as barreiras verticais de contenção, em que misturas de solo-bentonita (SB) e solo-cimento-bentonita (SCB) são utilizadas com o objetivo de evitar a contaminação do lençol freático ou de áreas específicas.

O caráter inovador desta pesquisa e gerador de novas tecnologias no ramo da engenharia geotécnica é o método de reforço do material de preenchimento da barreira através da inclusão de fibras às misturas de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita. Esta técnica tem sido desenvolvida para melhorar o desempenho de materiais suscetíveis a problemas causados pela perda de resistência pós-pico e controle de propagação de fissuras, por exemplo.

A metodologia de reforço de solos com fibras nos moldes que se tem hoje começou a ser investigada a pouco mais de três décadas, enfocando o reforço de solos através de

inclusões discretas e orientadas de fibras. Porém, com o passar do tempo, começou-se a investigar o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas. Este método tem demonstrado eficiência quando empregado tanto em solos cimentados como em solos não cimentados, devido à melhoria nas propriedades mecânicas que é capaz de conferir a estes materiais, principalmente os aumentos da resistência e a diminuição da queda de resistência pós-pico.

Este trabalho buscou, também, contribuir para uma melhor interpretação e compreensão do comportamento de solo reforçado com fibras de polipropileno, podendo potencializar o uso de misturas solo-cimento-bentonita-fibra em grandes obras para contenção de plumas contaminantes.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho de dissertação busca, com base nos recursos científicos e tecnológicos, estudar novos materiais a serem utilizados em barreiras hidráulicas para a contenção de contaminantes, utilizando um solo característico da região sul do Brasil e outros materiais disponíveis no mercado.

1.2.1 Objetivo Geral

Foi objetivo geral desse Trabalho de Pesquisa:

- Avaliar o comportamento mecânico e hidráulico de misturas contendo solo, bentonita sódica, cimento e fibra para utilização como material de preenchimento em barreiras verticais, visando impedir a contaminação do lençol freático e o comprometimento das estruturas de fundação situadas em solos contaminados.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Verificar o comportamento tensão desvio *versus* deformação, tensão desvio *versus* poro-pressão e parâmetros de resistência em misturas de solo-cimento-bentonita com e sem fibras através de ensaios triaxiais;

- Avaliar a condutividade hidráulica medida durante os ensaios triaxiais antes e após a fase de cisalhamento do corpo de prova;
- Analisar a condutividade hidráulica em misturas solo-bentonita-fibra e solo-cimento-bentonita-fibra, os quais foram realizados em permeâmetro de parede rígida, através da percolação de água nas misturas.

1.3 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

A presente pesquisa está dividida em cinco capítulos, a seguir descritos: (1) identificação do problema e objetivos da pesquisa; (2) revisão da literatura existente sobre o assunto; (3) planejamento e execução do programa experimental de laboratório; (4) análise e discussão dos resultados e (5) conclusões.

O primeiro capítulo apresenta uma abordagem sobre a utilização das barreiras de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita e a importância do reforço de solos com fibras. Baseando-se nesta abordagem, foi possível definir um projeto de pesquisa e identificar os principais objetivos.

O segundo capítulo consiste na revisão da literatura existente a respeito do tema desta dissertação, priorizando trabalhos científicos que pudessem fornecer subsídios para o desenvolvimento de um programa experimental adequado a pesquisa proposta.

O terceiro capítulo apresenta a descrição do programa experimental estabelecido, além da caracterização dos materiais utilizados, a definição da dosagem dos mesmos e os métodos utilizados para a realização dos ensaios.

No quarto capítulo são apresentadas as análises e discussões dos resultados dos ensaios de laboratório, obtidos no programa experimental.

No quinto capítulo, última parte deste trabalho, tem-se a síntese das principais informações obtidas, além de sugestões para as próximas pesquisas.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre as barreiras de contenção (barreiras verticais) tipo *slurry walls*, abordando a execução de cada método, as propriedades hidráulicas e mecânicas de misturas de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita, o reforço de solos com fibras, bem como os tipos de fibras existentes.

2.2 BARREIRAS DE CONTENÇÃO (*SLURRY WALLS*)

As *slurry walls*, também conhecidas como paredes de lama, constituem-se basicamente na escavação de um trecho (barreira vertical) de solo, o qual é preenchido com uma lama bentonítica, que pode ser uma mistura de bentonita-água ou bentonita-água-cimento, que logo depois enrijece dentro do trecho ou é substituída por outro material geotécnico (solo). A lama forma uma película de baixa condutividade hidráulica ($<10^{-8}$ cm/seg) que promove a estabilização da trincheira escavada (UFBA, 2005 *apud*. LEMOS, 2006), equilibrando a pressão exercida pelo solo e pela água nela presente, evitando que a escavação desmorone.

De acordo com Xanthakos (1979) e Opdyke e Evans (2005) as barreiras podem ser classificadas da seguinte maneira:

- De acordo com o material de preenchimento (*backfill*) da trincheira, elas podem ser classificadas como solo-bentonita, cimento-bentonita e solo-cimento-bentonita;
- Dependendo da estratigrafia do subsolo, elas podem ser cravadas em um substrato ou suspensas;
- Podem ter função estrutural, de acordo com as condições da morfologia e da estratigrafia do local;

- Dependendo das condições do local, elas podem estar, ou não, em um ambiente agressivo;
- E ainda dependendo da geometria, podem ser abertas para conter o fluxo ou fechadas a fim de isolar totalmente a pluma contaminante.

Normalmente as paredes de lama são usadas para conter água subterrânea contaminada e isolar contaminantes, as quais devem ser definidas em condições de projeto. Nestas misturas, a bentonita sempre está incluída. Dentre os diversos parâmetros de importante análise em um projeto de barreiras de contenção, o que recebe atenção principal é a condutividade hidráulica.

O material de preenchimento pode apresentar diferentes funções ao ser misturado com materiais distintos: em barreiras de solo-bentonita, contribui para uma granulação adequada do material; em barreiras de cimento-bentonita, “suporta” as partículas de cimento, evitando a segregação da lama. Segundo Evans (1993) materiais de preenchimento diferentes implicam em métodos construtivos diferentes.

No estudo desenvolvido nesta dissertação, foi utilizada a bentonita sódica, por apresentar superior capacidade de expansão e menor condutividade hidráulica quando percolada por água.

As características, propriedades e forma de execução das barreiras do tipo cimento-bentonita não foram aqui apresentadas pelo fato de não fazerem parte do foco desse estudo.

2.2.1 Barreiras de solo-bentonita

As barreiras de solo-bentonita (SB) foram primeiramente desenvolvidas nos Estados Unidos no início dos anos 40. Com o passar dos anos, as barreiras foram construídas, de forma temporário ou permanente, para o controle das infiltrações nas escavações (fundações, aterros) e, principalmente, para evitar as infiltrações de poluentes carregados por lençóis freáticos contaminados (RYAN e DAY, 2002). Nos últimos anos, as *shurry walls* vem substituindo outros processos construtivos consagrados de barreiras de contenção devido, essencialmente, a maior rapidez na construção e ao seu menor custo (XANTHAKOS, 1979).

As barreiras de solo-bentonita, em locais onde ocorrem resíduos perigosos, funcionam como paredes semi-permeáveis com o objetivo de conter o lençol freático contaminado ou redirecionar o mesmo no caso de áreas com solos contaminados.

2.2.1.1 Escavação do trecho

A barreira de contenção de solo-bentonita é construída através da escavação de um largo trecho, normalmente com 0,6 a 1,5 m de largura (D'APPOLONIA, 1980, *apud*. AZAMBUJA, 2004), de materiais escaváveis até camadas de materiais impenetráveis (rochas). Se o contaminante presente no subsolo tiver uma densidade inferior à da água, não é necessário vincular a barreira a uma camada impenetrável; este tipo de barreira é conhecido como barreira suspensa (BAXTER, 2000).

O equipamento utilizado para a escavação do trecho será selecionado de acordo com a profundidade do projeto. A escavação é realizada primeiramente pela porção de maior declividade e, posteriormente, pela porção de menor inclinação. O trecho é preenchido durante toda a escavação com lama bentonítica (D'APPOLONIA, 1980; DUGUID *et al.*, 1971; KOCH, 2002; MILLET e PEREZ, 1981, *apud*. AZAMBUJA, 2004; XANTHAKOS, 1979), o qual é ilustrado na Figura 2.1.



Figura 2.1: Escavação do trecho e lançamento da lama bentonítica (fonte: www.aestusinc.com).

Quando a lama bentonítica é lançada para dentro do trecho, ela penetra para dentro dos vazios do solo adjacente por diferença de pressões. Neste procedimento, grupos de partículas sólidas (colóides) se acumulam dentro dos poros das partículas do solo adjacente formando uma camada fina na interface da lama bentonítica e do solo, conhecida como *filter cake*. Logo após, geralmente depois de alguns segundos, o *filter cake* é coberto por uma fina camada de bentonita, também chamada de filme protetor. O processo é ilustrado na Figura 2.2. Nesse estágio, a barreira está impermeável e oferece completa resistência a penetração de líquidos. A pressão lateral exercida pela lama bentonítica no trecho age contra o *filter cake* estabilizando as paredes da escavação, e evitando assim, o seu colapso (XANTHAKOS, 1979).

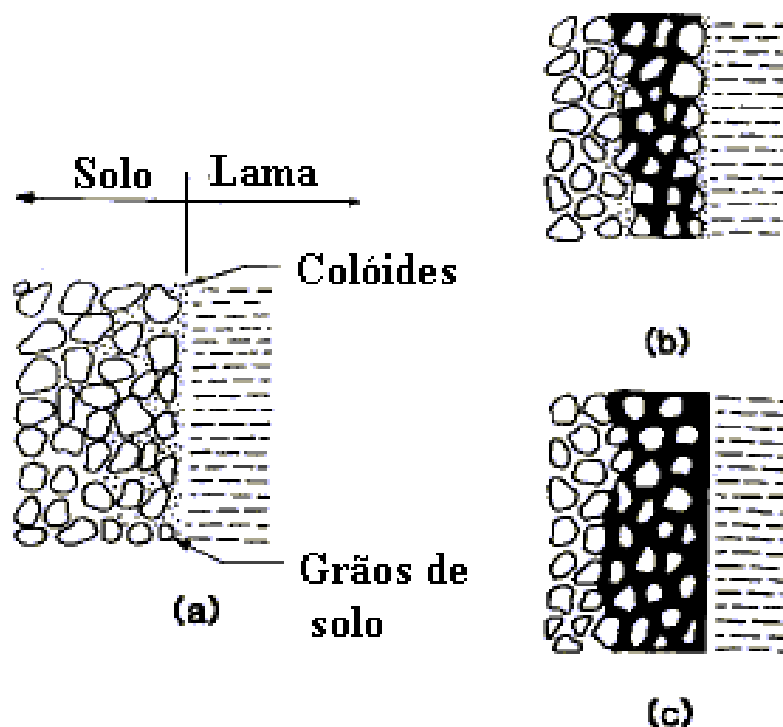


Figura 2.2: Formação do *filter cake*: (a) deposição das partículas coloidais nos vazios do solo; (b) infiltração da lama por diferença de pressões; (c) formação do filme protetor ao longo da face da escavação (fonte: Xanthakos, 1979).

Segundo Filz *et al.* (1997) a lama bentonítica é mantida, durante toda a escavação, pelo menos 60 cm acima do nível d'água dentro do solo e, no máximo, 90 cm abaixo do nível da superfície. Se durante o processo de escavação o nível da lama bentonítica estiver abaixo do nível d'água subterrânea, devido a um aumento repentino do lençol freático ou a uma

perda excessiva de lama bentonítica para um solo adjacente muito poroso, a poro-pressão do solo adjacente irá gerar uma força interior sobre o *filter cake* provocando a sua desintegração. Com isso, o nível d'água ficará livre para escoar para dentro do trecho escavado gerando um colapso da parede de escavação (XANTHAKOS, 1979). Além da variação do nível d'água, outro fator atribuído ao colapso das paredes de escavação, deve-se à redução da densidade da lama bentonítica devido à sedimentação das partículas suspensas (MORGENSTERN e AMIR-TAHMASSEB, 1965 *apud*. AZAMBUJA, 2004).

São retirados do fundo do trecho escavado a lama grossa (*slurry*) e alguns sedimentos com uma escavadeira de mandíbula pouco antes da colocação da mistura de solo-bentonita. Segundo D'Appolonia (1980) *apud*. Azambuja (2004), na maioria das vezes, é desnecessário, pois a condutividade hidráulica de qualquer lama encapsulada removida é menor do que a mistura solo-bentonita da barreira que irá substituí-la dentro do trecho. Entretanto, se no fundo da escavação existirem materiais granulares, estes devem ser removidos.

O método de escavação utilizado não é importante para a eficiência final da barreira de solo-bentonita, mas é essencial que a camada impenetrável seja atingida em todo o comprimento de escavação (MILLET e PEREZ, 1981 *apud*. AZAMBUJA, 2004). Com isso, quando atingida a profundidade requerida na escavação, o material do substrato deve ser checado para conferir se suas propriedades são as mesmas àquelas previstas em projeto.

2.2.1.2 Preparação da lama bentonítica

Segundo Xanthakos (1979) os métodos de preparação da lama bentonítica para a introdução no trecho escavado irão variar com o tamanho do projeto. Os métodos mais comuns utilizados envolvem o uso de misturadores (*flash-type mixers*) e tanques de circulação.

De acordo com D'Appolonia *et al.* (1979) *apud*. Azambuja (2004) a bentonita seca deve ser colocada junto com um jato d'água turbulento dentro de misturadores, os quais descarregam essa mistura dentro de um tanque de baixa circulação onde a bentonita é hidratada. Este sistema de preparação se adapta bem para grandes volumes de lama bentonítica. Geralmente, dois tanques são empregados, um misturando e um outro para armazenamento da lama hidratada antes da introdução no trecho.

Em pequenos projetos, vale mais a pena a utilização de misturadores (*propeller-type*) que despejem a lama diretamente dentro do trecho escavado. Nesse caso, a bentonita deve ficar dentro dos misturadores até a sua hidratação completa. O método de preparo da lama bentonítica não influenciará na efetividade da barreira de solo-bentonita (D'APPOLONIA, 1980 *apud.* AZAMBUJA, 2004).

As propriedades da lama bentonítica são determinadas para que mantenham o trecho de escavação estável. Estas são especificadas com o objetivo de atingir uma baixa condutividade nas barreiras de solo-bentonita. Os valores das propriedades recomendados em projetos, na maioria dos casos, estão baseados em experiências passadas. Para a formação da mistura de solo-bentonita, na prática, é utilizado de 1 a 5 % de bentonita, enquanto que as quantidades de solo e água podem variar de acordo com as propriedades desejadas (D'APPOLONIA, 1980 *apud.* AZAMBUJA, 2004; ANDROMALOS e FISHER, 2001). A utilização de 2 a 4% de bentonita é recomendada por Millet *et al.* (1992). Enquanto que, para a formação da lama bentonítica, geralmente é utilizado 5 % de bentonita misturada a 95 % de água (EVANS e DAWSON, 1999).

2.2.1.3 Preparação e colocação do material de preenchimento (*Backfill*)

À medida que a escavação segue em uma das extremidades do trecho, o preenchimento da mistura de solo-bentonita começa a ser realizado no outro extremo. Primeiramente, a mistura deve ser depositada em um mesmo local do fundo do trecho escavado com uma escavadeira de mandíbula (*clamshell*) segundo uma inclinação de 6:1. Este processo continua até que a mistura de solo-bentonita atinja a superfície gerando assim uma rampa como mostra a Figura 2.3. Em seguida, a mistura de solo-bentonita é empurrada para dentro do trecho escoando progressivamente pela rampa sem que ocorra a segregação do material. A mistura de solo-bentonita expulsa a lama bentonítica do trecho formando o material final da barreira (BAXTER, 2000; KHOURY *et al.*, 1992; XANTHAKOS, 1979).

O *backfill* é executado ao lado do trecho utilizando um equipamento apropriado (carregadeiras de esteiras ou *bulldozer*). O material é preparado misturando-se o solo, geralmente o solo escavado, com a lama bentonítica.

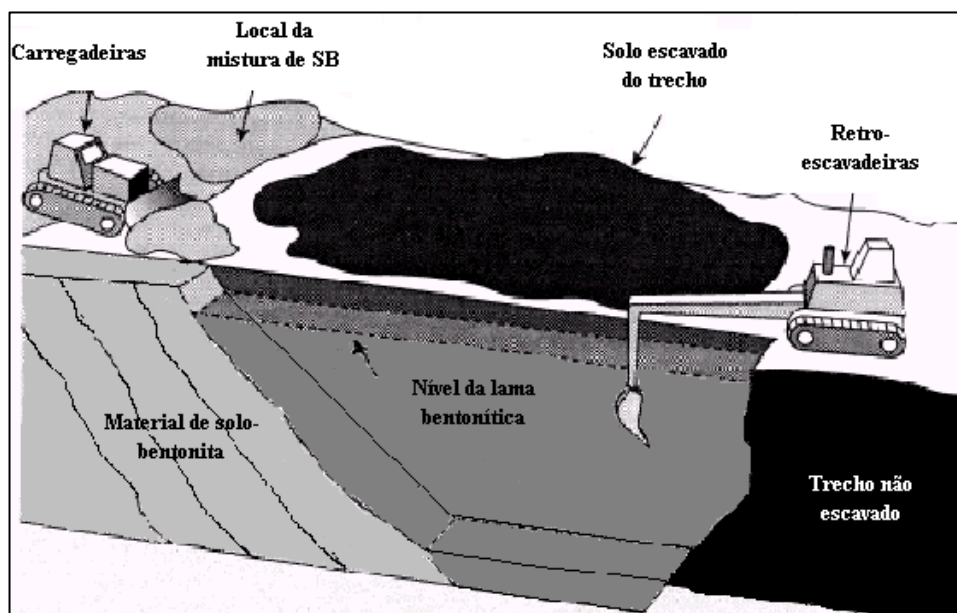


Figura 2.3: Processo Construtivo das Barreiras de Solo-Bentonita (fonte: Baxter, 2000).

A lama bentonítica utilizada na mistura pode ser fresca (recém-preparada) ou pode-se usar a que está dentro do trecho. Normalmente, a lama bentonítica do trecho é preferível, pois ela é mais grossa e, além disso, contém materiais finos em suspensão, os quais ajudam a diminuir a condutividade hidráulica da mistura de solo-bentonita (D'APPOLONIA, 1980 *apud.* AZAMBUJA, 2004). Adicionalmente, a remoção da lama bentonítica do trecho implica na introdução de lama fresca para dentro do trecho, dessa forma, reduzirá o carregamento dos sólidos suspensos e o peso específico.

O peso específico da lama do trecho deve ser mantido menor do que o peso específico do material de preenchimento de solo-bentonita. Esse procedimento garante uma expulsão da lama à medida que vai se colocando o material de preenchimento de solo-bentonita para dentro do trecho escavado (D'APPOLONIA, 1980 *apud.* AZAMBUJA, 2004; MILLET *et al.*, 1992; EVANS, 1993).

Segundo Koch (2002) vários experimentos mostraram que para o processo de substituição da lama bentonítica do trecho seja mais fácil, a lama deve ser fluida o suficiente para permitir escoamento para fora do trecho, mas ao mesmo tempo deve garantir que não exista segregação de materiais.

De acordo com as especificações de projeto, o excesso de *backfill* de solo-bentonita e o excesso de lama não utilizados devem ser adequadamente dispostos. Sobre o topo da

barreira pode ser realizada uma cobertura, mas deve-se esperar um determinado período de tempo antes de sua execução (EPA, 1998).

2.2.2 Barreiras de solo-cimento-bentonita

Segundo Santos (2005) as barreiras de solo-cimento-bentonita (SCB) são construídas da mesma forma que as barreiras de solo-bentonita. Contudo, normalmente, são mais rasas apresentando uma profundidade menor que 15m (RYAN e DAY, 2002), sendo que isto depende do tipo do solo no local.

As barreiras de solo-cimento-bentonita combinam a baixa condutividade hidráulica das barreiras de solo-bentonita com um material de moderada resistência. Esta técnica pode ser mais vantajosa em lugares aonde seja possível utilizar o solo de escavação para a composição da mistura, portanto, diminuindo a quantidade de material disposta (PEARLMAN, 1999). Segundo Andromalos e Fisher (2001), geralmente, as barreiras de solo-cimento-bentonita são utilizadas quando as barreiras de solo-bentonita não possuem resistência suficiente para suportar a escavação do trecho.

2.2.2.1 Escavação do trecho

As ferramentas utilizadas para a escavação do trecho, são as mesmas dos métodos anteriores. Segundo Ryan e Day (2002) a escavação é realizada em um ponto inicial até a profundidade especificada em projeto com a lama bentonítica agindo como um agente estabilizante, evitando o desmoronamento das paredes da escavação.

2.2.2.2 Mistura do material de preenchimento (*Backfill*)

Os materiais de preenchimento de solo-cimento-bentonita e solo-bentonita são, comumente, misturados por equipamentos móveis, que acompanham o ritmo da escavação. Entre eles estão as retroescavadeiras e as carregadeiras. Esta é a principal razão para a produtividade e diminuição dos custos das barreiras verticais.

Logo após o término da escavação, o material de preenchimento de SCB é lançado dentro do trecho expulsando a lama bentonítica, conforme ilustra a Figura 2.4. Este processo é conhecido por duas fases de execução, a primeira etapa consiste na escavação do trecho, enquanto que a segunda é a colocação do material de preenchimento da barreira (EVANS *et al.*, 1999).



Figura 2.4: (a) Escavação e (b) lançamento da mistura de solo-cimento-bentonita para dentro do trecho de escavação. (fonte: Ryan e Day, 2002).

As quantidades dos materiais usualmente utilizados na dosagem de misturas de solo-cimento-bentonita estão apresentadas a seguir na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Dosagem de materiais aplicados em misturas de solo-cimento-bentonita

Materiais	Quantidades (%)*
Bentonita	2 - 3
Cimento	10- 20
Solo e Água	A determinar

(Fonte: Ryan e Day, 2002).

* Percentual calculado em relação ao peso total da mistura

2.3 PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

2.3.1 Considerações iniciais

Um dos principais fatores que irá interferir na condutividade hidráulica das barreiras verticais é o tipo de material utilizado na mistura de preenchimento das mesmas, sendo um material argiloso normalmente utilizado. Os argilominerais pertencem a família dos filossilicatos. Os filossilicatos são minerais com estrutura em folhas constituídas por tetraedros de sílica e octaedros de alumínio ou magnésio. Os três principais grupos de minerais de argilominerais são as caolinitas, esmectitas e ilitas.

As esmectitas são os argilominerais mais utilizados para a contenção de escavações e em barreiras de contenção. Elas são as principais componentes das bentonitas que são argilas industrializadas fortemente hidratáveis aplicadas na lama de perfuração. Segundo Pereira (2005) o termo bentonita é utilizado comercialmente para denominar a montmorilonita que possui o sódio como cátion trocável, que é uma raridade de esmectita.

As argilas são agregadas em pacotes laminares como um baralho de cartas. Cada lâmina mede 10\AA , ou seja, cada milímetro comporta 1 milhão de lâminas. Ao entrarem em contato com água, os pacotes de argila vão se separando à medida que a água penetra entre as camadas. Esta separação aumenta a área de superfície exposta, atraindo as moléculas de água criando o efeito gel, este efeito é chamado de dispersão (PEREIRA, 2005).

Segundo Gleason *et al.* (1997) as características das esmectitas incluem grande capacidade de troca catiônica, grande área superficial e baixa condutividade hidráulica para a água. O cristal de montmorilonita consiste de 3 camadas: alumina sobreposta e sotoposta por sílica como se fosse um sanduíche, como pode se observar na Figura 2.5.

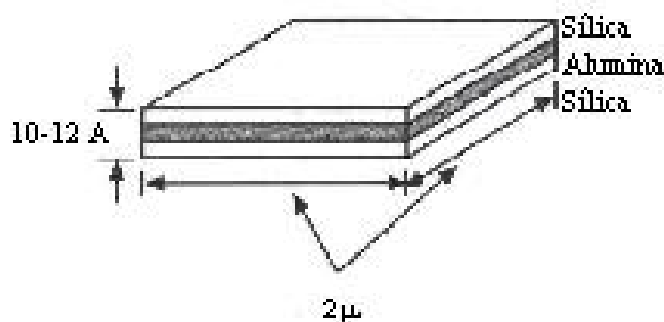


Figura 2.5: Cristal de montmorilonita (fonte: Pereira, 2005).

A bentonita é caracterizada pelo cátion externo adsorvido na superfície da partícula durante a formação do mineral, podendo este ser o sódio ou o cálcio. A bentonita sódica é mais utilizada na selagem e na impermeabilização por possuir uma maior capacidade de expansão e menor condutividade hidráulica na água do que a bentonita cálcica (ALThER, 1982, 1987; RESCHKE e HAUG, 1991 *apud*. GLEASON *et al.*, 1997). Porém a bentonita cálcica é mais estável quimicamente quando exposta a certos compostos químicos.

A reatividade da argila é refletida na sua capacidade em trocar cátions, a área de superfície das placas e a quantidade de água adsorvida. A capacidade de troca catiônica da esmectita é 10 vezes maior que das outras, em média. O melhor exemplo de troca catiônica nas argilas é a substituição de Mg^{+2} por Al^{+3} nas montmorilonitas. A troca deixa elétrons excedentes, ou seja, cargas negativas nas superfícies das lâminas. Estas são compensadas por cátions adsorvidos que unirão as placas em grandes pilhas. Os cátions podem ser monovalentes como o Na^{+} ou bivalentes como o Ca^{+2} e o Mg^{+2} . Desta forma, a montmorilonita pode ser cálcica ou sódica. A Figura 2.6 apresenta uma comparação entre o inchamento de uma bentonita sódica e cálcica (PEREIRA, 2005).

O cristal de montmorilonita consiste de três camadas. Se a superfície negativa da placa está associada a uma nuvem de cátions, a extremidade ou aresta possui cargas positivas expostas, resultantes de rupturas da estrutura cristalina do mineral (tendência de ir se quebrando em plaquetas menores). O espaço intercamadas, dependendo do cátion presente, será de 9,8 Å (Na^{+}) ou 12,1 Å (Ca^{+2}), preenchido com moléculas de água firmemente aderidas. Em contato com a água doce, esta por sua natureza bipolar invade o espaço intercamadas que expande com a argila adsorvendo grandes porções de água. A dispersão resultante gera o que nós conhecemos como viscosidade. A expansão nas montmorilonitas de

cálcio chega a 17 Å e nas montmorilonitas de sódio, a 40 Å. A força de atração intercamadas exercida pelo Ca^{+2} é 4 vezes maior que o Na^{+} e impede a penetração de maior quantidade de água. Este fato resulta numa viscosidade quatro vezes maior da bentonita sódica em relação a bentonita cálcica (PEREIRA, 2005).

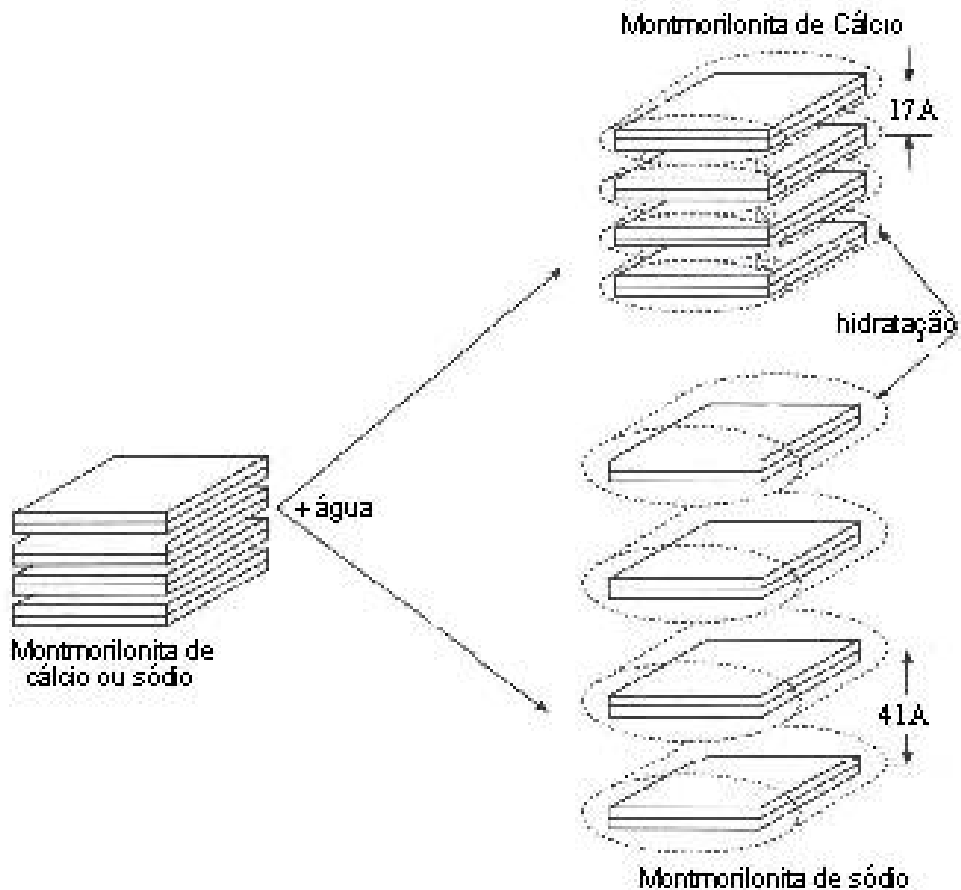


Figura 2.6: Comparação do inchamento de uma montmorilonita cálcica e sódica (fonte: Pereira, 2005).

A água apresenta uma grande afinidade físico-química com os minerais de argila. Tal afinidade é responsável pelas características de plasticidade e de expansividade das argilas quando em presença de água.

2.3.2 Misturas de solo-bentonita

A condutividade hidráulica do material de preenchimento de solo-bentonita depende necessariamente da graduação do solo e da quantidade de bentonita utilizada na mistura.

A consistência ideal do material de preenchimento é uma pasta saturada tendo baixa resistência ao cisalhamento para ser capaz de escoar facilmente, mas ao mesmo tempo ter rigidez suficiente para permanecer estável numa declividade de 10:1. Esta consistência corresponde a um *slump* de 10 a 15 e uma quantidade de água na mistura de solo-bentonita normalmente entre 25 a 30% em relação ao peso total (AZAMBUJA, 2004).

A quantidade de bentonita misturada vai depender diretamente do teor de umidade do solo que será usado na mistura. A porcentagem de bentonita na mistura será maior, quando o solo estiver seco, para poder conduzir a mistura a uma consistência adequada, enquanto que se o solo escavado utilizado para a mistura estiver localizado abaixo do nível do lençol freático a quantidade de bentonita utilizado será menor. Caso o solo esteja com uma umidade muito elevada, é possível adicionar bentonita seca a mistura. Para isso, segundo D'Appolonia (1980) *apud.* Azambuja (2004), é necessário adicionar antes a bentonita seca ao solo e, somente depois aplicar a lama bentonítica.

Outro fator importante na condutividade hidráulica do material de preenchimento é a graduação do solo. Então, quanto menor a condutividade hidráulica no solo, menor será a condutividade hidráulica da mistura de solo-bentonita. Solos com maior porcentagem de finos plásticos na sua granulometria irão ter menores valores de condutividade hidráulica se comparados a materiais de maior diâmetro e não-plásticos. Em muitas aplicações, um teor de pelo menos 20% de finos, de preferência plásticos, é recomendado. Uma barreira típica de solo-bentonita apresenta normalmente uma condutividade hidráulica de 10^{-9} m/s, a qual é facilmente atingida na maioria dos projetos (D'APPOLONIA, 1980 *apud.* AZAMBUJA, 2004; XANTHAKOS, 1979).

2.3.3 Misturas de solo-cimento-bentonita

A condutividade hidráulica de um material de preenchimento composto de solo-cimento-bentonita é um resultado de complexas interações entre os vários componentes da mistura. O cimento Portland interfere na capacidade de uma mistura de solo e bentonita atingir baixos valores de condutividade hidráulica (RYAN e DAY, 2002). Conforme ressaltaram Mutch *et al.* (1997) *apud.* Lemos (2006), com a mistura de solo-cimento-bentonita, a condutividade hidráulica resultante será maior atingindo valores típicos de 10^{-8}

m/s. Segundo Pearlman (1999) é possível atingir valores de condutividade hidráulica por volta de 5.10^{-9} m/s com procedimentos de construção especiais.

De acordo com Plee *et al.* (1990) a adição do cimento Portland à mistura de solo-bentonita provoca um efeito negativo na condutividade hidráulica. Uma vez que o cimento Portland é adicionado à mistura, altera as propriedades químicas da bentonita. A mesma é afetada na sua capacidade de inchamento e retenção de água (KOCH, 2002). Além disso, o cimento Portland requer mais água na mistura de solo-bentonita para que se consiga atingir o *slump* adequado para o material ser lançado para dentro da escavação (RYAN e DAY, 2002). Com a introdução de mais água, a densidade do material será menor, mais poros no material de preenchimento serão formados e, conseqüentemente, maior será a condutividade hidráulica da barreira de contenção.

Assim como nas barreiras de solo-bentonita, a aplicação de finos pode ter efeito benéfico para melhorar a eficiência da barreira de solo-cimento-bentonita. Um mínimo de 10% de finos plásticos foi recomendado para uma boa proporcionalidade da mistura de SCB (ANDROMALOS e FISHER, 2001). Por outro lado, a aplicação de uma quantidade excessiva de finos pode exigir água adicional para atingir o *slump* necessário a fim de ter uma trabalhabilidade adequada e, conseqüentemente, pode diminuir a densidade do material (RYAN e DAY, 2002).

2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS

A resistência de um argilomineral é função das forças elétricas que atuam entre as partículas e das tensões de contato interpartículas. Do mesmo modo, o espaço entre as partículas, a sua orientação, as tensões externas aplicadas, as características do líquido permeante e tudo o que afetar as forças elétricas interpartículas irá afetar a resistência das argilas. Assim que:

- Quanto maiores as forças elétricas que atuam entre as mesmas e as tensões de contato interpartículas, maior será a resistência de uma massa de argila;
- Quanto maiores as forças de repulsão entre as plaquetas de argila, menor será a sua resistência;

- Quanto mais perto estiverem as partículas, maiores as tensões de contato, mais denso será o solo e maior será a sua resistência (LAMBE e WHITMANN, 1979).

De acordo com Lambe e Whitmann (1979) a resistência da argila é afetada pela sua estrutura. Quando as partículas estão orientadas paralelamente, o solo possui resistência menor, ou seja, uma argila com estrutura dispersa possui resistência menor que uma argila com estrutura floculada. Variações nas tensões aplicadas causam variações no espaço entre as partículas e orientação das mesmas, afetando as forças elétricas, o que, por sua vez, afeta a resistência das argilas. As características do líquido permeante e o grau de saturação também afetam as forças elétricas e a orientação das partículas. Da mesma forma, isso também influencia a resistência das argilas. Argilas altamente expansivas, que possuem um grande volume de água em seu sistema, tais como a bentonita, possuem resistência mecânica muito menor que as outras argilas.

2.4.1. Misturas de solo-bentonita

Nos projetos em que as barreiras apresentam como principal objetivo o de conter contaminantes, a compressibilidade e a resistência não são as principais considerações para o desenvolvimento de um projeto. No entanto, existem algumas situações, como, por exemplo, a construção de uma barragem sobre um *cutoff* (barreiras subterrâneas), condição em que os projetistas esperam que a compressibilidade da barreira subterrânea seja condizente com a compatibilidade do solo que se encontra ao seu redor, de maneira a diminuir ao máximo os possíveis recalques diferenciais da barreira e das estruturas ao seu redor. Se as deformações de cisalhamento forem previstas em projeto, a barreira deve ser projetada para suportar os movimentos associados com o solo localizado ao seu redor sem a ocorrência de fissuras ou desenvolvimento de planos de cisalhamento que podem levar a um aumento na condutividade hidráulica da barreira. Porém, nos procedimentos dos projetos atuais não são considerados o estado final de tensões da mistura de solo-bentonita nem a deformação do solo adjacente à barreira de SB (BAXTER, 2000).

A compressibilidade depende principalmente da porcentagem de partículas granulares presentes no solo (D'APPOLONIA, 1980 *apud.* AZAMBUJA, 2004; NATARAJ *et al.*, 1998). Conseqüentemente, será alcançada uma compressibilidade baixa quando existir a presença de materiais granulares suficientes na mistura para permitir o contato grão a grão

entre as partículas de areia. Por outro lado, a compressibilidade será alta quando houver a presença de materiais finos de características plásticas na mistura de solo-bentonita.

De acordo com D'Appolonia (1980) *apud*. Azambuja (2004), Millet *et al.* (1992) e Evans (1991), é fundamental a aplicação de uma grande quantidade de finos com características plásticas na sua granulometria, para se alcançar uma baixa condutividade hidráulica em barreiras de solo-bentonita. No entanto, ao mesmo tempo a inserção desse material irá gerar uma alta compressibilidade. Uma combinação ótima para se gerar um material de baixa condutividade hidráulica e compressibilidade consiste de uma matriz granular cujos vazios gerados serão preenchidos por solos de grãos finos e bentonita. É sugerido por D'Appolonia (1980) *apud*. Azambuja (2004), por exemplo, uma combinação de uma areia com 20 a 30% de materiais finos (partículas de solo passante na peneira n° 200) de características plásticas. Já uma matriz bem graduada de areia com 20 a 50% de finos plásticos e um mínimo de 1% de bentonita, é recomendado por Evans (1991). Millet *et al.* (1992) recomenda um material arenoso bem graduado, com a presença de 10 a 20% de finos e com uma proporção de 2 a 4% de bentonita. Entretanto, uma porcentagem maior de finos é desejável para a obtenção de valores menores de condutividade hidráulica, quando não é necessária a obtenção de uma compressibilidade baixa.

Além da compressibilidade, outro fator importante em relação às misturas de solo-bentonita é a sua consistência. Para garantir uma eficiente deposição da mistura de SB para dentro do trecho de escavação, a consistência recomendada da lama de SB deve ter um *slump* entre 12-15 cm (EVANS, 1991; MILLET *et al.*, 1992) ou entre 10-15 cm (D'APPOLONIA, 1980 *apud*. AZAMBUJA, 2004). A medição do *slump* é feita com o mesmo aparato padrão utilizado para a medição de *slump* em concretos.

Velosa e Colmenares (2006) analisaram misturas compactadas de areia-bentonita, que são amplamente usadas para controlar a migração de substâncias perigosas pela barreira, através de ensaios edométricos realizados com amostras compactadas em diferentes densidades e teores de umidade. Os autores relataram que as barreiras são construídas com materiais de alta resistência, baixa compressibilidade e com permeabilidade muito baixa. Tais características podem ser alcançadas usando misturas com areia (para assegurar uma boa estabilidade da mistura compactada) e bentonita (para preencher os vazios entre as partículas de areia). Com base nos ensaios realizados foram analisados a influência das condições

iniciais de compactação, a tensão vertical aplicada e o teor de bentonita. Os resultados indicaram, que o desenvolvimento de deformações de inchamento com o tempo é altamente dependente das condições de compactação da areia-bentonita e da tensão de confinamento.

2.4.2. Misturas de solo-cimento-bentonita

A resistência das barreiras de solo-cimento-bentonita é função do fator água-cimento e da sua idade ou tempo de cura.

As especificações para a resistência mínima das barreiras de solo-cimento-bentonita variam em um intervalo de 100 a 700 kPa, sendo que alguns projetos exigem um mínimo de resistência de 200 kPa aos 28 dias (RYAN e DAY, 2002). Todavia, existem numerosos fatores que devem ser considerados para a determinação da resistência mínima de uma barreira de solo-cimento-bentonita, entre os quais estão:

- O custo do cimento que aumenta quase em proporção direta em relação à resistência mínima especificada;
- O acréscimo excessivo de cimento pode gerar juntas e diminuir consideravelmente a flexibilidade da barreira sob a ação de carregamentos, com isso, aumentando as chances de aparecimento de fissuras na barreira;
- O efeito do cimento sobre a condutividade hidráulica da barreira.

2.5 SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS

2.5.1 Materiais compósitos fibrosos

Neste item foi feita uma revisão, apresentando definições e propriedades, para uma melhor compreensão sobre o reforço de solos com fibras.

Atualmente novos materiais têm sido desenvolvidos, geralmente baseado em materiais tradicionais, mas incorporando, de alguma forma, elementos de reforço. Estes novos materiais são denominados materiais compósitos.

O material compósito é originado da combinação de dois ou mais materiais que apresentam propriedades que não são encontradas naqueles que lhe deram origem.

Os materiais compósitos são classificados em dois grandes grupos, segundo Higgins (1994):

- Os materiais compósitos particulados, quando é adicionado à matriz algum material em forma de partícula;
- Os materiais compósitos fibrosos, onde as fibras atuam controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz.

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

Segundo Hannant (1994) o desempenho dos compósitos reforçados com fibras é controlado principalmente pelo teor e pelo comprimento da fibra, pelas propriedades físicas da fibra e da matriz, e pela aderência entre as duas fases. O efeito da orientação e da distribuição da fibra na matriz é acrescentado por Johnston (1994). A orientação de uma fibra em relação ao plano de ruptura, ou fissura, influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas. Uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular tem efeito máximo.

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

- Teor de fibra: um alto teor de fibras confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura;
- Módulo de elasticidade da fibra: um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra, quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras;

- Aderência entre a fibra e a matriz: as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito;
- Resistência da fibra: aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz;
- Comprimento da fibra: quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade delas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão de arrancamento igual à sua resistência a tração.

De acordo com Taylor (1994) a disposição idealizada da fibra em relação à fissura e o equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada é mostrada na Figura 2.7. Torna-se evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também o diâmetro desta. A relação l/d (comprimento/diâmetro) ou fator de forma, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra e a resistência da aderência fibra/matriz. Se a fibra tem uma alta resistência a tração (fibra de aço) ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência a tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas.

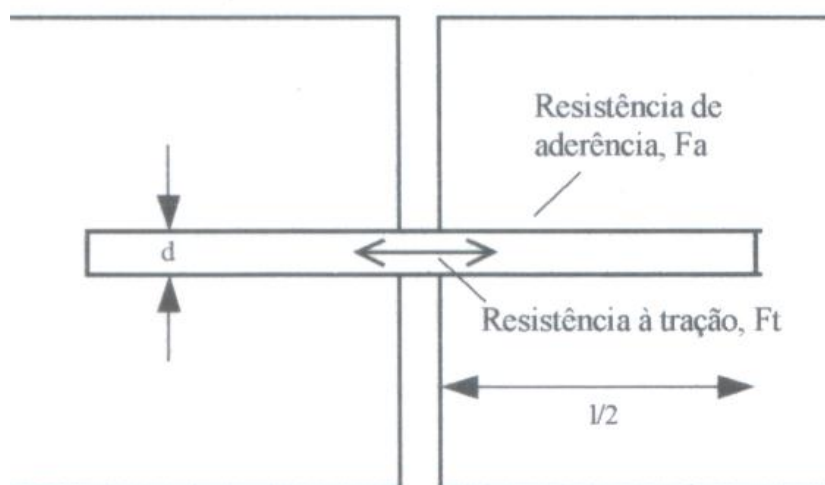


Figura 2.7: Disposição fibra/fissura idealizada. (fonte: Taylor, 1994).

2.5.2 Tipos de fibras

No reforço de solos diversos tipos de fibras podem ser utilizados. O comportamento do material compósito fibroso será afetado pelas características do comportamento de cada material, que são intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e de seu processo de fabricação. Assim sendo, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma dessas duas fases para o comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá basicamente das características da matriz de solo a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

Segundo Taylor (1994) o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado, como fibras de aço, evidenciado por diversas pesquisas. Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial a saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

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

2.5.2.1 Fibras Naturais

As fibras naturais foram os primeiros tipos de fibras a serem utilizados na história da humanidade, grande parte destas eram de origem vegetal.

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

O principal problema a ser investigado é a avaliação da durabilidade dos compostos formados com fibras vegetais, pois podem ser degradadas pela adição de fungos e

microorganismos. A exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos causa uma rápida degradação das fibras (TEODORO, 1999). Como por exemplo, o emprego das fibras vegetais como reforço de materiais cimentados com cimento Portland comum.

2.5.2.2 Fibras Poliméricas

A família das fibras poliméricas talvez seja a mais promissora para se utilizada como reforço de solos. De acordo com sua estrutura química, os polímeros, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras.

Ultimamente vários formatos de fibras poliméricas têm sido empregados como reforço de solos. As chamadas fibriladas são fibras que apresentam um formato trançado quando esticadas transversalmente, projetadas de tal forma que se “abram” durante o processo de mistura com o solo.

Al Wahab e Al-Qurna (1995), Al Wahab e El-Kedrah (1995) e Nataraj *et al.* (1996), são autores que tem estudado tais fibras. Os autores McGown *et al.*, (1978) e Morel e Gourc (1997) também utilizam outro formato de fibras, e que se diferencia um pouco do formato de fibra, são as malhas de polipropileno, que proporcionam um maior intertravamento com as partículas do solo. Outro tipo, desenvolvido na França, chamado de Textol, consiste em um filamento contínuo que é distribuído aleatoriamente dentro da massa de solo.

a) Fibras de Polipropileno:

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

Em função de sua composição, as fibras de polipropileno possuem uma grande flexibilidade e tenacidade, seu módulo de elasticidade gira em torno de 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. De acordo com Taylor (1994) possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e

aos álcalis. Tais características, segundo Taylor (1994), aferem aos materiais a que estas fibras são incorporadas uma substancial resistência ao impacto.

b) Fibras de Polietileno:

As fibras de polietileno possuem um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz e altamente resistentes aos álcalis. De acordo com Hannant (1994), sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência, assim sendo se elas forem utilizadas para suportar tensões altas permanentemente em um compósito fissurado, consideráveis alongações e deflexões podem ocorrer ao longo do tempo. O polietileno de alta densidade tem sido desenvolvido procurando minimizar o problema da baixa aderência e módulo.

c) Fibras de Poliéster:

De acordo com Taylor (1994) alta densidade, rigidez e resistência, conferem tais características às fibras de poliéster. Estas fibras apresentam um aspecto semelhante às de polipropileno e podem ser empregadas para as mesmas aplicações.

Hoje em dia o poliéster é mais conhecido como polietileno tereftalato, ou PET, utilizado largamente como material de constituição das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros. Nos últimos anos sua produção e consumo vêm aumentando muito rapidamente, o que representa um grande problema ambiental, pois sabe-se que somente uma pequena parcela deste material é reciclado.

d) Fibras de Poliamida (Kevlar):

Polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Porém, se estas moléculas forem espichadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (TAYLOR, 1994).

2.5.2.3 Fibras Minerais

a) Fibras de Carbono:

São materiais fundamentados na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza dos mesmos. As fibras de carbono possuem uma alta resistência à tração e módulo de elasticidade (em torno de 420 GPa). Essas características tornam imperativo uma grande aderência entre a matriz e as fibras, caso contrário estas resistências não serão mobilizadas e as fibras serão arrancadas com cargas menores (TAYLOR, 1994).

b) Fibras de Vidro:

Geralmente são manufaturadas na forma de “cachos”, ou seja, fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 μm (TAYLOR, 1994).

Em torno de 99% das fibras de vidro são produzidas a partir do vidro tipo E, que é susceptível ao ataque dos álcalis.

c) Fibras de Amianto:

As fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000 MPa e módulo de elasticidade em torno de 160 GPa, e apresentam uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μm (TAYLOR, 1994).

Em função de seu pequeno diâmetro, quando cortada, a fibra libera partículas muito pequenas, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo ser humano. Por causa disso seu emprego na construção civil foi proibida em muitos países.

2.5.2.4 Fibras Metálicas

As fibras metálicas mais comuns são as de aço. Problemas relacionados à corrosão podem aparecer dependendo do meio onde estão inseridas. Segundo Taylor (1994) uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel. Hannant (1994) afirma que seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz.

2.5.3 Estudos experimentais

Grande parte dos autores concentraram seus esforços em comparar o comportamento de solos reforçados com o de solos não reforçados através dos respectivos parâmetros de resistência ou deformabilidade. Têm-se analisado principalmente as conseqüências em detrimento das causas. Pretende-se, então, na presente revisão, focalizar e identificar as causas, ou seja, os mecanismos que regem o comportamento do material compósito, sem desprezar as conseqüências, pois elas nos permitem identificar quando ocorrem mudanças nos mecanismos.

Os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra são muito complexos. São inúmeras as combinações de variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação. Para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra. Conhecendo-se as mudanças na estrutura do material reforçado com fibras em relação ao solo sem fibras, teremos base para avaliarmos o comportamento mecânico dos solos reforçados, explicando as mudanças ocorridas nos parâmetros usuais dos solos não reforçados.

McGown *et al.* (1978) observaram que as características de resistência e deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão-deformação do solo reforçado ao estudarem o efeito da inclusão de diferentes fibras em um solo arenoso. Os autores propuseram a divisão de reforço dos solos em inclusões extensíveis e não-extensíveis. O elemento de reforço extensível tem deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Sua principal função é de aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico, além do acréscimo de resistência mecânica. Já o elemento de reforço não-extensível tem deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, confere ganho de resistência mecânica, porém, rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper.

As fibras somente passam a exercer uma ação efetiva dentro da massa de solo quando esta, submetida a esforços externos, sofre deformações. O funcionamento das fibras como elementos de reforço é então comandado pelas características de deformabilidade do solo e pela forma de distribuição destas deformações, que dependem do tipo de solicitação ao qual o material está sendo submetido.

Os mesmos autores observam que, para obtermos o máximo benefício das inclusões, estas devem estar dispostas na direção das deformações principais dentro da massa de solo. Também a adesão entre o solo e reforço, bem como as características de deformação e resistência são parâmetros muito importantes na definição do comportamento do material compósito. Ao serem submetidas a esforços de tração, as fibras transferem esforços para o solo, provocando uma redistribuição de tensões e, portanto, de deformações no interior do solo.

Para reforços inextensíveis (quando apresentam deformações de ruptura menores que a máxima deformação de tração do solo sem inclusões) tal efeito se dá até a ruptura dos mesmos, momento a partir do qual o comportamento volta gradualmente ao do solo não reforçado. Para reforços extensíveis (quando apresentam deformações de ruptura maiores que a máxima deformação de tração do solo não reforçado), tal efeito se faz presente praticamente ao longo de toda a curva tensão-deformação, para níveis de deformação menores e maiores que a deformação de pico do solo não reforçado.

McGown *et al.* (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. A adição do reforço aumentou de forma considerável a resistência do solo obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida. O intertravamento entre o solo e reforço alterou os parâmetros de resistência e de deformabilidade, sendo mais pronunciado para teores maiores de reforço.

Uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. Uma das principais vantagens de fibras distribuídas aleatoriamente é a manutenção da resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. Neste trabalho foi analisada a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica, onde o aumento da relação l/d resulta na redução desta tensão de confinamento crítica e torna mais efetiva a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento, porém, o crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento no teor de fibra é observado até um certo limite (GRAY e MAHER, 1989).

Maher e Gray (1990) salientam que a técnica de reforço como alvo de grande parte dos trabalhos mais recentes é o emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas, pois ela

possui duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimiza o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induz planos preferenciais de fraqueza. As características almejadas com a inclusão de fibras nem sempre dizem respeito a um aumento da capacidade de suporte do material. Vários outros aspectos, como maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última, entre outros, são exemplos disso.

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

Os mesmos autores citados concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (gradação, tamanho e forma das partículas) e da fibra (teor, relação l/d e módulo). A resistência diminui com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia, por outro lado, há um acréscimo da resistência com o aumento do coeficiente de uniformidade da areia, do teor de fibras, do módulo das fibras e da relação l/d . O modelo proposto pelos autores para prever o comportamento do solo reforçado com fibras é baseado num modelo aplicado a concreto reforçado com fibras. Em geral, há um razoável ajuste entre os valores experimentais e os previstos pelo modelo. Entretanto, ainda há a necessidade de um melhor refinamento do modelo, principalmente em relação à estimativa da espessura da zona de cisalhamento. Concordando, Gray e Al-Refeai (1986) concluíram que quanto menor a rugosidade superficial das fibras maior é a tensão de confinamento crítico. Da mesma forma, Gray e Ohashi (1983) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão crítica. Ranjan e Charan (1996) observam ainda que a tensão crítica diminui com o aumento do fator de forma.

As propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher & Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, compressão diametral, flexão e condutividade hidráulica. Foram utilizadas fibras de polipropileno, vidro e celulose. Observou-se que a inclusão aleatória das fibras aumentou significativamente a resistência e a ductilidade do compósito, sendo este aumento mais pronunciado para baixos teores de umidade. Para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes na superfície de ruptura contribuindo para o aumento da resistência. Porém, após a ruptura, as fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente, o que denota a importância de fibras mais longas quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia. A adição de reforços fibrosos aumentou a permeabilidade da argila estudada, sendo mais pronunciada para maiores teores de fibra.

O comportamento de uma argila com diferentes teores de cimento, pretendendo simular um material com distintos valores de coesão foi avaliado por Maher e Ho (1993). Estes concluíram que o aumento da coesão reduz a contribuição das fibras para o aumento da resistência de pico do solo.

Casagrande (2001) e Casagrande e Consoli (2002) realizaram uma análise em areia siltosa reforçada com fibra de polipropileno e mostraram um crescimento constante da resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Segundo os autores, as fibras passaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência a partir de 2,5% de deformação axial.

Feuerharmel (2000) com base em informações existentes na literatura, comentou que com a elevação da tensão efetiva média normal (p') atuante em um elemento de solo, eleva também a sua resistência ao cisalhamento, aumentando o atrito entre o solo e o reforço. Esta alteração no atrito entre os componentes solo e fibra pode provocar mudanças no seu mecanismo de interação, evidenciado pelas envoltórias de resistência do solo reforçado disponíveis na literatura, que apresentam a forma curvilínea-linear ou bi-lineares. Acima de uma dada tensão efetiva média normal as envoltórias tornam-se paralelas à envoltória do solo sem fibras.

O comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno foi estudado por Teodoro e Bueno (1998). Foram avaliados diferentes teores e comprimentos de

fibras através de ensaios de compressão não-confinada e triaxiais não drenados. Foram executados painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuração deste material quando submetido à variação térmica. Os autores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que no solo arenoso as envoltórias tendem a bi-linearidade na medida em que o teor e o comprimento das fibras aumentam. O efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no entanto, evitar a fissuração destas.

O efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo artificialmente cimentado e não-cimentado através de ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral e triaxiais drenados, foram avaliados por Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1997, 1998, 1999). Montardo (1999) e Montardo *et al.* (2002) observaram que a influência da inclusão de fibras depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da fibra e da matriz. Fibras relativamente rígidas (fibras de vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, ao passo que as fibras relativamente flexíveis (fibras de polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Considerações semelhantes também foram feitas por Montardo *et al.* (2000) e Consoli *et al.* (2002-b) quando avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

O comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulica, foi analisado por Heineck (2002). Fibras de polipropileno 24mm de comprimento e bentonita foram adicionadas a matrizes de solo, cinza, areia e caulim. Uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica indicou a utilização do material com matriz argilosa e fibras como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos. Para *liners* de cobertura, sob o ponto de vista do comportamento mecânico, podem ser utilizados os seguintes materiais: areia com bentonita e fibras, SRAB com fibras e caulim com fibras. Prosseguindo o estudo, Heineck *et al.* (2003) e Heineck *et al.* (2005) avaliaram a contribuição de fibras para grandes deformações de cisalhamento (ensaios de *ring shear*), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a avaliação da influencia da inserção de fibras em solos para pequeníssimas deformações (ensaios triaxiais com *bender*

elements). Os resultados mostraram que a influência do reforço fibroso nos solos continua após grandes deformações de cisalhamento, não havendo perda de resistência mesmo que ocorram deslocamentos horizontais da ordem de 250mm e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

Donato (2003) e Donato *et al.* (2002 e 2004) tiveram como propósito em seu estudo analisar o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo, juntamente com a adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples e triaxial se pôde afirmar que as fibras provocaram uma queda no módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material reforçado, bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz. Além disto, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Vendruscolo (2003) verificou a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios triaxiais. O autor concluiu que a influência desta adição sobre as propriedades mecânicas do compósito depende das propriedades da matriz, onde o efeito da adição de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para materiais compósitos com maiores densidades. O autor cita também que a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Consoli *et al.* (2004) avaliaram o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e de vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes e a redução da fragilidade e do valor do intercepto coesivo se acentua para o compósito cimentado. Por outro lado, as fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de ruptura de frágil para dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36 mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida, fato este não observado para os outros tipos de fibras

estudados. Isto é, não é possível estabelecer regras de comportamento sem o conhecimento prévio das propriedades dos materiais envolvidos.

Casagrande *et al.* (2006) avaliaram em grandes deformações de cisalhamento o comportamento de bentonita reforçada com fibra de polipropileno, através de uma série de ensaios de *ring shear*. Concluíram que o reforço de fibra em bentonita é apenas eficiente para deformações de até 50mm. Após o ensaio, as fibras foram retiradas do corpo de prova para verificar seu alongamento e quebra, este procedimento indicou que as fibras sofreram deformações plásticas de extensão antes de seu rompimento. O comportamento das mesmas é provavelmente dependente da taxa de deformação, e estas conclusões são possivelmente válidas apenas para velocidade de deformações lentas usadas para estes testes.

CAPÍTULO 3

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido teve como objetivo investigar o efeito da adição de fibras de polipropileno nas propriedades mecânicas e hidráulicas de misturas de solo-cimento-bentonita (SCB), solo-bentonita-fibra (SBF) e solo-cimento-bentonita-fibra (SCBF) utilizadas em barreiras verticais de contenção de contaminantes do tipo *Slurry Walls*. Fundamentalmente, o programa experimental proposto buscou analisar o comportamento tensão-deformação e a influência da poro-pressão, através de ensaios triaxiais, em misturas SCB e SCBF e também a condutividade hidráulica em misturas SBF e SCBF.

As dosagens utilizadas nas misturas e o programa de ensaios são apresentados num primeiro instante, bem como as propriedades e as características dos materiais utilizados na pesquisa. O programa experimental proposto foi detalhadamente descrito neste capítulo, bem como os métodos utilizados na preparação dos corpos de provas, detalhes de execução de ensaios e equipamentos utilizados.

3.2 PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa experimental consistiu em ensaios de compressão não-confinada e ensaios triaxiais não-drenados (CIU), os quais foram executados em misturas do tipo SCB e SCBF. Durante a execução dos ensaios triaxiais, a condutividade hidráulica foi medida após a fase de adensamento e após o cisalhamento do corpo de prova, para todas as tensões de ensaio, com o objetivo de compará-las e identificar o comportamento das barreiras verticais quando estas são solicitadas em campo. Também, foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida nas misturas SBF e SCBF, os quais foram confrontados com resultados obtidos por Lemos (2006), que utilizou o mesmo tipo de permeâmetro para misturas SB e SCB. Na Tabela 3.1 é apresentado o programa de ensaios realizados.

Tabela 3.1: Programa de ensaios

Mistura	Ensaio	Tensão confinante (kPa)	Gradiente hidráulico	Total de ensaios
SBF	Condutividade hidráulica (k)	-	8,3	03
SCB	Compressão não-confinada	-	-	10
	Triaxial	50, 250 e 480	-	03
	k após adensamento	50, 250 e 480	10	03
	k após cisalhamento	50, 250 e 480	10	03
SCBF	Compressão não-confinada	-	-	10
	Triaxial	50, 220, 240, 450 e 480	-	05
	k após adensamento	50, 220, 240, 450 e 480	10	05
	k após cisalhamento	50, 220, 240, 450 e 480	10	05
	Condutividade hidráulica	-	8,3	03

3.3 DOSAGEM DOS MATERIAIS NAS MISTURAS

As dosagens dos materiais utilizados nas misturas solo-bentonita e solo-cimento-bentonita foram as mesmas definidas por Azambuja (2004) e Lemos (2006), que utilizaram as mesmas matérias-primas da atual pesquisa, definidas em um teor de umidade de 100% e fator água/cimento igual a 4. Os teores escolhidos basearam-se na trabalhabilidade da mistura e no índice de vazios dos corpos de prova. Segundo Lemos (2006) misturas com teor de umidade igual a 80% foram insatisfatórias, pois apresentaram pouca trabalhabilidade e corpos de prova

com alto índice de vazios. Para um fator água-cimento igual a 6 e umidade igual a 100% notou-se uma redução das dimensões do corpo de prova após a desmoldagem, confirmando a inviabilidade da mistura devido a instabilidade volumétrica.

O teor de fibra foi adotado em 0,5% do peso de sólidos de cada mistura (HEINECK *et al.*, 2005), este foi definido como um valor ideal para este tipo e comprimento de fibra em pesquisas anteriores. A Tabela 3.2 apresenta a seguir a dosagem dos materiais utilizados em cada mistura.

Tabela 3.2: Dosagem dos materiais

Mistura	Teor de umidade (%)	Teor de solo (%)	Teor de cimento (%)	Teor de bentonita (%)	Teor de fibra (%)	Fator água/cimento
SBF	100	88	0	12	0,5	0
SCB	100	63	25	12	0	4
SCBF	100	63	25	12	0,5	4

As misturas apresentam teor de umidade igual a 100%, 12% de bentonita sódica do total de sólidos em massa e fator água-cimento igual a 4. As misturas de SBF e SCBF apresentam as mesmas porcentagens como citadas anteriormente, além de 0,5% de fibra do total de sólidos de cada mistura. O alto teor de umidade é inerente à tecnologia *Slurry Walls*, pois na colocação da mistura nas trincheiras é necessário que o material apresente boa trabalhabilidade, por isto estas dosagens foram selecionadas.

Ensaio de compressão não-confinada com a mistura do tipo SB não foram realizados, devido à impossibilidade de obtenção de corpo de prova estável a partir do teor de umidade estabelecido. Neste caso, o espécime ao ser retirado do cilindro de moldagem, desmanchava-se.

3.4 MATERIAIS UTILIZADOS

Nos itens a seguir são apresentadas as características e propriedades físico-químicas relativas aos materiais utilizados na presente pesquisa.

3.4.1 Solo Residual de arenito Botucatu (SRAB)

O solo utilizado na pesquisa é característico de uma região do Estado do Rio Grande do Sul, Brasil. As amostras foram coletadas em um talude localizado nas proximidades da rodovia RS 240, a aproximadamente 41 km ao norte de Porto Alegre, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo – RS, conforme mostram as Figuras 3.1 e 3.2. Trata-se de um solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à Formação Botucatu, o qual é definido como uma areia fina siltosa, mal graduada e fracamente plástica.



Figura 3.1: Localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu
(fonte: Adaptado de Thomé, 1999).



Figura 3.2: Jazida de arenito Botucatu na localidade de Vila Scharlau (fonte: Cruz, 2004).

Núñez (1991), Prietto (1996), Ulbrich (1997) e Thomé (1999) relataram previamente vários trabalhos de caracterização para este solo. Foi constatado por Núñez (1991) a homogeneidade da jazida ao realizar ensaios ao longo de sua profundidade e Thomé (1999) realizou ensaios complementares de caracterização do solo, confirmando o conjunto de resultados obtidos Núñez (1991).

As propriedades físicas médias do solo utilizado nesta pesquisa (THOMÉ, 1999) são apresentadas a seguir na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Índices físicos do SRAB

Índices físicos	SRAB
Massa específica real dos grãos	26,7 kN/m ³
Diâmetro médio, D ₅₀	0,09 mm
Limite de liquidez, LL	22 %
Limite de plasticidade, LP	19 %

(fonte: Thomé, 1999).

A curva granulométrica obtida para o solo residual com o uso de defloculante é apresentada na Figura 3.3. Verifica-se que o material é composto por 5% de argila

(<0,002mm), 38,9% de silte (0,002 a 0,075 mm) e 56,1% de areia, sendo que desta porcentagem 47,3% é de areia fina (0,074 a 0,42 mm) e somente 8,8% é de areia média (0,042-2,0mm). Segundo a NBR 6502/95 o arenito pode ser classificado geotecnicamente como uma areia siltosa, e segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 1993) como SM (areia siltosa).

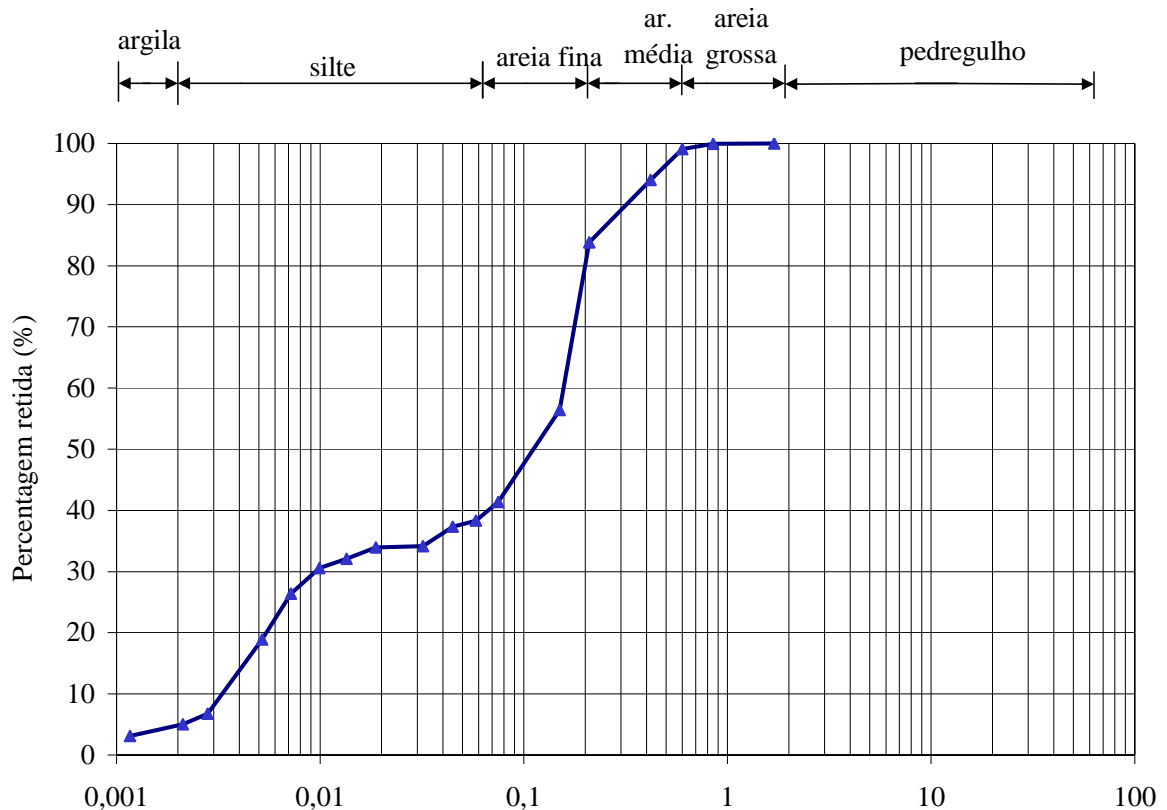


Figura 3.3: Curva granulométrica do SRAB (fonte: Foppa, 2005).

As principais propriedades físico-químicas do solo residual, com ênfase na mineralogia e na composição química da fração argila, foram determinadas por Nuñez (1991). A predominância do argilomineral caulinita foi indicado em todas as análises realizadas. Observa-se, também, a presença de 3,2% de hematita, que é o óxido responsável pela cor rosada característica do solo residual de arenito Botucatu.

3.4.2 Cimento

Nesta pesquisa foi utilizado o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI), marca Cauê. Este cimento foi selecionado devido as suas particularidades de atingir altos valores de resistência em curtos períodos de cura, permitindo que o material de preenchimento das barreiras atinja uma capacidade de suporte rapidamente. Assim, o programa experimental definiu um período de cura de apenas 7 dias. A Tabela 3.4 apresenta a composição desse tipo de cimento. Dados fornecidos por Cimento Cauê, para o CP V – ARI, indicam uma massa específica real dos grãos de $31,4 \text{ kN/m}^3$.

Tabela 3.4: Composição do Cimento CP V-ARI

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clínquer +	Material	
Alta Resistência Inicial	CP V-ARI	100-95	0-5	NBR 5733

(fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2002).

3.4.3 Bentonita

A bentonita é um material primariamente formado por argilominerais do grupo montmorilonita. O cátion adsorvido pode ser sódio ou cálcio, sendo que a bentonita sódica é a mais utilizada em aplicações de selagem e impermeabilização, justamente por oferecer uma maior capacidade de expansão e menor condutividade hidráulica no contato com a água em relação à bentonita cálcica (ALTHER, 1982, 1987; RESCHKE e HAUG, 1991, *apud* GLEASON *et al.*, 1997). No entanto a bentonita cálcica é mais estável quimicamente quando exposta a certos compostos químicos.

A qualidade de uma bentonita pode ser avaliada através de medidas indiretas como: avaliação dos limites de Atterberg e de ensaios de expansão livre. Quanto maior o limite de liquidez e plasticidade, melhor é a qualidade da bentonita. Uma bentonita sódica de média qualidade tem limite de liquidez entre 300 e 500% enquanto que a de alta qualidade tem entre 500 e 700%. Os testes de expansão livre mostram que, quanto maior a capacidade de expansão da bentonita, melhor a sua qualidade (HEINECK, 2002).

As principais características do material que a tornam resistente à passagem de água são: a afinidade da bentonita com a água e sua capacidade de expansão. Quando em condições de confinamento, bem como nas barreiras verticais, as partículas expandidas da bentonita são forçadas umas contra as outras, preenchendo os vazios entre as partículas de solo formando uma barreira contra a passagem do fluido.

Esta pesquisa utilizou a bentonita sódica, procedente da mina explorada de Lajeado (antiga Lages) pela Empresa Bentonisa Bentonita do Nordeste, localizada em Boa Vista, estado da Paraíba.

Os índices físicos e a distribuição granulométrica da bentonita foram determinados de acordo com as normas NBR 6508/84, NBR 6459/84, NBR 7180/84 e NBR 7181/84, e apresentados na Tabela 3.5 e Figura 3.4 respectivamente. O alto valor do limite de liquidez encontrado comprova a boa qualidade desta matéria-prima.

Tabela 3.5: Índices Físicos da Bentonita Sódica

Limite de liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Índice de Plasticidade (IP)	Densidade Real dos Grãos (G)
604,7%	139,1%	465,6%	3,08

(fonte: Lemos, 2006).

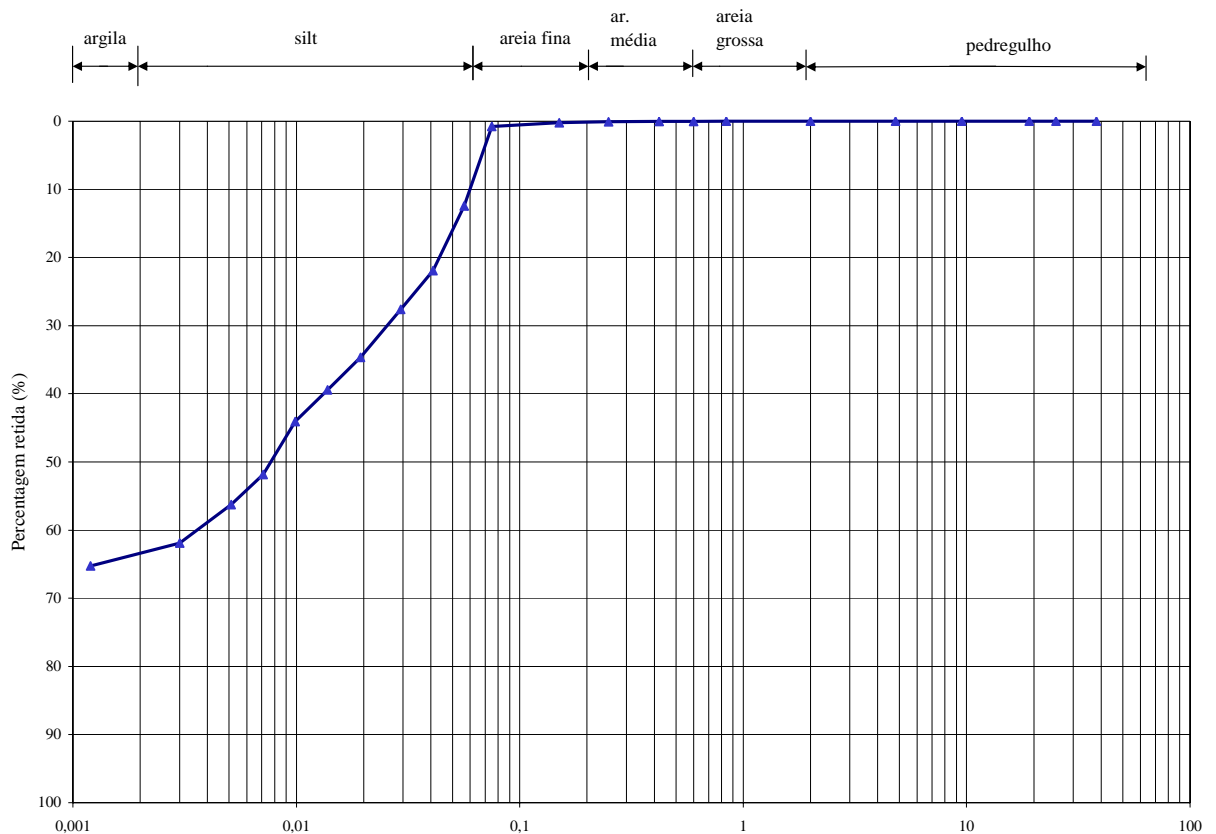


Figura 3.4: Distribuição Granulométrica da bentonita sódica (fonte: Lemos, 2006).

De acordo com a ASTM 2487/93, a bentonita sódica utilizada classifica-se como argila inorgânica de alta plasticidade (CH) e, pela NBR 6502 (ABNT, 1995) como uma argila.

3.4.4 Fibra

As fibras utilizadas como elemento de reforço foram as do tipo poliméricas de polipropileno e estão disponíveis no mercado na forma de pequenos filamentos. Estas fibras foram escolhidas por apresentarem características uniformes e bem definidas, por serem inertes quimicamente e pela disponibilidade no comércio, o que possibilita a sua aplicação em ensaios com grandes dimensões ou extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

As fibras de polipropileno utilizadas neste trabalho foram produzidas pela indústria FITESA Fibras e Filamentos S/A. Este tipo de fibra é fornecido principalmente na indústria têxtil.

Na indústria têxtil a grandeza que representa a espessura dos filamentos é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000 m). As fibras utilizadas na pesquisa possuem título de 3,3 dtex (que corresponde a um diâmetro de 0,023 mm) e comprimento de 24 mm.

A Figura 3.5 mostra as fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e na Tabela 3.6 têm-se as principais características fornecidas pela indústria FITESA.



Figura 3.5: Aspecto das fibras de polipropileno com 24 mm de comprimento (fonte: www.fridulsa.com.uy).

Tabela 3.6: Resumo das propriedades mecânicas das fibras

Propriedades mecânicas	Fibras 3,3 dtex
Densidade Relativa	0,91
Módulo de Elasticidade	3 GPa
Resistência à tração última	300 MPa
Deformação axial na ruptura	De 80 a 170%

(fonte: Fabricante Fitesa).

3.4.5 Água

A água utilizada para preparação de todas as misturas foi do tipo destilada com o objetivo de que a mesma não tivesse nenhuma interferência no que se refere às propriedades físico-químicas do novo material.

3.5 VARIÁVEIS DE RESPOSTA

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

- Resistência a compressão não-confinada (q_u);
- Tensão desvio na ruptura (q_{rup});
- Tensão desvio final (q_{final});
- Poro-pressão (u);
- Intecepto coesivo efetivo (c');
- Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ');
- Coeficiente de condutividade hidráulica (k).

Para os ensaios triaxiais, os invariantes de tensão q e p' utilizados na apresentação gráfica dos resultados, foram definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (3.1)$$

$$p' = \frac{(\sigma'_a + 2\sigma'_r)}{3} \quad (3.2)$$

A identificação da posição do círculo de Mohr e de seu tamanho foi dado pelas coordenadas t , s' , definidas por:

$$t = \frac{(\sigma'_a - \sigma'_r)}{2} \quad (3.3)$$

$$s' = \frac{(\sigma'_a + \sigma'_r)}{2} \quad (3.4)$$

Onde:

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

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

u : poro-pressão.

Através da envoltória de resistência, foram determinados o intercepto coesivo efetivo (c') e o ângulo de atrito interno efetivo do material (ϕ').

3.6 MÉTODOS DE ENSAIO E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

A seguir são apresentados os métodos de ensaios e os procedimentos empregados durante o programa experimental. Os ensaios se basearam nos procedimentos propostos em normas técnicas e, no caso de modificação de algum procedimento descrito em norma ou na ausência da mesma no que se refere ao assunto abordado, foi realizada uma descrição mais detalhada.

3.6.1 Coleta e preparação dos materiais

As amostras de solo foram coletadas na jazida de origem, no estado deformado, trazidas para o laboratório, secas ao ar, destorroadas, peneiradas para retirada de impurezas e devidamente estocadas em recipientes adequados. A bentonita, o cimento e as fibras foram adquiridos no comércio e armazenados em recipientes apropriados até o momento de serem utilizadas nos ensaios.

3.6.2 Preparação dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão não-confinada e para os ensaios triaxiais foi realizada em moldes bi-partidos de PVC com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Devido aos altos teores de umidade das misturas, os moldes de PVC foram vedados na lateral e na parte inferior através da aplicação de borracha de silicone, com o objetivo de evitar a fuga de água através do molde. Como não foi possível a compactação da amostra em camadas, a mistura dos materiais foi devidamente despejada dentro dos moldes até uma altura de 100 mm, demarcada internamente no molde de PVC.

Conforme a Tabela 3.2, a dosagem adotada para as misturas foi um teor de umidade de 100%, um teor de bentonita de 12%, um teor de fibras de zero e 0,5% e um fator a/c de zero e 4. A massa específica real dos grãos utilizada para o cálculo das dosagens foi calculada através de uma média ponderada, tendo como base a massa específica real dos grãos do arenito Botucatu, da bentonita e do cimento para as misturas do tipo SCB e SCBF. Já para a mistura do tipo SBF foi levado em consideração apenas a do arenito Botucatu e da bentonita, as quais foram citadas neste capítulo. Foram encontrados os valores de $28,38 \text{ kN/m}^3$ para as misturas SCB e $27,20 \text{ kN/m}^3$ para as misturas SBF.

A preparação das misturas SCBF foi dividida em quatro etapas. Na primeira etapa, conforme mostra a Figura 3.6, os materiais foram pesados e colocados em recipientes, as fibras foram cuidadosamente separadas a fim de atingir uma homogeneidade na mistura.

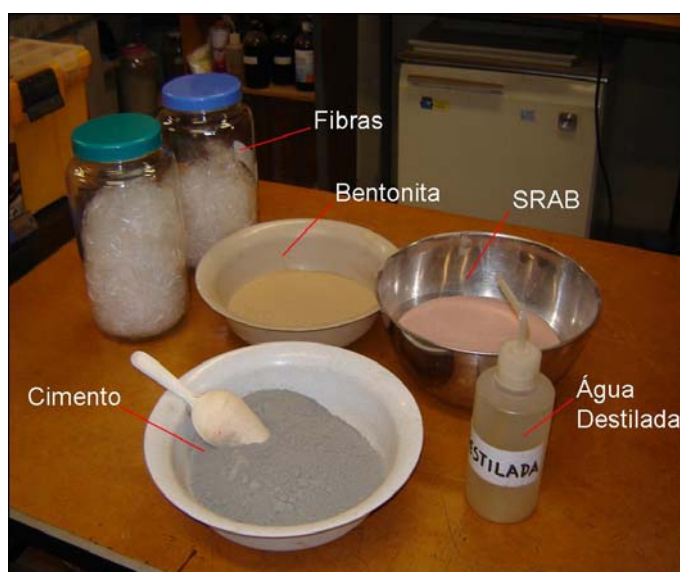


Figura 3.6: Componentes das misturas.

Na segunda etapa o solo foi umedecido com parte da água da mistura (Figura 3.7a) e logo em seguida as fibras foram adicionadas aos poucos (Figura 3.7b). Esses materiais foram misturados manualmente (Figura 3.7c), até a mistura atingir certa homogeneização.



Figura 3.7: Segunda etapa (a) Solo úmido; (b) Solo úmido mais fibras; (c) Mistura manual.

Na terceira etapa, em um outro recipiente com o restante da água, a bentonita foi adicionada aos poucos e misturada mecanicamente (utilizou-se uma batedeira elétrica) de forma constante evitando a formação de grumos (figura 3.8a e 3.8b). Logo após, com o mesmo processo de mistura, o cimento foi adicionado (figura 3.8c) a mesma.



Figura 3.8: Terceira etapa (a) Adição de bentonita; (b) Mistura mecânica; (c) Mistura com cimento.

Na quarta etapa, conforme apresenta a Figura 3.9, a mistura contendo bentonita, cimento e água, era adicionada (manualmente) aos poucos a primeira mistura composta de solo, fibras e parte da água.



Figura 3.9: Fase final da mistura.

Quando misturas do tipo SBF foram executadas, o processo foi o mesmo, porém sem adição de cimento. Para as misturas do tipo SCB, o solo e a bentonita foram adicionados à água e misturados mecanicamente, por fim o cimento era acrescentado e todo o conjunto era misturado até alcançar a homogeneidade.

Os corpos de prova foram preparados um a um, ou seja: cada corpo de prova teve uma mistura de solo, cimento, bentonita e água preparada separadamente. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de evitar as perdas de umidade por evaporação.

O procedimento de preparação das amostras, aqui apresentado, foi utilizado para todos os ensaios realizados nesta pesquisa.

Concluído o processo de moldagem dos corpos de prova, os mesmos foram acondicionados em sacos plásticos até completar o período de 7 dias de cura. A desmoldagem só foi feita quando os corpos de prova apresentaram resistência suficiente capaz de não provocar danos na amostra (em torno de 72 horas). Feita a desmoldagem, mostrada na Figura 3.10a, os corpos de prova foram pesados com precisão de 0,01 gf e medidos com precisão de 0,01 cm (figura 3.10b).



Figura 3.10: (a) Desmoldagem; (b) Medição do corpo de prova.

3.6.3 Ensaios de compressão não-confinada

Os ensaios de compressão não-confinada foram realizados para as misturas do tipo SCB e SCBF. Foram ensaiados 10 corpos de prova para cada tipo de mistura. Os procedimentos descritos na NBR 12025/90 e na NBR 12770/92 foram seguidos para realização desses ensaios. A prensa utilizada para a ruptura dos corpos de prova foi da marca Wykeham Farrance, adaptada com anel dinamométrico de 10 kN, previamente calibrado, com resolução de 0,005 kN (0,5 kgf), conforme mostra a Figura 3.11. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto. Após o período de 7 dias de cura, os corpos de prova foram cisalhados.



Figura 3.11: Ensaio de compressão não-confinada.

Como critério de aceitação de resultados para os ensaios de compressão não-confinada, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos de prova, considerados idênticos, não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média deste conjunto, conforme consta na NBR 12253/92.

3.6.4 Ensaios triaxiais

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguem basicamente os princípios descritos por Bishop e Henkel (1962), Head (1982) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelo ENVIRONGEO (Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental da UFRGS). Para analisar as características das curvas tensão-deformação-geração de poro-pressão das misturas de solo-cimento-bentonita e solo-cimento-bentonita-fibra, foram realizados ensaios triaxiais adensados não-drenados (CIU), os quais foram executados para determinados níveis de tensões confinantes efetivas, conforme mostra a Tabela 3.7, totalizando oito ensaios triaxiais.

Tabela 3.7: Programa de ensaios triaxiais

Mistura	Tensão Confinante (kPa)	Total
SCB	50, 250 e 480	03
SCBF	50, 220, 240, 450 e 480	05

Foram realizados ensaios triaxiais do tipo CIU com monitoramento da geração da poro-pressão, devido à impossibilidade de drenagem. Com isto, foi possível determinar a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas num prazo muito menor do que se fosse um ensaio do tipo CID. Como a mistura estudada era uma lama, o ensaio se tornaria muito longo caso fosse drenado na fase do cisalhamento, pois seria necessário esperar que toda a poro-pressão gerada se dissipasse e desta forma, o ensaio levaria em torno de vinte dias ou mais.

Na montagem dos ensaios, o corpo de prova era colocado no pedestal da câmara triaxial, sobre um papel filtro apoiado em uma pedra porosa convencional. Na sua face

superior colocava-se outro papel filtro, seguido de outra pedra porosa, seguida do cabeçote. Uma membrana de látex era colocada ao redor da amostra, a qual era prensada ao pedestal e ao cabeçote por meio de anéis de vedação.

Para a colocação dos sensores de medição de deformação, a membrana deve estar bem aderida ao corpo de prova, para isso, aplicou-se uma pressão negativa ao corpo de prova. A membrana foi devidamente marcada de maneira a orientar na colagem dos suportes dos sensores, que foram fixados utilizando-se um adesivo de colagem rápida. Após a colagem, os sensores foram ajustados a fim de que as leituras ficassem dentro do intervalo linear.

Depois da montagem do corpo de prova e do fechamento da câmara triaxial, esta foi preenchida com água destilada, através da sua ligação com o reservatório de água do laboratório, conforme mostra a Figura 3.12. A partir deste momento deu-se prosseguimento ao ensaio.



Figura 3.12: (a) Instalação do ensaio triaxial; (b) Detalhe da amostra.

O processo de saturação foi realizado em duas fases: na primeira fase procedia-se a percolação de água durante um período de 24hs (ou até que duas vezes o volume de vazios fosse percolado através do corpo de prova), no sentido da base para o topo do corpo de prova sob uma pressão de 12 kPa na base e 0 kPa (pressão atmosférica) no topo. Nesta etapa, a amostra era submetida a uma tensão confinante 20 kPa impedindo um fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana de látex. Na segunda fase aplicou-se na contra-pressão

incrementos de 20 kPa ao mesmo tempo que um incremento de mesmo valor era aplicado na tensão confinante, sempre mantendo a diferença inicial da tensão efetiva de 20 kPa. Quando a poro-pressão monitorada na base do corpo de prova equalizava-se com a contra-pressão aplicada em seu topo, um novo incremento de pressão era aplicado. Este ciclo de incrementos prosseguia até atingir uma contra-pressão de aproximadamente 400 kPa no topo do corpo de prova. Esta etapa serviu para assegurar a dissolução completa das bolhas de ar e a saturação das amostras. A garantia de saturação da amostra era monitorada através da medição do parâmetro B (SKEMPTON, 1954) nos cinco últimos níveis da aplicação da contra-pressão.

Após a fase de saturação, aumentava-se a tensão confinante até que a tensão efetiva atingisse o valor em que o ensaio era conduzido. Nesta etapa devia-se tomar o cuidado de esperar o tempo necessário para a amostra adensar, o adensamento foi controlado através das medidas de variação volumétrica e pela dissipação da poro-pressão gerada durante esta fase.

Ao terminar a fase de adensamento, optou-se por medir a condutividade hidráulica do corpo de prova a fim de comparar com a medida no permeâmetro de parede rígida e também, medir após a fase de cisalhamento do mesmo ensaio simulando uma situação real de colapso. Este procedimento foi adotado para todos os ensaios triaxiais. Cada amostra foi submetida a um gradiente hidráulico igual a 10 (ASTM D5084/90), imposto pela diferença de pressões aplicadas na base e no topo do corpo de prova, ocasionando um fluxo d'água ascendente. A quantidade de água que atravessou o corpo de prova, neste intervalo de tempo, foi controlada pelo medidor de variação volumétrica, sendo possível a determinação da sua vazão volumétrica. Com a aquisição digital desta variação, foi possível determinar a condutividade hidráulica das misturas ensaiadas.

A partir deste instante começava a fase de cisalhamento da amostra, deixando a válvula de drenagem sempre fechada. Para o cálculo das tensões desvio foi aplicado correções de área e de membrana. Neste procedimento foi utilizada a abordagem proposta por La Rochele *et al.* (1988). Os ensaios triaxiais CIU foram realizados com velocidade de deformação de 0,016 mm/min e levados até aproximadamente 20% de deformação.

As principais características do equipamento empregado nos ensaios triaxiais são relatadas a seguir:

- Equipamento triaxial da marca GEONOR;

- Aquisição de dados: conversor analógico/digital (*datalogger*) da Hewlett Packard, um microcomputador e um programa escrito em linguagem Basic;
- Medidores de pressão confinante e poro-pressão: transdutor de pressão;
- Medidores de deformação: transdutor de deslocamento com medidor externo e instrumentação interna composta por dois sensores de efeito Hall, ambos para medição de deformação axial;
- Força axial: célula de carga situada externamente à câmara triaxial.

3.6.5 Ensaios de condutividade hidráulica

O permeâmetro de parede rígida utilizado na realização dos ensaios foi projetado pela Prof^a. Dr^a. Rosemar Gomes Lemos sob orientação e auxílio dos Prof. PhD. Nilo César Consoli e Prof^a. Dr^a. Karla Heineck e executado no Environgeo da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, conforme a Norma Americana ASTM D5856/97. É um equipamento apropriado para solos de condutividade hidráulica inferior a 10^{-5} m/s e foi construído com materiais inertes ao ataque de produtos químicos (aço inox). A descrição detalhada do equipamento consta na tese de doutorado de Lemos (2006). Na Figura 3.13 (a) é apresentada uma vista geral do conjunto permeâmetro e na Figura 3.13 (b) uma vista detalhada, onde podem ser vistas as partes do equipamento: cilindro, no qual foi moldada a amostra, onde a mesma permaneceu para procedimento do ensaio e cilindro para armazenamento do líquido permeante.

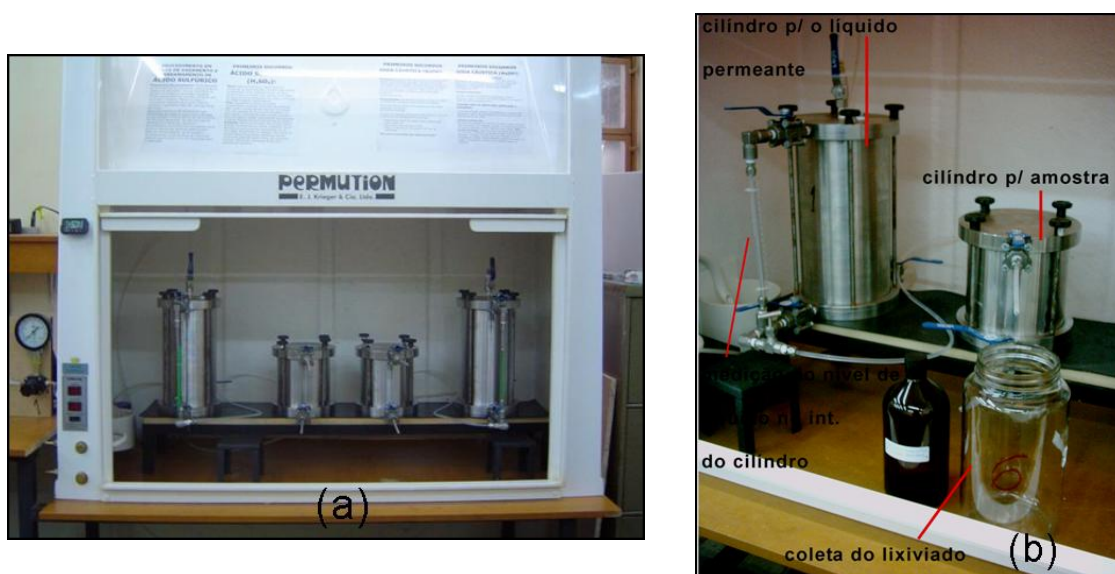


Figura 3.13: (a) Vista geral do conjunto permeâmetro; (b) Vista detalhada. (fonte: Lemos, 2006).

Nos ensaios realizados por Lemos (2006) foram utilizadas cargas constantes através da aplicação de ar comprimido numa interface ar/água, regulada por um registro de pressão de precisão de 12 kPa, resultando em um gradiente hidráulico de 8,3. As amostras foram moldadas no próprio cilindro, de 15 cm de diâmetro por 15 cm de altura, em que foram realizados os ensaios de condutividade hidráulica. Os corpos de prova, para os ensaios de condutividade hidráulica, foram realizados como descrito no item 3.6.2. A moldagem do corpo de prova era realizada dentro do cilindro, onde o ensaio era conduzido como mostra a Figura 3.14. Logo após, o cilindro era fechado e o corpo de prova ficava em repouso durante 24hs antes do início da percolação.



Figura 3.14: Moldagem da amostra no permeâmetro.

Antes de iniciar o ensaio de condutividade hidráulica tomava-se o cuidado de retirar todas as bolhas de ar encontradas na tubulação, através da percolação de água pela base da amostra. Após esta etapa o ensaio se dava com a percolação de água da base para o topo da amostra com uma carga hidráulica (h) de 12,5 kPa e um gradiente hidráulico (i) de 8,3. Leituras regulares foram realizadas durante o ensaio, medindo-se a altura do líquido permeante no reservatório, com o auxílio de um tubo graduado conectado ao mesmo. A determinação dos coeficientes de condutividade hidráulica baseou-se na Lei de Darcy, na qual a velocidade de percolação, mostrada na equação 3.5, era proporcional ao gradiente hidráulico (equação 3.6).

$$v = \frac{V}{A * t} \quad (3.5)$$

$$i = \frac{h}{L} \quad (3.6)$$

O coeficiente de proporcionalidade entre v e i , denomina-se coeficiente de condutividade hidráulica, k e pode ser calculado segundo a equação:

$$k = \frac{V * L}{A * t * h} \quad (3.7)$$

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica em m/s;

V = volume de líquido passante, obtido através da média entre os volumes de entrada e de saída da amostra em m³;

L = comprimento da amostra ao longo da trajetória do fluxo em m;

A = área da seção transversal em m²;

t = intervalo de tempo, em segundos, no qual o fluxo V ocorre,

h = diferença de carga d'água ao longo da amostra, em metros de coluna d'água ($h_1 - h_2$).

Após a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica, o mesmo foi corrigido através da multiplicação de “ k ” pela taxa de viscosidade da água na temperatura em que foi feita cada leitura durante o ensaio (de acordo com a Norma ASTM D5856/97).

O ensaio terminava quando se obtinha a estabilidade da condutividade hidráulica, ou seja, no mínimo quatro valores sucessivos de condutividade hidráulica muito próximos. Depois de obtida esta estabilidade, procedia-se o final do ensaio, isolando a amostra através do fechamento das válvulas e retirando a pressão aplicada. A seguir o equipamento era desmontado para a limpeza.

Foram realizados seis ensaios de condutividade hidráulica, sendo que três com misturas do tipo SBF e os outros três com misturas SCBF.

CAPÍTULO 4

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos em todos os ensaios realizados com as misturas solo-bentonita-fibra (SBF), solo-cimento-bentonita (SCB) e solo-cimento-bentonita-fibra (SCBF). O mesmo foi estruturado em quatro tópicos, no primeiro e no segundo são apresentados os resultados relacionados ao comportamento mecânico através dos ensaios de compressão não-confinada e ensaios triaxiais não-drenados (CIU), realizados em amostras de SCB e SCBF. No terceiro tópico são apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados no equipamento triaxial. Nesta etapa a condutividade hidráulica foi medida para cada um dos ensaios executados neste equipamento, após a fase de adensamento e de cisalhamento do corpo de prova. Por fim, no quarto tópico, são apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados em permeâmetro de parede rígida em amostras de SBF e SCBF, os quais são comparados com os valores obtidos por Lemos (2006).

4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

4.2.1 Ensaios de Compressão Não-Confinada em Misturas SCB e SCBF

Os resultados de resistência à compressão não-confinada (RCS) realizados em misturas solo-cimento-bentonita e solo-cimento-bentonita-fibra são apresentados na Tabela 4.1, juntamente com a média de resistência, que se obteve igual a 119,69 e 159,90 kPa, respectivamente, para uma deformação axial média de 1,50%. A fim de comparar a resistência obtida para as amostras de SCBF com as amostras de SCB, para o mesmo ponto de deformação, foi calculada a deformação axial média em que ocorreram os pontos de maior resistência para os ensaios de SCB. Já que foi observado, que após atingir a resistência

máxima para as misturas SCB houve uma queda na resistência, característica de solos artificialmente cimentados, demonstrando uma ruptura frágil.

Tabela 4.1: Valores de RCS para misturas SCB e SCBF

CP	Deformação axial (%)	SCB	SCBF
		$q_u = P/A$ (kPa)	$q_u = P/A$ (kPa)
1	1,53	117,00	157,61
2	1,51	123,51	157,24
3	1,71	108,85	155,13
4	1,90	121,43	166,84
5	1,53	120,80	151,31
6	1,28	115,34	161,03
7	1,27	117,42	151,87
8	1,52	125,59	168,07
9	1,45	123,15	164,30
10	1,50	123,82	166,04
Média	1,50	119,69	159,90

Os resultados dos ensaios de RCS realizados em amostras de solo-cimento-bentonita-fibra e a média dos ensaios, são apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2, respectivamente. A fim de demonstrar o constante aumento da resistência dos corpos de prova, gráficos de resistência à compressão não-confinada *versus* deformação axial foram construídos, para isto, em um determinado espaço de tempo leituras de resistência foram feitas e a deformação correspondente para cada leitura foi calculada com base na velocidade da prensa (1,14 mm/min). Analisando estes gráficos, foi possível perceber que devido à inserção de fibras de polipropileno na mistura não foi verificado um pico de resistência, conforme foi obtido para as misturas SCB.

Contudo foi possível afirmar que a adição de fibras de polipropileno, de 24 mm, aumentou em 33,59% a RCS em misturas do tipo SCB.

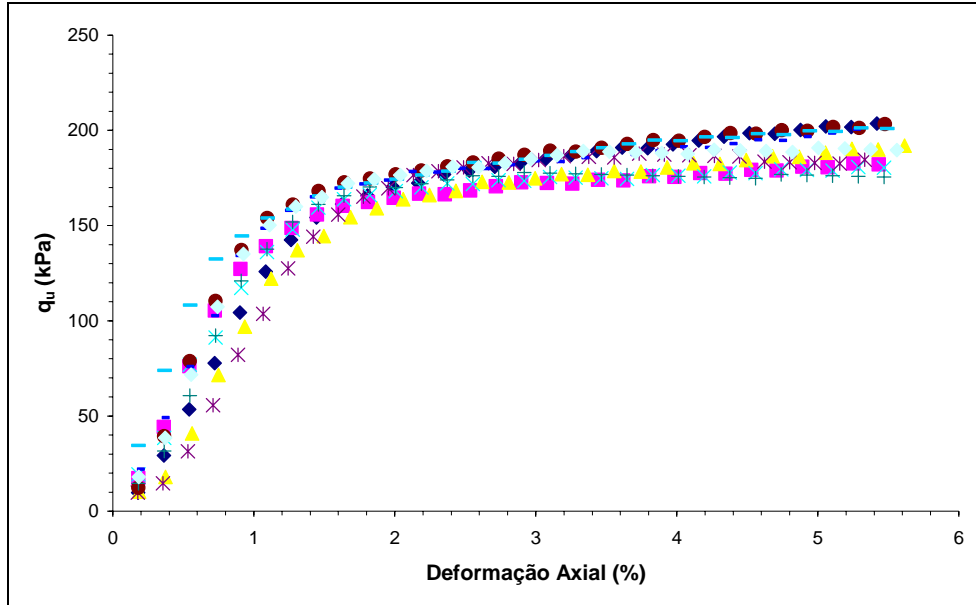


Figura 4.1: Ensaios de RCS em amostras de SCBF.

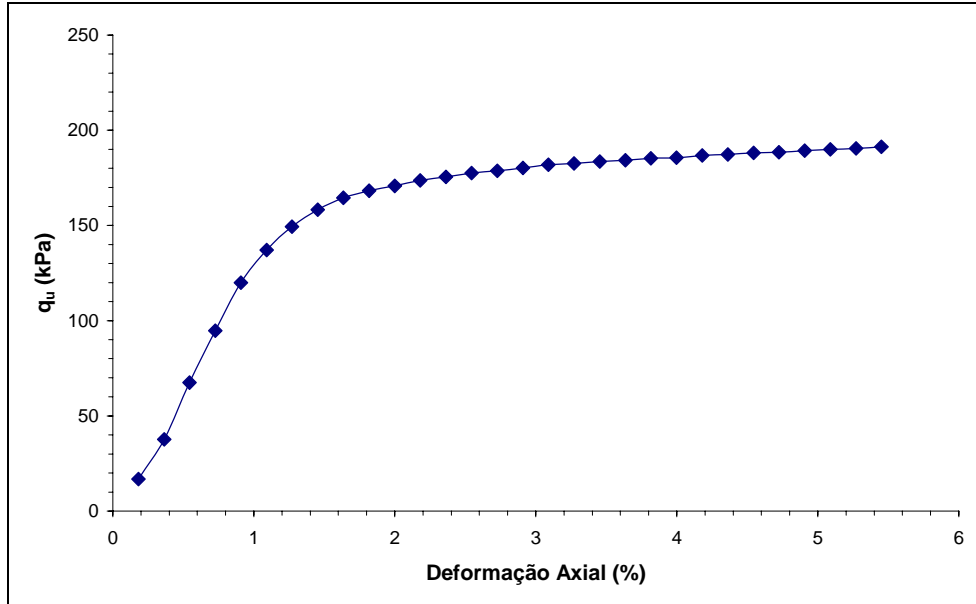


Figura 4.2: Média dos ensaios de RCS em amostras de SCBF.

Este aumento de resistência corrobora com observações feitas por Omine *et al.* (1996), com relação a solos argilosos estabilizados com cimento e reforçados com fibras, baseadas em

ensaios de compressão não-confinada, as quais mostram que a resistência de pico pode aumentar com a adição de fibras.

Para solos argilosos reforçados, alguns autores observaram uma mudança na forma de ruptura, de uma ruptura frágil para uma ruptura dúctil (NATARAJ *et al.*, 1996 *apud.* FEUERHARMEL, 2000), esta mudança também foi notada nos ensaios realizados neste trabalho.

4.2.2 Ensaios Triaxiais em Misturas SCB e SCBF

Os ensaios de compressão triaxial adensados não-drenados (CIU) inicialmente previstos pelo programa experimental deste trabalho somaram um total de oito ensaios. As tensões de confinamento utilizadas nos ensaios CIU para as amostras de SCB e SCBF variaram entre 50 e 480 kPa, estas tensões foram escolhidas por serem representativas de tensões que ocorrem em casos reais de obras geotécnicas. Para as amostras de SCB foram executados três ensaios, com tensões efetivas de 50, 250 e 480 kPa, já para as amostras de SCBF foram executados cinco ensaios, com tensões efetivas de 50, 220, 240, 450 e 480 kPa para obtenção da envoltória de ruptura. Os corpos de prova ensaiados no equipamento triaxial foram desmoldados no quarto dia de cura, para evitar ao máximo os danos na desmoldagem e cisalhados no sétimo dia de cura.

4.2.2.1 Variação do parâmetro B

A verificação da saturação foi feita através da obtenção do parâmetro B de Skempton (1954), o qual pode ser definido pela razão entre a variação da poro-pressão e a correspondente variação da tensão total aplicada em um carregamento isotrópico e não-drenado. A Figura 4.3 apresenta os valores dos parâmetros B encontrados para cada tensão efetiva. Vale salientar que, em função do grau de cimentação do material, a avaliação do parâmetro B foi considerada somente em caráter qualitativo, uma vez que a estrutura do material poderá impedir, até um certo grau, as deformações volumétricas e, por consequência, a geração de poro-pressão. Segundo Lee *et al.* (1969) *apud.* Prietto (1996) solos com estrutura rígida, como o solo-cimento e alguns solos compactados, tendem a apresentar valores de B menores que a unidade. Além disto, os transdutores de pressão utilizados no equipamento

triaxial apresentavam limitações de carga, com isto em alguns ensaios não foi possível fazer novos incrementos afetando a saturação dos corpos de prova. Em algumas amostras, foi possível identificar uma tendência no aumento do parâmetro B caso maiores valores de contra-pressão fossem aplicados, indicando que a saturação total das amostras ainda não havia sido alcançada.

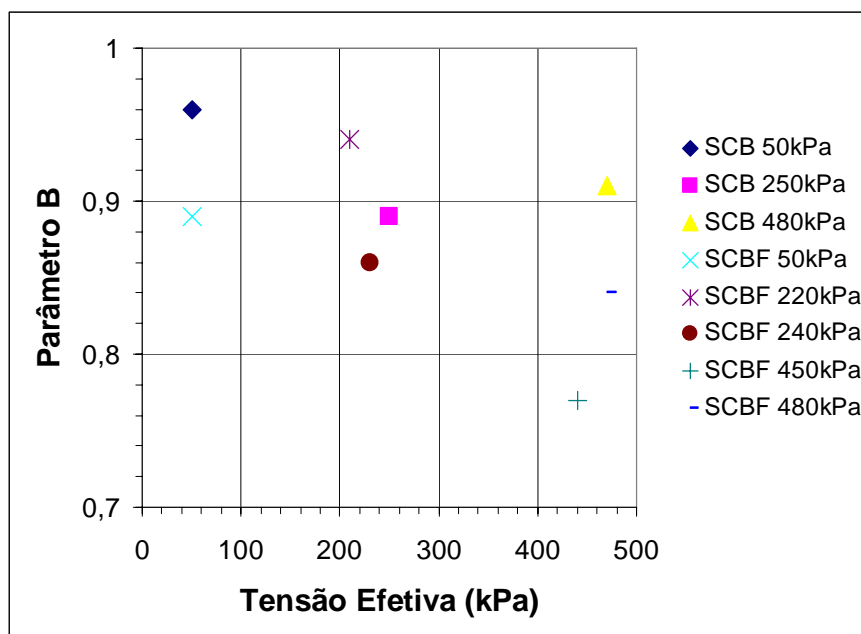


Figura 4.3: Valores dos Parâmetros B.

4.2.2.2 Variação volumétrica na fase de adensamento

Observou-se que, para os dois tipos de misturas, as variações volumétricas tornaram-se mais pronunciadas com o aumento da tensão confinante, ou seja, quanto maior o incremento de tensão aplicado maior era a variação volumétrica da amostra na fase de adensamento, portanto maior redução no índice de vazios, como esperado. A Tabela 4.2 apresenta a seguir um comparativo entre os índices de vazios iniciais e após a fase de adensamento de cada corpo de prova, além do teor de umidade inicial alcançado para cada um deles.

Tabela 4.2: Índices de vazios e teor de umidade inicial das misturas SCB e SCBF

Mistura	Tensão efetiva (kPa)	Índice de vazios		Teor de umidade (%)
		$\epsilon_{inicial}$	$\epsilon_{pós\ adensamento}$	
SCB	50	2,75	2,74	96,27
	250	2,72	2,49	94,67
	480	2,69	2,23	93,64
SCBF	50	2,76	2,75	94,79
	220	2,77	2,61	96,15
	240	2,83	2,73	95,11
	450	2,78	2,42	95,48
	480	2,69	2,25	93,09

Ao comparar os índices de vazios confirma-se que este diminui com o aumento da tensão efetiva aplicada nos corpos de prova. Também foi possível constatar que as amostras de SCBF deformaram um pouco menos quando foram comparadas com as amostras de SCB, para as mesmas tensões de confinamento, o que pode ser explicado pela presença das fibras, as quais conferem ao corpo de prova maior resistência à deformação com a aplicação de cargas isotrópicas.

Com relação ao teor de umidade dos corpos de prova, a umidade varia muito pouco entre eles. O teor de umidade definido na dosagem das misturas foi de 100%, mas as misturas apenas ficaram próximas deste valor, acredita-se que as reações de hidratação do cimento e a expansão da bentonita podem ter influenciado no valor da umidade, todos os cuidados necessários foram tomados para evitar perdas na evaporação, mas as misturas demoram cerca de trinta a quarenta minutos para serem feitas, sem contar o tempo de moldagem dos corpos de prova.

4.2.2.3 Curvas tensão desvio e variação da poro-pressão *versus* deformação axial

As curvas tensão desvio *versus* deformação axial e a de variação da poro-pressão *versus* deformação axial resultantes dos ensaios de compressão triaxial não-drenados são apresentadas nas Figuras 4.4. As curvas obtidas para as misturas solo-cimento-bentonita são mostradas na Figura 4.4 (a) para tensões confinantes de 50, 250 e 480 kPa, já a Figura 4.4 (b) apresenta as curvas das misturas solo-cimento-bentonita-fibra para tensões confinantes de 50, 220, 240, 450 e 480 kPa. Para cada tipo de mistura foi planejado um mínimo de três ensaios para a definição da envoltória do material. Para as misturas do tipo SCBF foram repetidos dois ensaios, a fim de confirmar o comportamento da mistura. Desta forma, foram realizados os cinco ensaios, no total, para traçar as envoltórias.

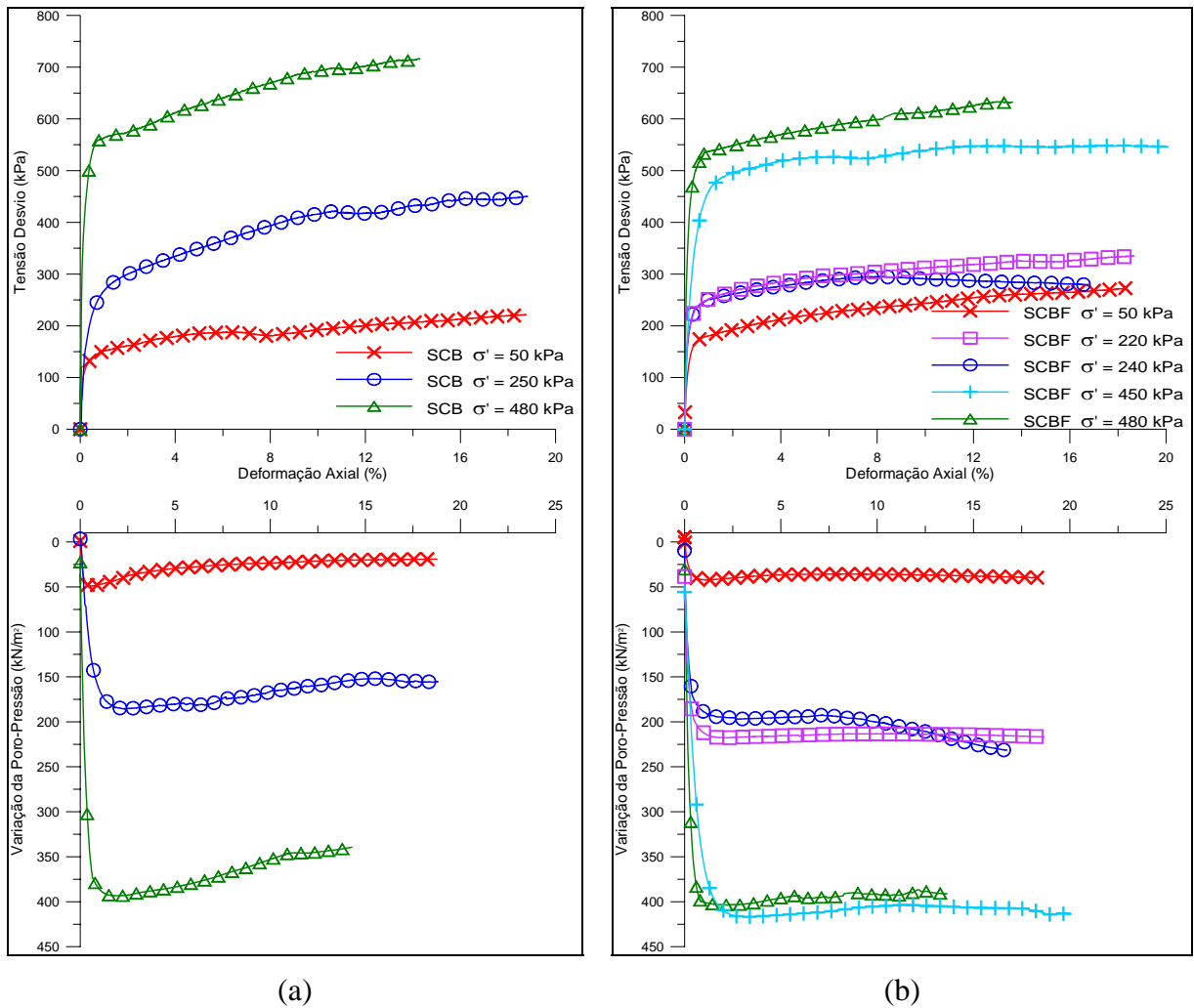


Figura 4.4: Comportamento tensão desvio e poro-pressão *versus* deformação axial: (a) SCB e (b) SCBF.

A Figura 4.4 mostrou o comportamento tensão desvio e poro-pressão *versus* deformação axial para as misturas SCB e SCBF, ambas demonstrando um comportamento inicial extremamente rígido característico de solos cimentados, ou seja, alta rigidez inicial, aparentemente linear até atingir um ponto de plastificação, a partir do qual o material apresenta deformações plásticas crescentes. Sob pequenas deformações o comportamento das misturas com fibras de polipropileno foi governado principalmente pela ação do agente cimentante, ao passo que, para deformações relativamente grandes, este comportamento foi influenciado pela ação do reforço fibroso. De acordo com Casagrande (2001) para um nível de tensões mais alto, as fibras atuam em conjunto formando uma “malha” de reforço fibroso dentro da matriz. Segundo Teodoro e Bueno (1998), que executaram painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuração quando submetidos a variação térmica, concluíram que o efeito da inclusão de fibras em painéis executados com solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, no entanto sem evitar a fissuração destas.

Não foi observada a influência da adição de fibras na rigidez inicial do material, corroborando com os resultados apresentados por Heineck (2002) para um material similar, conforme apresenta a Tabela 4.3 e a Figura 4.5.

Tabela 4.3: E_s para deformações axiais de 0.1, 0.5 e 1.0%

Mistura	Tensão confinante (kPa)	Módulo secante (MPa)		
		$E_{s\ 0,1\%}$	$E_{s\ 0,5\%}$	$E_{s\ 1,0\%}$
SCB	50	90,01	27,60	15,12
	250	81,90	44,22	26,73
	480	323,71	106,18	56,17
SCBF	50	91,46	33,89	17,97
	220	158,40	47,25	25,12
	240	147,24	46,66	25,00
	450	151,82	74,01	45,67
	480	315,64	101,09	53,52

A ação das fibras permitiu um acréscimo constante da resistência com o aumento das deformações, porém não na mesma taxa encontrada no início dos ensaios. Casagrande (2005) demonstrou que a ação do reforço fibroso continua ocorrendo a grandes deformações, condizendo com os resultados encontrados neste trabalho.

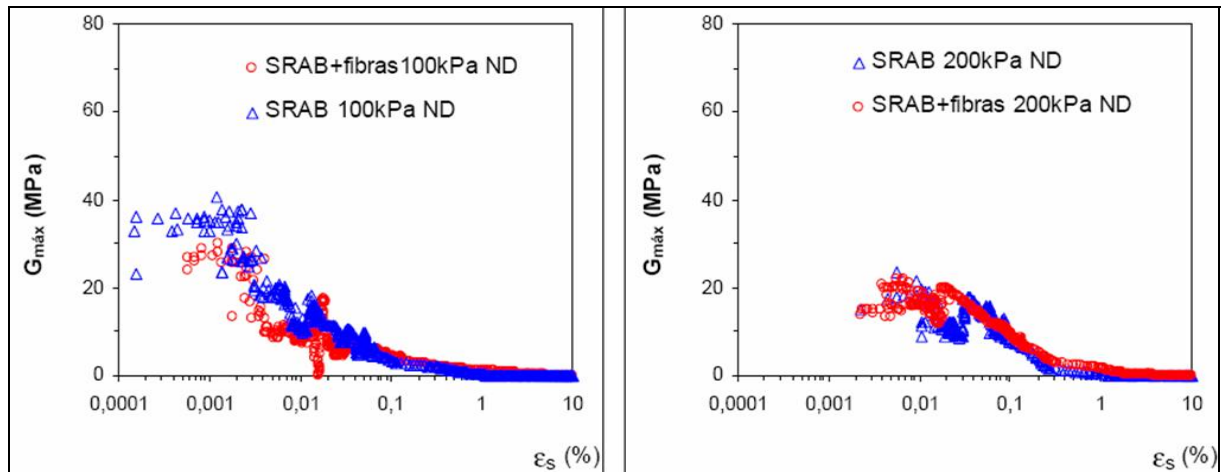


Figura 4.5: Variação de $G_{m\acute{a}x}$ com a deformação distorcional para o SRAB e SRAB com fibras 24mm, com $p' = 100$ e 200 kPa e carregamento não drenado (Heineck, 2002).

Cabe salientar, que para as amostras de SCB de 250 kPa e SCBF de 450 kPa de tensão de confinamento, optou-se por utilizar o transdutor de deslocamento linear externo, localizado entre a câmara triaxial e o pistão de carga. Pois nestes dois ensaios, o sensor interno de efeito Hall afastou-se do intervalo linear de calibração durante a fase de cisalhamento, tornando sua utilização duvidosa.

Comparando as curvas de tensão desvio versus deformação axial, foi possível observar que a inclusão de fibras na mistura não aumentou o valor de q para altas tensões de confinamento, aumentou apenas para a tensão de 50 kPa.

Em uma análise direcionada a variação da poro-pressão (Fig. 4.4), observou-se que com o aumento dos níveis de tensões efetivas aplicadas nos ensaios, também ocorreu o aumento da poro-pressão. Além disto, quando as curvas SCB e SCBF com as mesmas tensões efetivas foram comparadas, constatou-se que, para todos os níveis de tensões, houve uma pequena tendência ao aumento da geração de poro-pressão com a introdução das fibras. As poro-pressões foram crescentes devido à tendência clara de contração do material durante o

processo de cisalhamento sob condições não-drenadas, sendo que a partir de deformações axiais superiores a 2% as poro-pressões tendem a se estabilizar. O aumento das deformações volumétricas de contração com a introdução de fibras é uma característica previamente relatada na literatura pelos autores Bueno *et al.* (1996), Stauffer e Holtz (1996) e Heineck (2002).

Apesar das misturas estudadas apresentarem uma rigidez inicial alta, não foi verificado pico de resistência e nem queda da resistência, mesmo para a mistura de SCB com uma tensão efetiva de 50 kPa que apresentou uma ruptura frágil. Os outros corpos de prova de SCB apresentaram ruptura mista, com formação de plano de ruptura e embarrigamento. Já as misturas de SCBF apresentaram uma ruptura dúctil para todas as tensões de confinamento. Para todas as amostras a ruptura ocorreu em torno de 1% de deformação axial. Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento do solo reforçado, em termos de resistência ao cisalhamento pós-pico, concluíram que a adição de fibras impede ou reduz a queda de resistência (*e.g.* GRAY e OHASHI, 1983; GRAY e AL-REFEAI, 1986; FATANI *et al.*, 1991; RANJAN e CHARAN, 1996; STAUFER e HOLTZ, 1996; CONSOLI *et al.*, 1997, 1999; CASAGRANDE, 2001), confirmando os resultados obtidos neste trabalho.

Pode-se dizer que o comportamento resistente do solo reforçado se divide em três etapas. Uma etapa inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz do solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelas fibras, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado essencialmente pelas fibras (FEUERHARMEL, 2000; CASAGRANDE, 2001). Este comportamento também foi verificado para diferentes materiais, conforme relata o estudo realizado por Feuerharmel (2000). Esta observação corrobora a hipótese de que as fibras atuam em conjunto, formando uma “malha” tridimensional de reforço fibroso, quando estas forem solicitadas em um nível alto de tensões ou deformações.

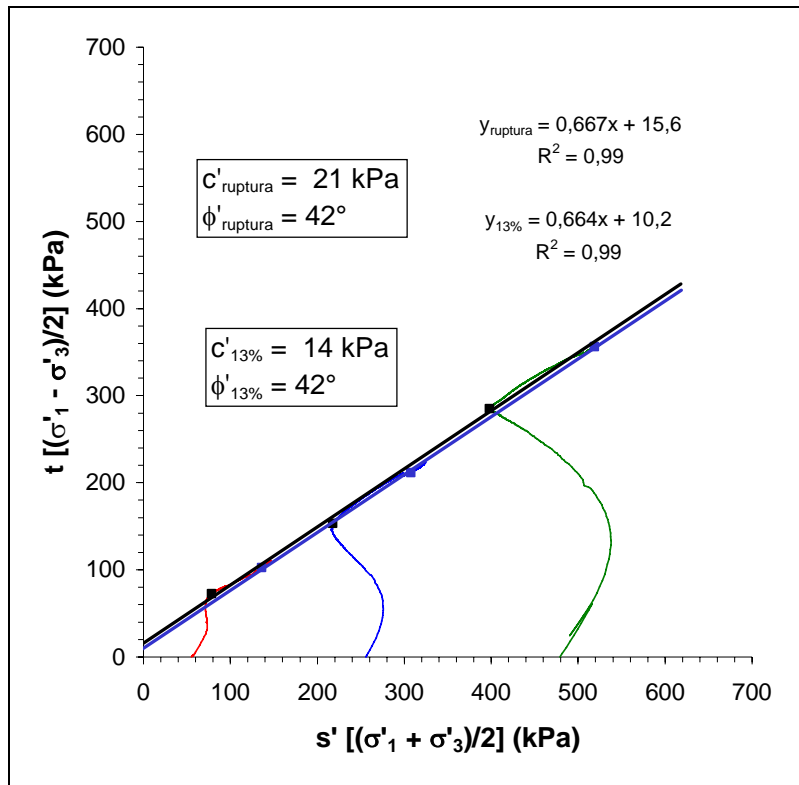
4.2.2.4 Envoltórias e parâmetros de resistência

As trajetórias de tensões efetivas e as envoltórias dos ensaios triaxiais CIU obtidas para as misturas SCB e SCBF estão plotadas no espaço $s': t$, nas Figuras 4.6 (a) e 4.6 (b), respectivamente. Observa-se que para os níveis de tensões confinantes adotados, as

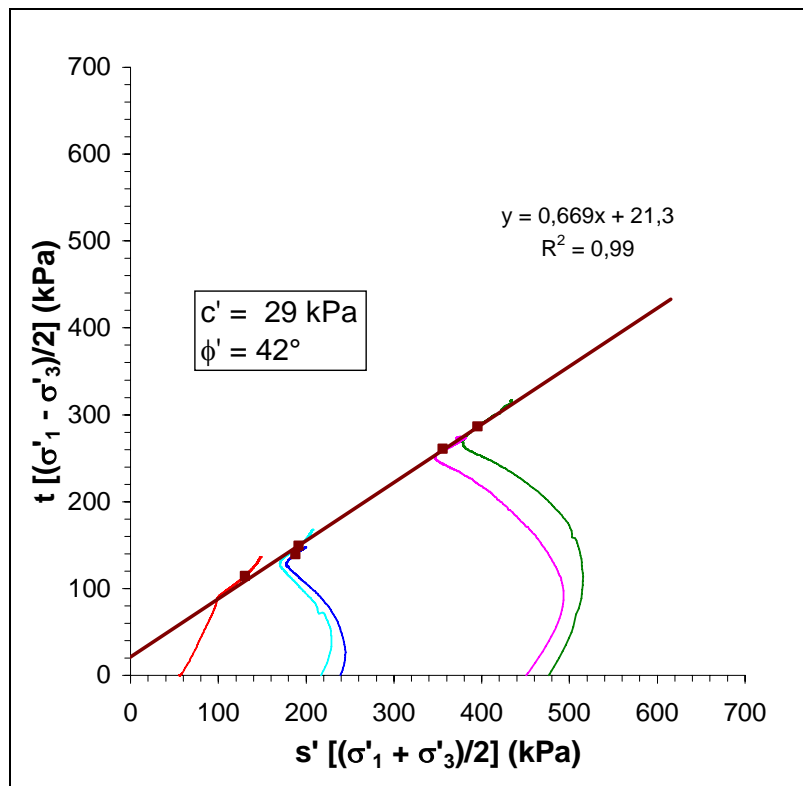
envoltórias são lineares apresentando coeficientes de determinação R^2 muito próximos da unidade, para ambos os gráficos.

A Figura 4.6 (a) apresenta as trajetórias de tensões efetivas e as envoltórias para a mistura SCB. É possível identificar que a envoltória de ruptura atingiu um ângulo de atrito e um intercepto coesivo de 42° e 21 kPa, respectivamente. Já a envoltória traçada aos 13% de deformação axial, apresenta um ângulo de atrito idêntico ao obtido para a envoltória de ruptura e um intercepto coesivo de 14 kPa. Com base nisto, pode-se afirmar que o intercepto coesivo é maior na envoltória de ruptura, porém o ângulo de atrito não varia, ou seja, a resistência de ruptura mostra-se maior quando comparada com a resistência aos 13% de deformação.

Não se observa pico de resistência, e sim um acréscimo constante com o aumento das deformações. A Figura 4.6 (b) mostra a envoltória, que resulta em um ângulo de atrito de 42° e um intercepto coesivo de 29 kPa. Devido à adição do reforço fibroso ha um aumento no valor do intercepto coesivo, já o ângulo de atrito não é alterado. O aumento do intercepto coesivo com a introdução de fibras é uma característica descrita na literatura pelos autores Bueno *et al.* (1996), Nataraj *et al.* (1996), Feureharmel (2000) e Casagrande (2001).



(a)



(b)

Figura 4.6: Trajetórias de tensões efetivas e envoltórias:
(a) SCB e (b) SCBF.

A Figura 4.7 apresenta no espaço $s': t$ uma comparação entre a envoltória de ruptura da mistura SCB e as envoltórias aos 13% de deformação das misturas SCB e SCBF, onde é claramente identificado que as três envoltórias de resistência são paralelas, já que o ângulo de atrito para SCB e SCBF não sofreu alterações. A envoltória de ruptura da mistura SCB apresentou-se um pouco acima da envoltória aos 13% para o mesmo tipo de mistura, apresentando uma queda de 33% no intercepto coesivo após a ruptura dos corpos de prova. No entanto, para a mistura SCBF a envoltória de ruptura e a envoltória traçada aos 13% de deformação axial puderam ser representadas em apenas uma envoltória.

Devido ao ângulo de atrito não ter variado, no caso da envoltória com fibras de polipropileno quando comparada com a envoltória da mistura SCB, comprovou-se que o reforço não influencia o comportamento friccional do material. Foi possível afirmar que a adição de fibras a mistura SCB aumentou 107% o valor do intercepto coesivo, ou seja, a inserção de fibras apresentou boa contribuição quando solicitada em grandes deformações.

Morel e Gourc (1997) que relataram estudos de Gray e Ohashi (1983), Gray e Al-Refeai (1986) e Maher e Gray (1990) ao investigarem solos reforçados com fibras, afirmam que estas proporcionam um aumento de resistência e ductilidade do material, o que confirma os resultados encontrados na presente pesquisa. Conforme consta no item 2.5.3, Montardo (1999) e Montardo *et al.* (2002), observaram que a influência da inclusão de fibras depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da fibra e da matriz. Fibras relativamente rígidas (fibras de vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, ao passo que fibras relativamente flexíveis (fibras de polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Desta forma, o comportamento apresentado pela mistura solo-cimento-bentonita-fibra, mais uma vez, confirmou os resultados obtidos na literatura.

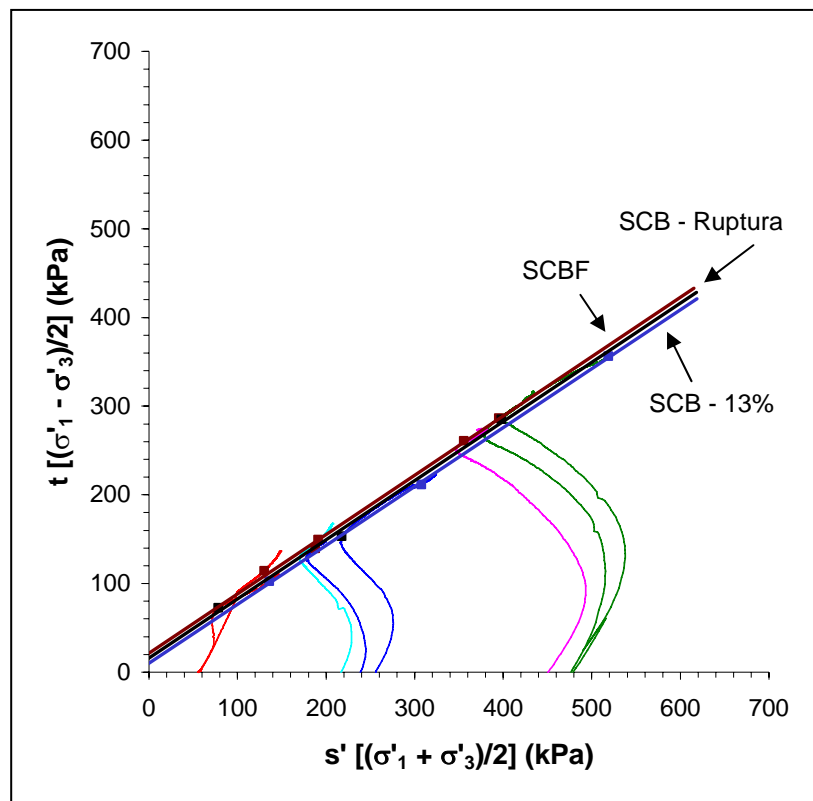


Figura 4.7: Comparação das envoltórias das misturas SCB SCBF.

Tal comportamento é também corroborado por Heineck (2002), que verificou um aumento no intercepto coesivo e pequeníssima variação no ângulo de atrito interno último em ensaios realizados com solo-bentonita com introdução de fibras de polipropileno de 12 e 36mm.

Ao elevar a tensão efetiva normal média (p') atuante no compósito fibroso, elevou-se também a sua resistência ao cisalhamento, aumentando o atrito entre o solo e o reforço. Esta alteração no atrito entre os componentes solo e fibra segundo Feuerharmel (2000) pode provocar mudanças no seu mecanismo de interação. Isto é evidenciado pelas envoltórias de resistência do solo reforçado disponíveis na literatura, que apresentam a forma curvilínea-linear ou bi-lineares. Acima de uma dada tensão efetiva média normal as envoltórias tornam-se paralelas à envoltória do solo sem fibras, conforme foi observado na Figura 4.7.

A Tabela 4.4 a seguir apresenta um resumo dos ensaios triaxiais não-drenados com os parâmetros de resistência encontrados nas envoltórias que foram apresentadas.

Tabela 4.4: Resumo dos ensaios triaxiais não-drenados

Mistura	$s'_{ruptura}$ (kPa)	$s'_{13\%}$ (kPa)	$t_{ruptura}$ (kPa)	$t_{13\%}$ (kPa)	$\phi'_{ruptura}$	$\phi'_{13\%}$	$c'_{ruptura}$ (kPa)	$c'_{13\%}$ (kPa)
SCB (50kPa)	79,20	136,03	73,26	102,32	42°	42°	21	14
SCB (250kPa)	216,45	307,51	148,52	211,49				
SCB (480kPa)	398,85	518,60	284,48	356,21				
SCBF (50kPa)	130,21		114,4		42°		29	
SCBF (220kPa)	191,33		149,28					
SCBF (240kPa)	187,80		139,45					
SCBF (450kPa)	355,74		260,75					
SCBF (480kPa)	395,19		286,50					

4.2.2.5 Modo de ruptura

Foram observadas três formas de rupturas bem definidas: (a) ruptura frágil, característica de materiais muito rígidos ou cimentados; (b) ruptura dúctil, característica das areias fofas e argilas moles, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa da resistência após a tensão desvio máxima; (c) ruptura mista, formação de plano de ruptura com embarrigamento. Na ruptura frágil, o corpo de prova após a ruptura se comporta essencialmente como dois blocos rígidos deslizando-se um sobre o outro, na ruptura dúctil observaram-se deformações distribuídas por todo o corpo de prova, sendo esta forma de ruptura conhecida como “*bulging*”. Na Tabela 4.5 a seguir é apresentado um esquema das rupturas dos corpos de prova.

Tabela 4.5: Esquema de rupturas dos corpos de prova

Mistura	Tensão confinante (kPa)	Modo de ruptura
SCB	50	Frágil
SCB	250	Frágil – Dúctil
SCB	480	Frágil – Dúctil
SCBF	50	Dúctil
SCBF	220	Dúctil
SCBF	240	Dúctil
SCBF	450	Dúctil
SCBF	480	Dúctil

A forma de ruptura dos corpos de prova de SCB foi alterada ao incluir fibras de polipropileno, reduzindo sua fragilidade e redistribuindo os esforços mediante a uma sollicitação externa no solo. Do mesmo modo Montardo (1999) concluiu que a inclusão de fibras de polipropileno no compósito de matriz cimentada altera significativamente o seu modo de ruptura. Com a inclusão de fibras o comportamento do material na ruptura, que era frágil, torna-se dúctil. Estas constatações resultaram da análise dos índices de fragilidade e de verificação visual da ausência ou presença de planos de ruptura nos corpos de prova rompidos.

Uma característica marcante de solos cimentados é a fragilidade na ruptura, com formação planos de ruptura, tal fragilidade aumenta com o aumento da quantidade de cimento e diminui com o aumento da tensão efetiva média (SCHNAID *et al.*, 2001). Segundo Clough *et al.* (1981) *apud*. Foppa (2005), o modo de ruptura para uma areia fracamente cimentada é frágil para baixas tensões de confinamento e dúctil para altas tensões de confinamento. Este comportamento também foi verificado para as misturas solo-cimento-bentonita, devido ao aumento da tensão efetiva a forma de ruptura variou, isto é, misturas artificialmente cimentadas tendem a rupturas do tipo “*bulging*” quando são submetidas a altas tensões confinantes.

A Figura 4.8 apresenta os três modos de ruptura encontrados nos ensaios triaxiais não-drenados em tensões efetivas diferentes, referentes às misturas solo-cimento-bentonita e solo-cimento-bentonita-fibra.

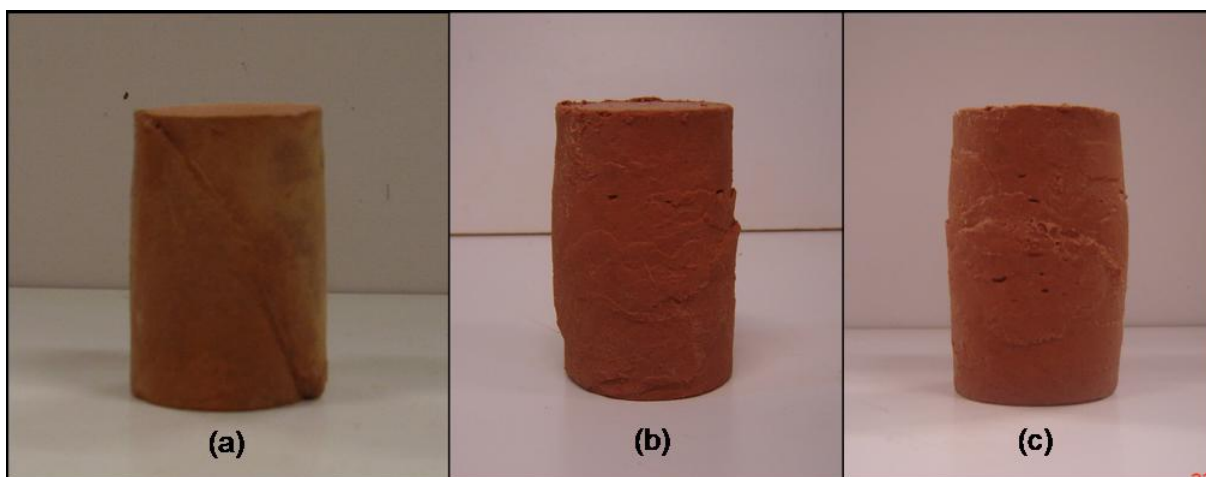


Figura 4.8: Modo de ruptura: (a) Frágil, (b) Frágil-Dúctil e (c) Dúctil.

4.3 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

4.3.1 Ensaios de Condutividade Hidráulica Medidos no Equipamento Triaxial

Optou-se por medir a condutividade hidráulica nos ensaios triaxiais após a fase de adensamento e após a fase de cisalhamento dos corpos de prova, com o objetivo de analisar a condutividade hidráulica em diferentes níveis de tensões efetivas e também avaliar a eficácia das misturas após sofrerem deformações cisalhantes na ordem de aproximadamente 13%.

4.3.1.1 Mistura do tipo SCB

Os resultados da condutividade hidráulica pós-adensamento e pós-cisalhamento obtidos para as misturas solo-cimento-bentonita, nas tensões efetivas de 50, 250 e 480 kPa, são apresentados na Figura 4.9. Cabe ressaltar que os tipos de rupturas observados nos corpos

de prova juntamente com as tensões efetivas aplicadas tornaram-se indispensáveis para a compreensão dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica.

O gráfico condutividade hidráulica *versus* tempo apresentado na Figura 4.9 (a) aponta uma condutividade hidráulica, para a tensão efetiva de 50 kPa, após a fase de adensamento em torno de 8.10^{-8} m/s e após a fase de cisalhamento na ordem de 10^{-8} m/s, indicando uma diminuição da k após o cisalhamento do corpo de prova. Este resultado apresentou um comportamento diferenciado com relação aos outros ensaios realizados. Na Figura 4.9 (b) está apresentado o ensaio para a tensão efetiva de 250 kPa, apresentando valores de 9.10^{-8} m/s após-adensamento e de 2.10^{-8} m/s após-cisalhamento, onde a condutividade hidráulica aumentou após a ruptura da amostra. O mesmo caso pode ser notado na Figura 4.9 (c), para tensão efetiva de 480 kPa, a condutividade hidráulica pós-adensamento e pós-cisalhamento foi de 5.10^{-9} e 5.10^{-8} m/s, respectivamente.

O corpo de prova cisalhado a uma tensão efetiva de 50 kPa apresenta um comportamento frágil na ruptura, formando um plano bem definido, podendo ser explicado pela baixa tensão efetiva em relação ao grau de cimentação da amostra. O modo de ruptura para um solo fracamente cimentado é frágil para baixas tensões de confinamento e dúctil para altas tensões de confinamento. A razão para tal comportamento pode ser entendida através da análise das contribuições relativas das componentes da resistência. Para baixas tensões de confinamento, a componente de cimentação é muito mais significativa que a componente friccional. Portanto, devido à ruptura frágil da cimentação, a areia exibe ruptura frágil nas baixas tensões confinantes. Pode-se dizer que as porções da amostra que são separadas pela interface de ruptura permanecem quase íntegras em sua estrutura, ou seja, as microfissurações formadas na amostra e o rearranjo da estrutura causado pelas deformações impostas resulta em uma diminuição da condutividade hidráulica com relação à medida na fase pós-adensamento. Por outro lado, para altas tensões de confinamento, a componente friccional começa a preponderar e uma resposta mais dúctil se manifesta (CLOUGH *et al.*, 1981 *apud*. FOPPA, 2005).

Já os corpos de prova cisalhados com tensões efetivas de 250 e 480 kPa observa-se uma ruptura mista, apresentando visível embarrigamento e tendências a plano de ruptura. Este tipo de ruptura indica uma maior desestruturação da amostra cimentada, formando caminhos preferenciais de percolação dentro do corpo de prova através da micro-fissuração e união de

poros. Desta forma, pode ser explicado o aumento da condutividade hidráulica para as duas tensões após a fase de cisalhamento.

Em geral, os solos cimentados apresentam um comportamento frágil na ruptura com a formação de planos de cisalhamento. Tal fragilidade diminui com o aumento da tensão efetiva média (SCHNAID *et al.*, 2001).

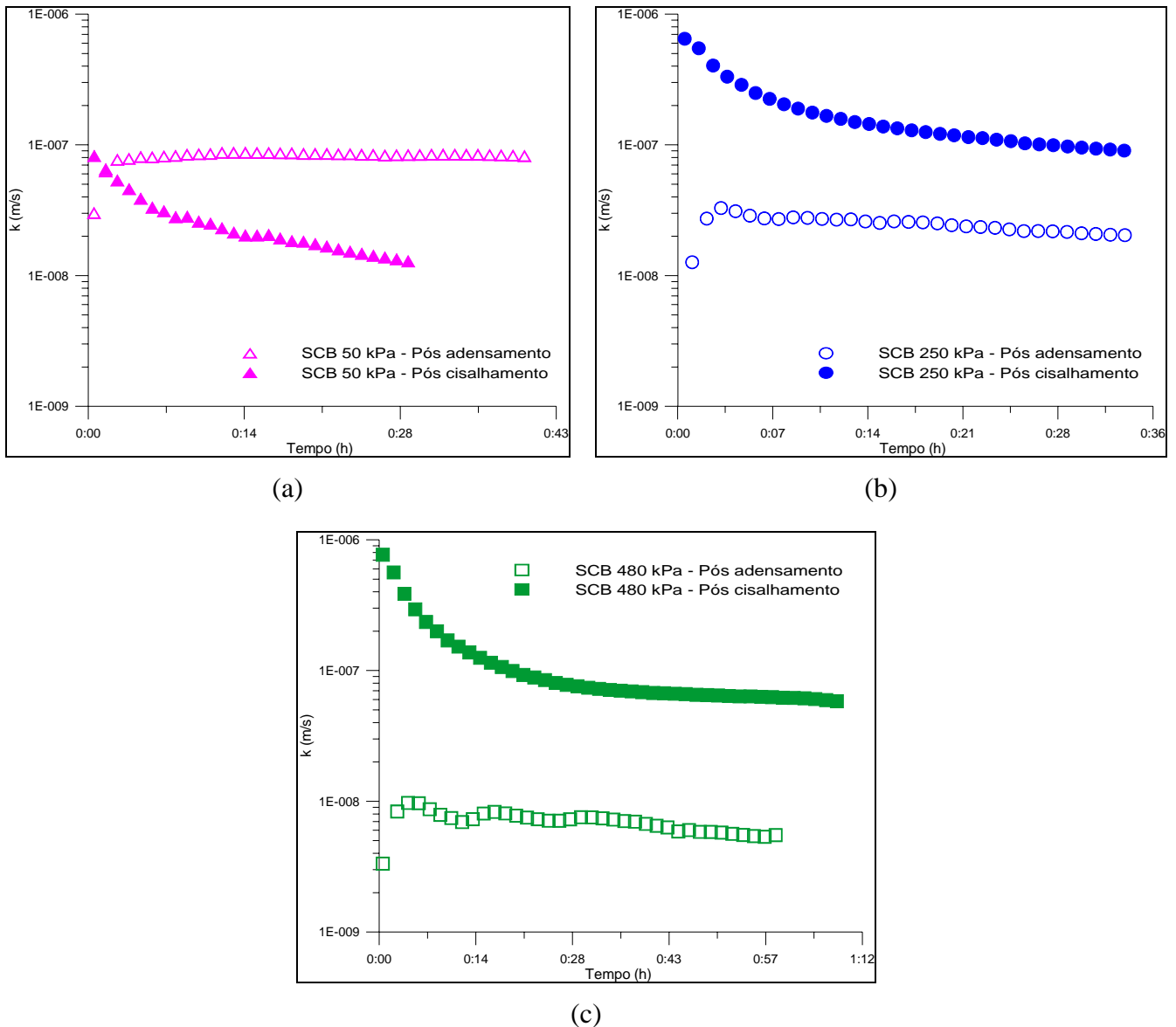


Figura 4.9: Condutividade hidráulica em misturas SCB nas tensões efetivas de: (a) 50 kPa, (b) 250 kPa e (c) 480 kPa.

Os gráficos apresentados na Figura 4.10 comparam o coeficiente de condutividade hidráulica *versus* a tensão efetiva para as misturas SCB, antes e após o cisalhamento.

Observa-se na Figura 4.10 (a) que com o aumento da tensão efetiva, ocorre a diminuição do coeficiente de condutividade hidráulica, conforme esperado. Isto ocorre devido ao adensamento da amostra, fase do ensaio triaxial que antecede a medição da condutividade. Quanto maior a tensão efetiva aplicada, maior a variação volumétrica observada, ou seja, maior redução do índice de vazios e, portanto, menor condutividade hidráulica. Já na Figura 4.10 (b) é possível constatar que a condutividade hidráulica após o cisalhamento, independente da tensão confinante aplicada nesta fase, tende a valores estáveis de mesma magnitude, exceto para a amostra de 50 kPa que apresentou ruptura diferenciada como apresentado anteriormente. Também é possível observar que com o aumento da deformação axial a condutividade hidráulica diminui, de forma não acentuada, corroborando com resultados encontrados por Heineck (2002).

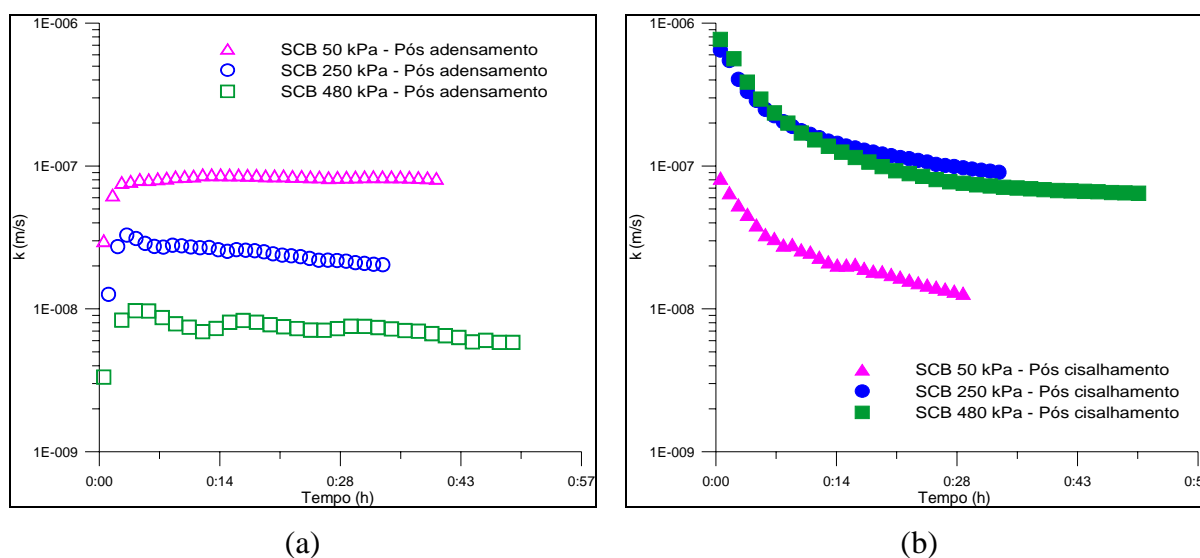


Figura 4.10: Comparação da condutividade hidráulica das misturas SCB: (a) pós-adensamento e (b) pós-cisalhamento.

A Tabela 4.6 apresenta um comparativo entre as condutividades hidráulicas realizadas nos permeâmetros de paredes flexível e rígida. É possível observar que a condutividade hidráulica medida por Lemos (2006) apresenta proximidade a ordem de magnitude das medidas obtidas no equipamento triaxial, com isso é possível afirmar uma boa concordância entre os dois tipos de permeâmetros.

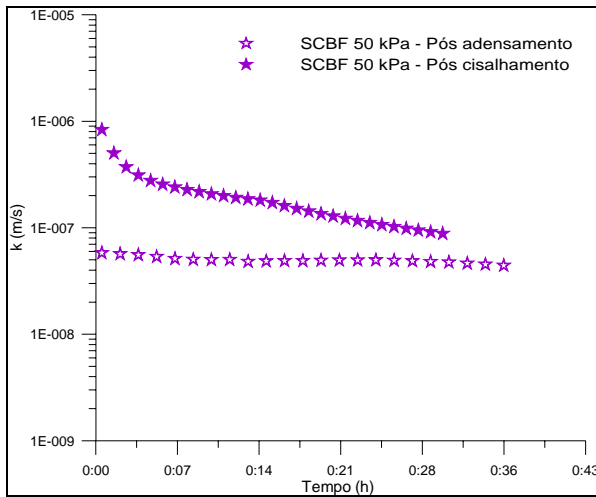
Tabela 4.6: Comparativo das condutividades hidráulicas das misturas SCB

Permeâmetro de Parede Flexível			Permeâmetro de Parede Rígida
Tensões efetivas	Pós-adensamento	Pós-cisalhamento	Condutividade Hidráulica (Lemos, 2006)
50 kPa	$8 \cdot 10^{-8}$ m/s	10^{-8} m/s	10^{-9} m/s
250 kPa	$2 \cdot 10^{-8}$ m/s	$9 \cdot 10^{-8}$ m/s	
480 kPa	$5 \cdot 10^{-9}$ m/s	$5 \cdot 10^{-8}$ m/s	

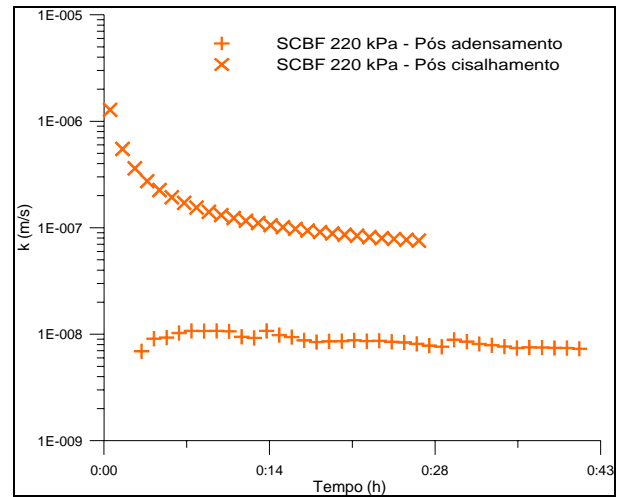
A variabilidade nos valores obtidos pode ser explicada pelo fato de que as amostras começaram a ser percoladas em períodos diferentes de cura, durante os ensaios realizados em permeâmetro de parede flexível (equipamento triaxial) e rígida, o que pode ter ocasionado o transporte de partículas do cimento. No ensaio triaxial, a percolação da amostra começou no quarto dia e no permeâmetro de parede rígida começou 24 h após a moldagem do corpo de prova. Com base nisto, pode-se afirmar, que a percolação após um dia de cura, carreou muito mais partículas do que após quatro dias, quando a estrutura da mistura está mais estável e bem formada. Cabe ressaltar, que para o permeâmetro de parede flexível e para o de parede rígida os gradientes hidráulicos foram diferentes, na ordem de 10 e 8,3, respectivamente, o que pode ter ocasionando a pequena diferença das condutividades dos dois equipamentos, quando comparadas com a medida após o adensamento.

4.3.1.2 Mistura do tipo SCBF

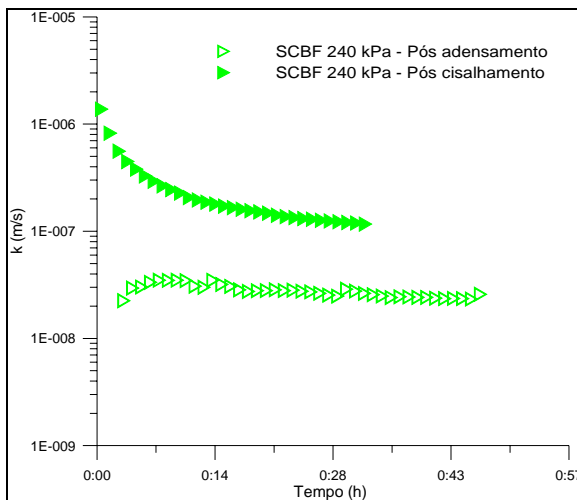
A Figura 4.11 apresenta os resultados da condutividade hidráulica pós-adensamento e pós-cisalhamento alcançadas para as misturas do tipo solo-cimento-bentonita-fibra, nas tensões efetivas de cisalhamento de 50, 220, 240, 450 e 480 kPa. Os tipos de rupturas também foram analisados neste caso, a fim de orientar as explicações para os dados encontrados.



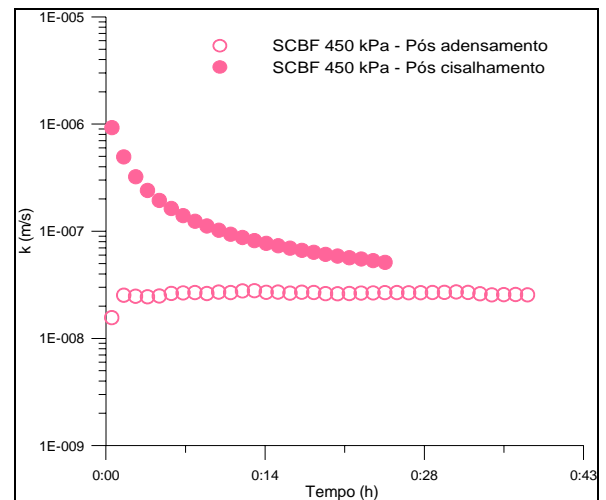
(a)



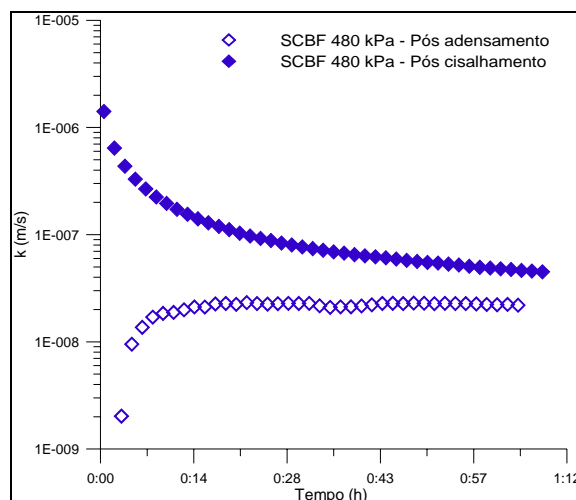
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4.11: Condutividade hidráulica em misturas SCBF nas tensões efetivas de: (a) 50 kPa, (b) 220 kPa, (c) 240 kPa, (d) 450 kPa e (e) 480 kPa.

Verificou-se para todas as tensões efetivas de cisalhamento o mesmo comportamento para a condutividade hidráulica, ou seja, esta quando medida após o cisalhamento foi maior para todas as amostras. Isto pode ser explicado pelo fato de todas as amostras terem apresentado o mesmo tipo de ruptura. As misturas solo-cimento-bentonita-fibra mostraram ruptura dúctil, o que se justifica pelo reforço do solo com fibras de polipropileno, como observado por Nataraj *et al.* (1996).

A Figura 4.12 mostra o coeficiente de condutividade hidráulica *versus* tensão efetiva para as misturas SCBF, antes e após o cisalhamento.

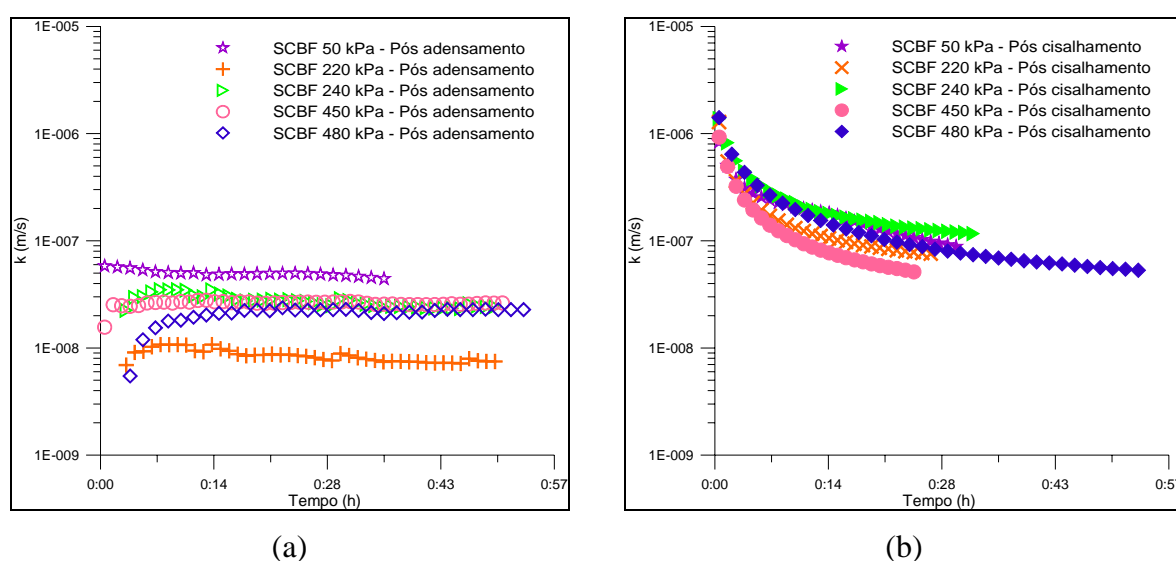


Figura 4.12: Comparação da condutividade hidráulica das misturas SCBF: (a) pós-adensamento e (b) pós-cisalhamento.

A condutividade hidráulica das misturas SCBF, indicadas na Figura 4.12 (a), apresentam diferença pouco significativas com o aumento da tensão confinante. Quando comparadas com as misturas SCB, não houve variação na magnitude dos valores, porém notaram-se diferenças mais estreitas, o que pode ser explicado pela presença das fibras, pois estas conferem ao corpo de prova maior resistência a deformação. Na Figura 4.12 (b), observou-se uma tendência muito similar da condutividade hidráulica para as amostras ensaiadas, aparentemente as curvas aproximam-se e estabilizam seus valores. A semelhança na forma de ruptura das amostras, por embarrigamento, pode ter ocasionado este tipo de comportamento para todas as tensões.

A Tabela 4.7 apresenta um comparativo entre as condutividades hidráulicas medidas no equipamento triaxial (permeâmetro de parede flexível) e no permeâmetro de parede rígida para as amostras de SCBF, as quais apresentaram o mesmo comportamento das misturas SCB, quando os dois tipos de permeâmetros foram comparados.

Tabela 4.7: Comparativo das condutividades hidráulicas das misturas SCBF

Permeâmetro de Parede Flexível			Permeâmetro de Parede Rígida
Tensões efetivas	Pós-adensamento	Pós-cisalhamento	Condutividade Hidráulica
50 kPa	4.10^{-8} m/s	8.10^{-8} m/s	8.10^{-10} m/s
220 kPa	8.10^{-9} m/s	7.10^{-8} m/s	
240 kPa	2.10^{-8} m/s	1.10^{-7} m/s	
450 kPa	2.10^{-8} m/s	5.10^{-8} m/s	
480 kPa	2.10^{-8} m/s	4.10^{-8} m/s	

4.3.2 Ensaios de Condutividade Hidráulica Medidos em Permeâmetro de Parede Rígida

Existem dois tipos de permeâmetros: os de paredes rígidas e os de paredes flexíveis. O permeâmetro de parede flexível é mais confiável em função do selamento que a membrana de látex proporciona ao redor de toda a amostra. Amostras indeformadas podem ser facilmente testadas, a contra-pressão pode ser utilizada para saturar a amostra e as tensões verticais e horizontais podem ser facilmente monitoradas, estas são algumas das vantagens atribuídas para este tipo de permeâmetro. Já os permeâmetros de paredes rígidas consistem em tubos rígidos que contém a amostra a ser permeada, a amostra tende a apresentar menor expansividade que a amostra ensaiada em um permeâmetro de parede flexível, porém apresenta como desvantagem a não saturação total da amostra, a não existência de controle sobre as pressões atuantes na amostra e a existência da possibilidade de haver fluxo lateral pelas paredes do tubo do permeâmetro.

Entretanto, com o objetivo de avaliar a influência da introdução de fibras a partir de comparação com os valores obtidos por Lemos (2006) em misturas SB e SCB, foram realizados ensaios em permeâmetro de parede rígida com as misturas SBF e SCBF. Por isso os ensaios foram realizados sob as mesmas condições: com cargas constantes e gradiente hidráulico de 8,3. Assim, foi possível identificar se a adição de fibras de polipropileno afetou a condutividade hidráulica das misturas, comprometendo ou não o desempenho das barreiras verticais.

4.3.2.1 Mistura do tipo SBF

O comportamento hidráulico das misturas é indicado na Figura 4.13, a qual apresenta uma condutividade hidráulica em torno de $1,1 \cdot 10^{-10}$ m/s para a mistura SBF, apresenta ainda os resultados dos ensaios realizados com misturas do tipo SB obtidos por Lemos (2006), os quais apresentam uma condutividade hidráulica da ordem de 10^{-9} m/s. Os valores encontrados para a condutividade hidráulica das misturas SBF, são inferiores aos valores usualmente utilizados em projeto para barreiras verticais de contenção do tipo SB, o qual é da ordem de 10^{-9} m/s (MUTCH *et al.*, 1997), o que confirma a possibilidade desta mistura ser utilizada como material de preenchimento.

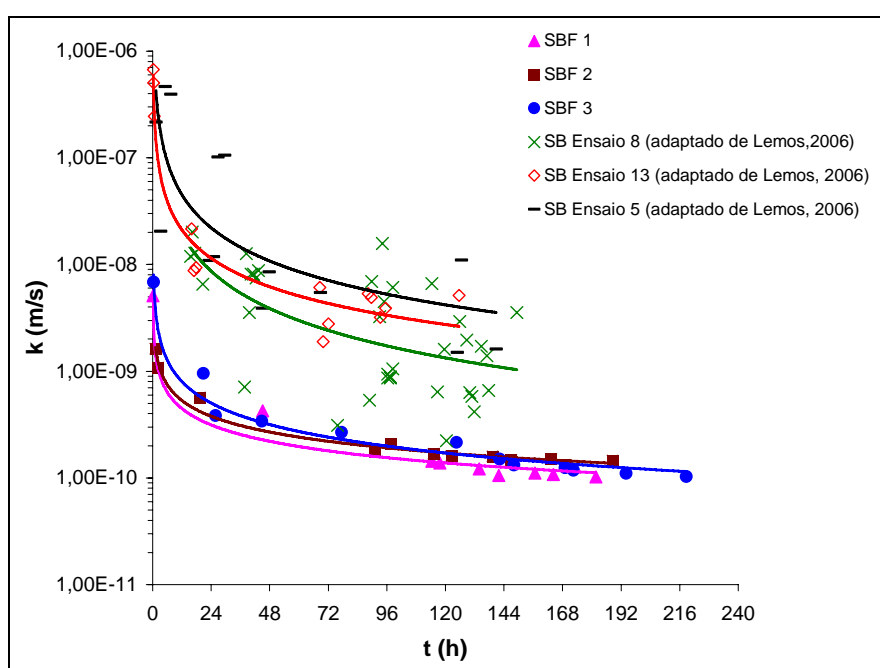


Figura 4.13: Condutividade hidráulica das misturas SBF.

Com isso foi possível afirmar, que a adição de fibras de polipropileno em misturas do tipo solo-bentonita não altera significativamente o comportamento hidráulico das misturas, apoiando os resultados encontrados por Heineck (2002). Alguns autores como Maher e Ho (1994) e Al-Wahab e El-Kedrah (1995) publicaram estudos relatando o aumento da condutividade hidráulica com a adição de fibras, porém como os autores estudaram teores bem mais altos de fibras (4% e 2%) o que pode ter causado a mudança de comportamento (HEINECK, 2002), a presente investigação não pode considerar tal resultado.

4.3.2.2 Mistura do tipo SCBF

A Figura 4.14 apresenta o comportamento hidráulico das misturas solo-cimento-bentonita-fibra e solo-cimento-bentonita (adaptados de Lemos, 2006) mostrando uma condutividade hidráulica em torno de 8.10^{-10} m/s e 10^{-9} m/s, respectivamente. Estes valores estão de acordo com Andromalos e Fisher (2001), que afirmaram que a condutividade hidráulica nas barreiras de solo-cimento-bentonita deve atingir valores inferiores a 1.10^{-8} m/s, o que confirma a possibilidade desta mistura ser utilizada como material de preenchimento.

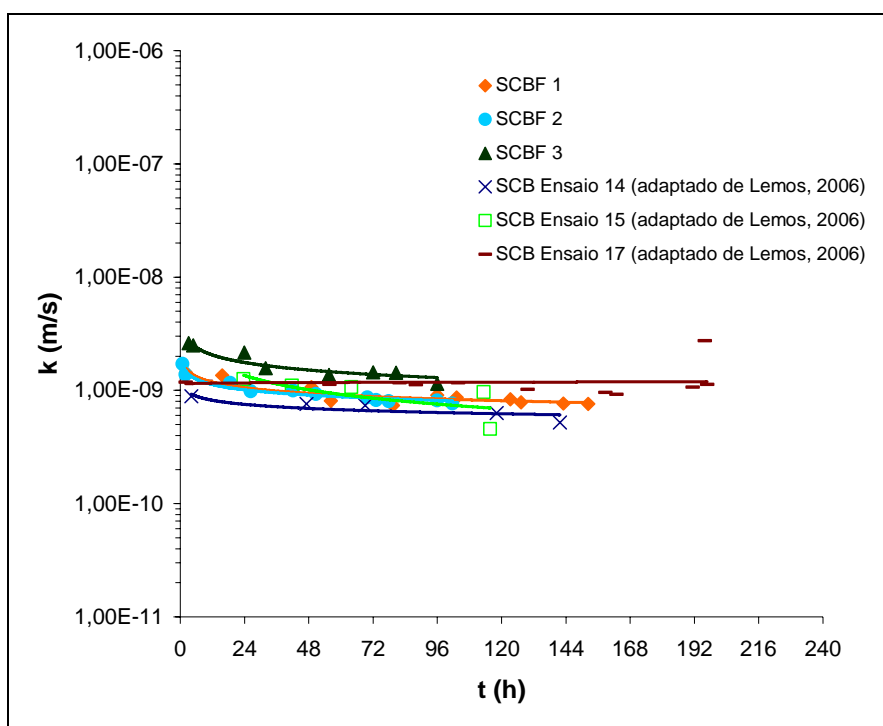


Figura 4.14: Condutividade hidráulica das misturas SCBF.

Novamente foi possível assegurar que a inserção de fibras não influenciou significativamente a condutividade hidráulica das misturas confirmando os resultados encontrados por Heineck (2002).

A comparação entre os ensaios de SBF e SCBF está apresentada na Figura 4.15, onde se pode observar o aumento da condutividade hidráulica com a inserção de cimento.

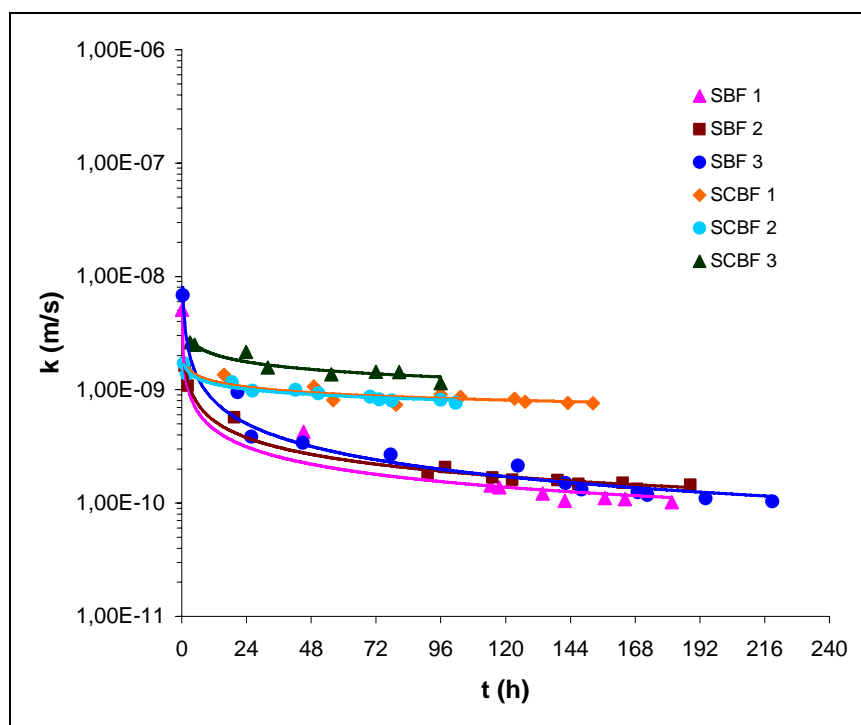


Figura 4.15: Comparação da k para as misturas SBF e SCBF.

O cimento Portland interfere na capacidade de uma mistura de solo e bentonita de atingir baixos valores de condutividade hidráulica, mas por outro lado, o cimento aumenta a estabilidade da mistura, sendo esta função do fator água-cimento e da sua idade (RYAN e DAY, 2002). Alguns autores relataram o mesmo comportamento para a adição do cimento em misturas (*e.g.* AZAMBUJA, 2004; SANTOS, 2005; LEMOS, 2006; ROJAS, 2007). Este aumento possivelmente se deve as reações que ocorrem com o cimento no processo de hidratação. Pois o mesmo afeta a capacidade de inchamento e retenção de água da bentonita (KOCH, 2002).

Todavia pode-se garantir que pela adição de cimento aumentará a resistência e a rigidez, diminuirá a compressibilidade e alterará os limites de consistência; a condutividade

hidráulica será reduzida nos solos granulares, mas aumentará nos solos argilosos; a durabilidade medida em ciclos de molhagem e secagem aumentará (PRIETTO, 1996 e MONTARDO, 1999), no caso da utilização desta mistura como material de preenchimento nas *slurry walls*.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões a partir dos resultados e da análise acerca do comportamento mecânico e hidráulico mostrados anteriormente.

5.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO-CONFINADA

- Os resultados de resistência à compressão não-confinada realizados em misturas SCB apresentaram uma queda na resistência após atingir a resistência máxima, tal comportamento é característico de solos artificialmente cimentados, demonstrando uma ruptura frágil. A média das resistências dos ensaios alcançadas foi igual a 119,7 kPa.
- Já os ensaios realizados nas misturas SCBF apresentaram um constante aumento da resistência dos corpos de prova com o aumento das deformações axiais, não demonstrando pico de resistência.
- Foi possível verificar que a inclusão de fibras de polipropileno aumentou em 33,6% a resistência não-confinada em misturas de SCB.

5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS

- Para os ensaios de compressão triaxial adensados não-drenados (CIU), durante a fase de adensamento, observou-se que tanto para as misturas de SCB como para as misturas SCBF as variações volumétricas tornaram-se mais pronunciadas com o aumento da tensão confinante, ou seja, quanto maior o incremento de tensão isotrópica aplicado maior era a variação volumétrica da amostra, diminuindo o índice de vazios com o aumento da tensão efetiva aplicada nos corpos de prova.

- Também foi possível constatar que as amostras de SCBF deformaram um pouco menos quando foram comparadas com as amostras de SCB, para as mesmas tensões de confinamento, o que pode ser explicado pela presença das fibras, as quais conferem ao corpo de prova maior resistência à deformação com a aplicação de cargas isotrópicas.
- O comportamento tensão desvio *versus* deformação axial para as misturas SCB e SCBF demonstraram um comportamento inicial extremamente rígido característico de solos cimentados. Sob pequenas deformações o comportamento das misturas com fibras de polipropileno foi governado principalmente pela ação do agente cimentante, ao passo que, para deformações relativamente grandes, este comportamento foi influenciado pela ação do reforço fibroso.
- A ação das fibras permitiu um acréscimo constante da resistência com o aumento das deformações, porém não na mesma proporção encontrada no início dos ensaios.
- Em uma análise direcionada à variação da poro-pressão foi observado que com o aumento dos níveis de tensões efetivas aplicadas nos ensaios, também ocorreu o aumento da geração de poro-pressão. Além disto, quando as curvas SCB e SCBF com as mesmas tensões efetivas foram comparadas, constatou-se que para todos os níveis de tensões houve uma pequena tendência ao aumento da geração de poro-pressão com a introdução das fibras. Acredita-se que as poro-pressões foram crescentes devido à tendência clara de contração do material durante o processo de cisalhamento sob condições não-drenadas, sendo que a partir de deformações axiais superiores a 2% as poro-pressões tenderam a se estabilizar.
- A mistura do tipo SCB apresentou duas envoltórias uma de ruptura e outra traçada aos 13% de deformação axial; estas apresentaram ângulo de atrito e intercepto coesivo de 42° e 21 kPa para a envoltória de ruptura e 42° e 14 kPa para a envoltória traçada aos 13%.
- A mistura do tipo SCBF apresentou uma única envoltória para o estado de ruptura e para os 13% de deformação axial, mostrando valores de ângulo de atrito e coesão iguais a 42° e 29 kPa. Devido a adição do reforço fibroso houve um aumento no valor do intercepto coesivo, já o ângulo de atrito não foi alterado.

- Comparando a envoltória de ruptura da mistura SCB e as envoltórias traçadas aos 13% de deformação axial das misturas SCB e SCBF, foi claramente identificado que as três envoltórias de resistência são paralelas.
- A envoltória de ruptura da mistura SCB apresentou-se um pouco acima da envoltória traçada aos 13% para o mesmo tipo de mistura, apresentando uma queda de 33% no intercepto coesivo após a ruptura dos corpos de prova.
- Foi possível afirmar que a envoltória da mistura com a adição de fibras de polipropileno apresentou um aumento de 107% no intercepto coesivo quando comparada com a envoltória aos 13% da mistura SCB, ou seja, a inserção de fibras apresentou boa contribuição quando solicitada em grandes deformações.
- De uma maneira geral, também foi admissível afirmar que a resistência da mistura SCBF foi maior do que a resistência da mistura SCB ao comparar as três envoltórias obtidas.
- Foi possível aferir que a forma de ruptura dos corpos de prova de SCB foi alterada ao incluir fibras de polipropileno, reduzindo sua fragilidade e redistribuindo os esforços mediante a uma solicitação externa no solo. Para tensões baixas de confinamento, a mistura SCB apresentou ruptura frágil e com o aumento da tensão confinante foi visualizado uma ruptura mista, com formação de plano de ruptura e embarrigamento. Já as misturas de SCBF apresentaram uma ruptura dúctil para todas as tensões de confinamento.

5.4 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

5.4.1 Análise dos Resultados Obtidos no Equipamento Triaxial

- Ao comparar a condutividade hidráulica obtida para as amostras de SCB antes e após a fase de cisalhamento, foi verificado que a amostra com tensão efetiva de 50 kPa apresentou um comportamento diferenciado com relação aos outros dois níveis de tensão de confinamento após a ruptura. Acredita-se que a k foi menor após a fase de cisalhamento devido a uma menor desestruturação do corpo de prova sob a tensão de 50 kPa, porém para tensões efetivas de 250 e 480 kPa a condutividade foi maior após a fase

de cisalhamento. Julgou-se que k foi determinada pelo modo de ruptura do corpo de prova.

- Avaliando todas as tensões confinantes depois do adensamento, para a mistura SCB, foi possível verificar que a condutividade hidráulica diminui com o aumento das tensões efetivas. Já o k medido após o cisalhamento dos corpos de prova tende a valores estáveis de mesma magnitude para as tensões de 250 e 480 kPa, exceto para a amostra de 50 kPa.
- Para as amostras de SCBF verificou-se para todas as tensões efetivas de cisalhamento o mesmo comportamento para a condutividade hidráulica, ou seja, esta quando medida após o cisalhamento foi maior para todos os corpos de prova. Isto pode ser explicado pelo fato de todos os CPs terem apresentado o mesmo tipo de ruptura.
- A condutividade hidráulica das misturas SCBF apresentam diferença pouco significativas com o aumento da tensão confinante. Aparentemente as curvas aproximam-se e estabilizam seus valores, tanto após o adensamento como após a fase de cisalhamento, num determinado intervalo de tempo.
- Em relação à condutividade hidráulica das misturas SCBF quando comparada com as misturas SCB, não houve variação na magnitude dos valores, porém notaram-se diferenças mais estreitas, o que pode ser explicado pela presença das fibras, pois estas conferem ao corpo de prova maior resistência à deformação.

5.4.2 Análise dos Resultados Obtidos no Permeâmetro de Parede Rígida

- Os valores encontrados para a condutividade hidráulica das misturas SBF foram inferiores aos valores usualmente utilizados em projeto para barreiras verticais de contenção do tipo SB, o qual é da ordem de 10^{-9} m/s (MUTCH *et al.*, 1997). Isto indicou que a adição de fibras de polipropileno em misturas do tipo solo-bentonita não altera significativamente o comportamento hidráulico das misturas, confirmando a possibilidade desta mistura ser utilizada como material de preenchimento.
- Os valores de k encontrados para as misturas SCBF foram de $8 \cdot 10^{-10}$ m/s, inferiores a valores apresentados na literatura por Andromalos e Fisher (2001), os quais afirmaram

que a condutividade hidráulica nas barreiras de solo-cimento-bentonita deve atingir valores inferiores a 1.10^{-8} m/s. Com isto é possível afirmar que a mistura SCBF pode ser utilizada como material de preenchimento para barreiras verticais.

- Novamente foi possível assegurar que a inserção de fibras não influenciou significativamente a condutividade hidráulica das misturas contendo cimento. Todavia a partir dos valores de k obtidos, este material poderia ser utilizado como material de preenchimento em barreiras verticais de contenção.
- A condutividade hidráulica obtida no permeâmetro de parede rígida pode ser comparada apenas com a condutividade hidráulica obtida após a fase de adensamento nos ensaios triaxiais, visto que após a fase de cisalhamento a amostra foi submetida a uma força axial constante e deformações significativas. Assim, fazendo uma comparação entre as condutividades hidráulicas medidas no equipamento triaxial (permeâmetro de parede flexível) e no permeâmetro de parede rígida para as amostras de SB-SBF e SCB-SCBF, foi possível afirmar que a k apresentou mesma ordem de magnitude para os dois tipos de equipamentos, mostrando uma boa concordância entre os dois tipos de permeâmetros.

5.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de misturas solo-cimento-bentonita reforçados com fibras de polipropileno, o autor sugere os seguintes tópicos de pesquisa:

- A execução de ensaios triaxiais não-drenados (CIU) com tensões efetivas iniciais mais baixas do que 50 kPa, a fim de definir a forma curvilínea-linear ou a bi-linearidade da envoltória de resistência do solo reforçado.
- Realizar análises microscópicas após os ensaios no permeâmetro de parede rígida e no equipamento triaxial, a fim de aferir a distribuição das fibras nas misturas SBF e SCBF. Os resultados permitirão determinar se a forma de mistura dos materiais proposta apresentou influência na forma de ruptura dos corpos de prova.

- Verificar a influência do modo de ruptura na condutividade hidráulica das misturas.

REFERÊNCIAS

AESTUS, LLC. **Useful Solutions for Complex Problems.** Disponível em: <www.aestusinc.com>. Acesso em: 10 de maio de 2006.

AL WAHAB, R. M.; AL-QURNA, H. H. Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures. In: GEOSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. **Proceedings ...** v.2, p.433-466, 1995.

AL WAHAB, R. M.; EL-KEDRAH, M. A. Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. **Proceedings ...** ASTM STP n. 46, ASTM, v. 1, 2v, p.791-805, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487.** Philadelphia, 1993. 11p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measurment of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter: D5084,** Philadelphia, 1990. 8p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method of measurment of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a rigid-wall, compaction-mold permeameter: D5856,** Philadelphia, 1997.

ANDROMALOS, K.B., FISHER, M.J. **Design and control of slurry wall backfill mixes for groundwater containment.** In: INTERNATIONAL CONTAINMENT AND REMEDIATION CONFERENCE. 2001, Orlando. Disponível em www.geocon.net/pdf/paper48.pdf. Acesso em: 25 novembro 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: **Solos – determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 1984a. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: **Rochas e Solos – Terminologia.** Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: **Grãos de solos que passam em peneiras de 4,8mm – Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 1984d. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: **Solos – determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 1984b. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: **Solos – análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984c. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12025: **Solo-Cimento – Ensaio de compressão simples de corpo de prova cilíndrico.** Rio de Janeiro, 1990. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo Coesivo– Determinação da Resistência à compressão simples não confinada**. NBR 12770. Rio de Janeiro, 1992. 4p.

AZAMBUJA, R.M.B. **Estudo do Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para a Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes**. Porto Alegre, 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

BAXTER, D. Y.; Mechanical behavior of soil-bentonite cutoff walls. 2000. 369p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University.

BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. The measurements of soil properties in triaxial test. 2ed., London: Edward Arnold, 277p. 1962.

BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO, N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. **Anais...** v1., p.878-884.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno Visando o Uso como Base de Fundações Superficiais**. Porto Alegre, 2001. 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C. Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno. **Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE**, v.25, n.3, p.223-230, 2002.

CASAGRANDE, M. D. T.; **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidas a Grandes Deformações**. Porto Alegre, 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. Behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v.132, n.11, 2006.

COLLARES, A.C.Z.B.; VILAR, O.M- A Influência do pH do Fluido de Saturação no Colapso dos Solos. In: **Anais** do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.1, p.123-129, 1998.

CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behavior of random distributed fiber-reinforced cement soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.481-486.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, ASCE, v.124. n.12, p.1211-1214, 1998.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. The behavior of a fiber-reinforced cemented soil. **Ground Improvement, ISSMGE**, v.3, n.3, p.21-30, 1999.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, ASCE, v.128, n.6, 2002-b.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; DONATO, M.; PRIETTO, P.D.M. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. **Ground Improvement, ISSMGE**, v.8, n.2, p.77-90, 2004.

CRUZ, R.C. **Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados**. Porto Alegre, 2004. 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M. **Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno**. Porto Alegre, 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, v.1, p.251-260, 2002.

DONATO, M.; FOPPA, D.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.27, n.2, p.161-179, 2004.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1998). Evaluation of subsurface engineered barriers at wastes sites. **EPA-542-R-98-005**, Washington D.C, Agosto de 1998. Disponível em:<<http://www.clu-in.org/download/remed/subsurf.pdf>>. Acesso em: 15 de abril de 2006.

EVANS, J. C. Geotechnics of hazardous waste control systems. In: H. Y. FANG. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Von Nostrand Reinhold, 1991. p.765-777.

EVANS, J. C. Vertical cutoff walls. In: D. E. DANIEL. **Geotechnical Practice for Waste Disposal**. London: Chapman & Hall, 1993. cap.17. p.430-454.

EVANS, J. C.; DAWSON, A. R. Slurry walls for control of contaminant migration a comparison of UK and US practices. In: F. GABRIEL; A. R. BAUER. **Geo-Engineering for Underground Facilities** (Geotechnical Special Publication N° 90). New York: ASCE, 1999. p. 105-120.

FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULLANI, N. Reinforced soil with aligned and randomly oriented metallic fibers. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.14, n.1, p.78-87, 1991.

FEUERHARMEL, M.R. **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno**. Porto Alegre, 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

FILZ, G. M.; Duncan, J. M. Vertical shear loads on nonmoving walls. I: Theory, **ASCE Journal of Geotechnical Engineering** 123(9), 856- 862, 1997.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Porto Alegre, 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

FRIDULSA. **Sistema Constructivo Integral**. Disponível em: <www.fridulsa.com.uy>. Acesso em: 22 de fevereiro de 2006.

GLEASON, M. H., DANIEL, D. E., EYKHOLT, G. R. Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic Containment Applications. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Maio, 1997. 438-445p.

GRAY, D. H.; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.8, p.804-820, 1986.

GRAY, D. H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforced in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.109, n.3, p.335-353, 1983.

GRAY, D. H.; MAHER, M. H. Admixture stabilization of sands with random fibers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, v.2, p.1363-1366, 1989.

HANNANT, L. Polymers composites. In: J. M. ILLSTON. Construction materials: their nature and behavior. 2ed., London: J. M. Illston/E & FN Spon, p.359-403, 1994.

HEAD, K.H. Manual of soil laboratory testing. London: Pentech Press, v.2-3, p.339, 1982.

HEINECK, K. S. **Estudo Do Comportamento Hidráulico E Mecânico De Materiais Geotécnicos Para Barreiras Horizontais Impermeáveis**. Porto Alegre, 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A., CASAGRANDE, M. D. T. Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes. **Solos e Rochas**, São Paulo – SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p.3-17, 2003.

HEINECK, K. S., COOP, M. R., CONSOLI, N. C. The effect of micro-reinforced of soils from very small to large shear strains. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.131, 2005. (Aceito para publicação).

HIGGINS, R. A. Properties of engineering materials. London: E. Arnold, 2ed., 495p., 1994.

HOLLAWAY, L. Polymer composites. In: Construction Materials; their nature and behavior. London: J. M. Illston/E. & F. N. Spon, 2ed., p.321-358, 1994.

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

KHOURY, M.; FAYAD, P.; LADD, R. Design, construction and performance of a soil-bentonite cutoff wall constructed in two stages. In: D. B. PAUL; R. R. DAVIDSON; N. J. CAVALLI. Slurry Walls: Design, Construction and Quality Control, ASTM STP 1129. Philadelphia: ASTM, 1992, p. 289-308.

KOCH, D. Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cutoff walls. **Applied Clay Science**, v.21, Issues 1-2, p.1-11, 2002.

KOCH, P.L.; PHILLIPS, D.L.. Incorporating concentration dependence in stable isotope mixing models: a reply to Robbins, Hilderbrand and Farley, 2002.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing Materials, 1v., p.715-731, 1988.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics, Si version**. New York: John Wiley, 1979. 553p.

LEMOES, R. G. **Estudo do Comportamento Hidráulico, Mecânico e Químico de Barreiras Hidráulicas Verticais, Compostas por Solo Residual, Bentonita e Cimento sob a Ação de Substâncias Agressivas**. Porto Alegre, 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

MACIEL FILHO, C.L. **Introdução à geologia de engenharia**. 2.ed., Santa Maria: UFSM, 1997. 283 p.

MAHER, M. H.; GRAY, D. H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.

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

MAHER, M. H.; HO, Y. C. Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.120, n.8, p.1381-1393, 1994.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; AL-HASANI, M. M. Effect of inclusion properties on the behavior of sand. **Géotechnique**, London, v.28, n.3, p.327-346, 1978.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; HYTIRIS, N. MERCER, F. B. Soil strengthening using randomly distributed mesh elements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., São Francisco, **Proceedings ...** v.3, p.1735-1738, 1988.

MILLET, R. A.; PEREZ, J. Y.; DAVIDSON, R. R. USA practice slurry wall specifications 10 years later. In: D. B. PAUL; R. R. DAVIDSON; N. J. CAVALLI. **Slurry Walls: Design, Construction and Quality Control**, ASTM STP 1129. Philadelphia: ASTM, 1992, p. 42-67.

MONTARDO, J.P. **Comportamento Mecânico de Compósitos Solo-Cimento-Fibra: Estudo do Efeito das Propriedades dos Materiais Constituintes**. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de um solo reforçado com resíduos fibrosos. In: II SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA

GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL'2000, 2000, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS/ABINT/PPGEC-UFRGS, 2000, p.213-225.

MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3, p.191-209, 2002.

MOREL, J. C.; GOURC, J. P. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. *Geosynthetics International*, Minnesota, v.4, n.5, p.481-508, 1997.

NATARAJ, M. S.; ADDULA, H. R.; MCMANIS, K. L. Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. **Proceedings ...** Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, v.1, p.826-835, 1996.

NATARAJ, T. S.; PANDIA, N. S.; NARASHIMA RAJU, P. S. R. Compressibility of soft cemented soils. **Geotechnique**, London, v.48, n.2, p.281-287, 1998.

NÚÑEZ, W.P. **Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação**. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. Effect of plastic wastes in improving cement-treated soils. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS. **Proceedings...** Rotterdam, Balkema. p.875-880, 1996.

OPDYKE, S.M.; EVANS, J.C. Slag-cement-bentonite slurry walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v.131, n.6, 2005.

PEARLMAN, L. “Subsurface Containment and Monitoring Systems: Barriers and Beyond”, 1999. Internet. Disponível em: <www.slurrywall.com/articles/4.pdf>. Com acesso em 10/02/2004.

PEREIRA, E. O uso de inibidores de argilas como solução de problemas em sondagens. Disponível em: <<http://www.systemmud.com.br>> Acesso em: 29 de dezembro de 2005, 00:45.

PLEE, D.; LEBEDENKO, F.; OBRECHT, F.; LETELLIER, M.; VAN DAMME, H. Microstructure, permeability and rheology of bentonite – cement slurries. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p.45-61, 1990.

POZZI, P; GALASSI, C. La Reologia Dei Materiali Ceramici Tradizionali. Faenza Editrice, Italy 1994.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

RANJAN, G. R.; CHARAN, H. D. Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.6, p.419-426, 1996.

ROJAS, J.W.J. **Estudo de Remediação de Solo Contaminado por Borra Oleosa Ácida Utilizando a Técnica de Encapsulamento**. Porto Alegre, 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

RYAN, C.R.; DAY, S.R. Soil –cement-bentonite slurry walls. In: M. W. O’NEILL; F. C. TOWNSEND. **Deep Foundations 2002: An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance** (Geotechnical Publication N° 116). New York: ASCE, 2002, p. 713-727.

SANTOS, P. S. Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras (por) Pérsias de Souza Santos. São Paulo, Edgard Blucher, Ed da universidade de São Paulo, Vol. 1. 1975.

SANTOS, A.B. **Comportamento de Liners sob a Influência de um Contaminante Orgânico**. Porto Alegre, 2005. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York: ASCE, v.127, n.10, p.857-868, 2001.

SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.

STAUFFER, S.D.; HOLTZ, R.D. Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n.1474, p.82-95, 1996.

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

TEODORO, J. M. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Reforçados com Fibras Plásticas**. São Paulo, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/USP.

TEODORO, J.M.; BUENO B.S. Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** v.2, p.1093-1100.

THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. Porto Alegre, 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

ULBRICH, L. A. **Aspectos do Comportamento Mecânico de um Solo Reforçado com Fibras**. Porto Alegre, 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

VELOSA, C.L.; COLMENARES, J.E. Analysis of the volume change behavior of expansive compacted soils. **INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. Proceedings...** Carefree, Arizona. p.916-927, 2006.

VENDRUSCOLO, M.A. **Comportamento de Ensaio de Placa em Camadas de Solo Melhoradas com Cimento e Fibras de Polipropileno**. Porto Alegre, 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

XANTHAKOS, P. P. **Slurry Walls**. New York: McGraw Hill, 1979 622p.