

**ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO  
MECÂNICO DE DUAS AREIAS DE OSÓRIO – RS**

**Leandro Pereira Marcon**

Porto Alegre  
Dezembro 2005

**LEANDRO PEREIRA MARCON**

**ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO  
MECÂNICO DE DUAS AREIAS DE OSÓRIO – RS**

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  
Dezembro 2005

M321e Marcon, Leandro Pereira  
Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS / Leandro Pereira Marcon. – 2005.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, RS-BR, 2005.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani

1. Mecânica dos solos - Ensaios. 2. Comportamento mecânico. 3. Engenharia civil. I. Bressani, Luiz Antônio, orient. II. Título.

CDU-624.131(043)

**LEANDRO PEREIRA MARCON**

**ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO  
MECÂNICO DE DUAS AREIAS DE OSÓRIO – RS**

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, 09 de dezembro de 2005

**Prof. Luiz Antônio Bressani**

Doutor, University of London, Reino Unido  
Orientador

**Prof. Fernando Schnaid**

Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Adriano Virgilio Damiani Bica (UFRGS)**

Doutor, University of Surrey, Reino Unido

**Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)**

Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Juan Antonio Altamirano Flores (UFRGS)**

Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Doutor, Université de Poitiers, França

À minha família e aos meus amigos.

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente, não posso deixar de agradecer à minha família, especialmente aos meus pais, Euclides e Maria da Graça, por todo o apoio recebido, de todas as formas possíveis, durante este trabalho.

Ao meu orientador, Luiz Antônio Bressani, agradeço não apenas pelas orientações e conhecimentos transmitidos com muita dedicação, mas também pelo clima de cooperação, amizade, paciência e fraternidade com o qual sempre fui tratado. Também agradeço aos professores Adriano Bica e Juan Flores, pela ajuda extremamente relevante dada na elaboração desta dissertação.

Aos amigos e colegas de curso e de laboratório, especialmente ao Jair, pela ajuda inestimável que me prestaram e pela paciência que tiveram durante a execução de ensaios e pelos momentos alegres e divertidos compartilhados.

A todos os meus amigos, aos muitos que tive a oportunidade de fazer durante este período e aos muitos que tive que permanecer afastado fisicamente, mas que sempre estiveram próximos em meu pensamento, ao me dar apoio e incentivo durante este tempo.

E a todos em geral que me ajudaram, direta ou indiretamente, de alguma forma na concretização de mais uma etapa em minha vida, meu mais sincero “Muito Obrigado!”.

Nunca ande pelo caminho traçado, pois ele conduz  
somente até onde os outros foram.

*Graham Bell*

## RESUMO

O comportamento mecânico dos solos arenosos tem sido objeto de numerosos estudos e os resultados encontram-se bem descritos na literatura. Entretanto, pouco se conhece sobre o comportamento destes solos quando submetidos a certo grau de alteração de suas propriedades originais. Esta dissertação apresenta um estudo de dois solos arenosos, com características distintas, da região litorânea do estado do Rio Grande do Sul.

O trabalho envolveu ensaios de laboratório para verificação de algumas propriedades mecânicas, como a compressibilidade unidimensional, a resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação. Foram também realizados ensaios para verificação das características físicas dos grãos dos solos, por meio de ensaios de difratometria de raios-X, microscopia eletrônica de varredura e a análise da composição química pelo método de espectrometria de energia dispersiva (EDS). Estes ensaios especiais tiveram a finalidade de determinar o tipo de alteração ocorrente nos grãos de areia alterada.

Através das análises, constatou-se que embora os dois solos sejam muito semelhantes sob o ponto de vista granulométrico e mineralógico, o comportamento mecânico do solo com alteração é profundamente modificado em relação ao solo sem alteração. Na areia alterada existe uma camada de material cimentante em torno dos grãos cujos principais elementos químicos são o ferro e o silício, em forma de sílica amorfa. De uma forma geral, o material cimentante e as ligações entre grãos apresentam um aspecto poroso e fraturado. A alteração verificada corresponde a uma ação pedogenética responsável pela geração de agentes cimentantes, sem modificação nas características intrínsecas dos grãos de areia.

Nos ensaios de compressão confinada sob o mesmo índice de vazios, a areia alterada apresentou maiores deformações e um índice de compressão duas vezes maior do que a areia sã. A areia alterada teve sua resistência ao cisalhamento bastante alterada pelo grau de umidade, ao contrário da areia sã, além de não ter apresentado resistência de pico para as densidades testadas.



## **ABSTRACT**

The mechanical behavior of sandy soils has been investigated by several researchers and the results are well described in the literature. However, little is known about the mechanical behavior of these soils when they are subjected to some degree of weathering. This dissertation presents a study of the mechanical behavior of two soils with different properties, from the coastal region of the state of Rio Grande do Sul, Brazil.

The work involved laboratory tests to measure mechanical properties such as unidimensional compressibility, shear strength and the stress-strain behaviour. Tests to verify the physical properties of the grains have also been carried out, such as X-ray diffractometry, electronic microscopy and energy dispersive spectrometry (EDS) to examine the alteration of the grains.

The analysis of the data showed that, although the two soils are quite similar in granulometry and mineralogy, the mechanical behaviour of the weathered soil was strongly modified as compared to the unweathered soil. The results of confined compression tests at the same voids ratio showed a larger deformation of the weathered sand and a compression index which was two times larger than the one of the sound sand. The weathered sand has its shear strength quite modified by variations in the degree of saturation, in contrast to the other sand, and it did not show any peak strength during the tests.

The behavior of the weathered soil was strongly modified by the deposition of chemical elements on the grains surface, particularly the compressibility and the stress-strain behavior. The micro-photographs showed that there is a layer of cementing material around the grains in the weathered sand. Its main components are iron and silica in its amorphous form. In general, this cementing material has a fractured and porous aspect. The presence of a cementing material results from a pedogenetic action, which does not affect the intrinsic properties of the sand grain.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO</b>	1
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	4
<b>2.1 Introdução</b>	4
<b>2.2 Teoria do estado crítico</b>	5
2.2.1 Bases da teoria do estado crítico	6
2.2.2 Linha de estado crítico	8
<b>2.3 Características dos materiais granulares</b>	12
2.3.1 Comportamento tensão-deformação de areias	13
2.3.1.1 Comportamento tensão-deformação durante compressão confinada	14
2.3.1.2 Comportamento tensão-deformação durante cisalhamento	19
<b>2.4 Solos estruturados</b>	22
2.4.1 Características básicas dos solos estruturados	23
2.4.2 Efeito de estrutura em solos arenosos	24
<b>3 SOLOS ESTUDADOS E METODOLOGIA</b>	26
<b>3.1 Localização dos solos</b>	26
<b>3.2 Características geológicas dos solos da região litorânea</b>	27
<b>3.3 Descrição dos solos estudados</b>	28
<b>3.4 Programa de ensaios</b>	30
3.4.1 Ensaios de caracterização	31
3.4.2 Ensaios para a determinação das propriedades mecânicas dos solos	32
3.4.2.1 Ensaios de compressão confinada	32
3.4.2.2 Ensaios de cisalhamento direto	35
3.4.2.2 Ensaios de cisalhamento indireto	39
<b>4 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS</b>	45
<b>4.1 Ensaios de caracterização</b>	45
<b>4.2 Ensaios de compressão confinada</b>	46
<b>4.3 Ensaios de cisalhamento direto</b>	49
<b>4.4 Ensaios triaxiais</b>	60
<b>5 ANÁLISES INICIAIS E PARÂMETROS OBTIDOS</b>	68
<b>5.1 Análise dos ensaios iniciais de caracterização</b>	68
<b>5.2 Análise dos ensaios de compressibilidade</b>	69
<b>5.3 Análise dos ensaios de cisalhamento direto</b>	71
<b>5.4 Análise dos ensaios triaxiais</b>	77

<b>5.5 Análise dos ensaios difratométricos e de microscopia eletrônica</b>	84
5.5.1 Ensaio de difração de raios-X	84
5.5.2 Ensaio de microscopia eletrônica	90
<b>6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b>	102
<b>6.1 Características de localização dos materiais</b>	102
<b>6.2 Resultados de difratometria de raios-X e microscopia eletrônica</b>	103
<b>6.3 Características gerais das areias</b>	106
6.3.1 Características físicas dos solos	107
6.3.2 Características de compressibilidade das areias	108
6.3.3 Características quanto à resistência ao cisalhamento e deformabilidade	111
6.3.3.1 Curva de sucção x grau de saturação	120
6.3.3.2 Características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade sob mesmos índices de vazios	122
<b>7 CONCLUSÕES</b>	126
<b>7.1 Conclusões</b>	126
7.1.1 Ensaio de caracterização	126
7.1.2 Ensaio de compressão confinada	127
7.1.3 Ensaio de cisalhamento direto	127
7.1.4 Ensaio triaxiais	130
7.1.5 Sucção	131
7.1.6 Caracterização por difração de raios-X e microscopia eletrônica	131
<b>7.2 Sugestões para trabalhos futuros</b>	133
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	135

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Linha de estado crítico (CSL): (a) diagrama $e$ x $\log p'$ e (b) diagrama $p'$ x $q$	7
Figura 2.2: Diagrama $v$ x $\ln p'$ . Linha de compressão normal (OACD) e linha de recompressão (ABC)	8
Figura 2.3: Linha de Estado Crítico (a) em diagrama $p'$ x $q$ e (b) em diagrama $p'$ x $v$	10
Figura 2.4: Representação da linha de compressão normal e da linha de estado crítico em função: (a) índice de vazios x $\log \sigma'_v$ . (b) em um diagrama $p'$ , $q'$ e $v$	11
Figura 2.5: Ensaio de compressão triaxial drenados e não-drenados (comportamento esquematizado de acordo com a teoria do estado crítico)	12
Figura 2.6: Comportamento tensão-deformação de areia (porosidade = 0,375) em compressão confinada	14
Figura 2.7: Ensaio triaxial drenado realizado em areia densa e fofa do rio Chattahoochee. (a) linha de estado crítico e linha de compressão normal; (b) distribuição granulométrica após compressão isotrópica e cisalhamento	16
Figura 2.8: Linha de estado crítico apresentando bilinearidade por quebra de grãos	17
Figura 2.9: Compressão isotrópica em amostras de areia densa ( $v_0 = 1,7$ ) e fofa ( $v_0 = 2,0$ )	18
Figura 2.10: Resultados de ensaios triaxiais drenados ( $\sigma'_3 = 211$ kPa) em: (a) amostras densas ( $v = 1,64$ ) e (b) em amostras fofas ( $v = 1,84$ ) de areia Brasted	20
Figura 2.11: Idealização do comportamento à compressão de solos estruturados, em comparação com amostra do mesmo solo submetida a ensaio na condição remoldada	24
Figura 2.12: Comportamento de areias não-cimentadas e cimentadas artificialmente, com variações no grau de cimentação	25
Figura 3.1: Localizações: (a) município de Osório (RS) e (b) da jazida (aproximada)	26
Figura 3.2: Imagem de satélite, a partir da qual é possível visualizar a jazida (em destaque, ao centro)	27
Figura 3.3: Locais de coleta de amostras: (a): areia alterada; (b): areia sã, com o ponto aproximado de coleta em destaque	29
Figura 3.4: Equipamento para ensaio de cisalhamento direto	36
Figura 3.5: Equipamento para ensaio triaxial, ilustrando: (a) prensa, com pedestal móvel e câmara ao lado; (b) prensa, computador e aparelho controlador de pressões	40
Figura 3.6: Moldagem de corpo de prova denso: (a) molde bipartido revestido por membrana e conectado por mangueira à bomba de vácuo; (b) compactação da amostra por meio de bastão de madeira	42
Figura 3.7: Aspecto da câmara triaxial com corpo de prova após a etapa de percolação e antes do início da saturação	43
Figura 4.1: Curvas granulométricas das areias ensaiadas	46

Figura 4.2: Gráfico tensão vertical $\sigma'_v$ x altura da amostra, amostras em estado inicial denso	47
Figura 4.3: Gráfico tensão vertical $\sigma'_v$ x altura da amostra, amostras em estado inicial fofo	48
Figura 4.4: Variação de índice de vazios das amostras com aplicação de carregamento vertical	48
Figura 4.5: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã densa seca	51
Figura 4.6: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã fofo seca	52
Figura 4.7: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada seca densa	54
Figura 4.8: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada seca fofo	55
Figura 4.9: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã inundada densa	56
Figura 4.10: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã inundada fofo	57
Figura 4.11: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada inundada densa	58
Figura 4.12: Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada inundada fofo	59
Figura 4.13: Resultados dos ensaios triaxiais em areia sã densa	61
Figura 4.14: Corpo de prova de areia sã inicialmente denso após ruptura, sob tensão confinante de 200kPa	62
Figura 4.15: Resultados de ensaios triaxiais em areia sã fofo	64
Figura 4.16: Resultados de ensaios triaxiais em areia alterada densa	65
Figura 4.17: Corpo de prova de areia alterada inicialmente denso submetido a deformação axial de 13%.	66
Figura 4.18: Resultados de ensaios triaxiais em areia alterada fofo	67
Figura 5.1: Resultados de ensaios de compressão confinada - índice de vazios x tensão vertical em escala linear de tensões	70
Figura 5.2: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e a grandes deformações para areia sã seca	74
Figura 5.3: Envoltórias de resistência ao cisalhamento a grandes deformações para areia alterada seca	75
Figura 5.4: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e a grandes deformações para areia sã inundada	75
Figura 5.5: Envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações para areia alterada inundada	76

Figura 5.6: Resultados de ensaios triaxiais - envoltórias de resistência ao cisalhamento para areia sã em estado inicial denso	79
Figura 5.7: Resultados de ensaios triaxiais - envoltória de resistência ao cisalhamento para areia sã em estado inicial fofo	80
Figura 5.8: Resultados de ensaios triaxiais - envoltória de resistência ao cisalhamento para areia alterada em estado inicial denso	80
Figura 5.9: Resultados de ensaios triaxiais - envoltória de resistência ao cisalhamento para areia alterada em estado inicial fofo	81
Figura 5.10: Gráfico $\log s' \times v$ para areia sã	82
Figura 5.11: Gráfico $\log s' \times v$ para areia alterada	82
Figura 5.12: Difratoograma de amostra total de areia sã	85
Figura 5.13: Difratoograma de amostra total de areia alterada	85
Figura 5.14: Difratoograma de ensaio natural em fração fina, areia sã	86
Figura 5.15: Difratoograma de ensaio natural em fração fina, areia alterada	87
Figura 5.16: Difratoograma de ensaio com amostra glicolada, areia sã	88
Figura 5.17: Difratoograma de ensaio com amostra glicolada, areia alterada	88
Figura 5.18: Difratoograma de ensaio com amostra calcinada, areia sã	89
Figura 5.19: Difratoograma de ensaio com amostra calcinada, areia alterada	89
Figura 5.20: Fotografia de microscopia eletrônica, ilustrando grãos de areia sã, com ampliação de 200 vezes	92
Figura 5.21: Imagem de grão de areia sã, com ampliação de 600 vezes, onde podem ser vistos elementos de coloração branca sobre a superfície dos grãos	92
Figura 5.22: Dois grãos de areia alterada ligados por uma ponte de material cimentante (em detalhe), imagem com ampliação de 200 vezes	92
Figura 5.23: Areia alterada - (a) Imagem ampliada em 200 vezes, ilustrando dois grãos de areia unidos por uma estrutura delgada; (b) ligação estrutural em detalhe, com ampliação de imagem de 600 vezes	93
Figura 5.24: Imagem ampliada 200 vezes, com dois grãos de areia unidos por um estrutura espessa (em detalhe)	94
Figura 5.25: Areia alterada - (a) Imagem de ligação estrutural entre dois grãos de areia (em detalhe); (b) ponto de leitura de composição química (ponto 1)	96
Figura 5.26: Espectrograma com indicação proporcional dos componentes químicos no ponto 1, Figura 5.24(b)	96
Figura 5.27: Areia alterada - (a) Imagem ampliada 600 vezes, mostrando grão de areia alterada com ligação estrutural (em detalhe). (b) Pontos onde foram efetuadas as leituras por EDS	97
Figura 5.28: Espectrogramas dos cinco pontos analisados (apresentados na Figura 5.26)	98

Figura 5.29: Areia alterada - imagens mostrando: (a) ligação estrutural entre dois grãos de areia (ampliação de 200 vezes); (b) indicação dos pontos onde foram feitas as análises químicas (ampliação de 600 vezes)	99
Figura 5.30: Espectrogramas dos pontos analisados (indicados nas Figuras 5.28a e 5.28b)	100
Figura 6.1: Foto do corte do terreno mostrando a variação de cor e possível alteração das areias com a profundidade	103
Figura 6.2: Aspecto geral do material cimentante dos grãos de areia alterada e de uma ligação entre grãos	105
Figura 6.3: Imagens comparativas, com ampliação de 200 vezes, ilustrando: (a) grãos de areia alterada e (b) areia sã	107
Figura 6.4: Variação de índice de vazios das amostras de areia sã fofa ( $e_0 = 0,74$ ) e alterada densa ( $e_0 = 0,75$ )	110
Figura 6.5: Comparação de resultados de ensaios triaxiais para areia sã, em estados iniciais densos ( $e_0 = 0,53$ ) e fofos ( $e_0 = 0,70$ )	114
Figura 6.6: Comparação de resultados de ensaios triaxiais para areia alterada, em estados iniciais densos ( $e_0 = 0,75$ ) e fofos ( $e_0 = 0,95$ )	115
Figura 6.7: Comparação entre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em areia sã: (a) seca; (b) inundada	117
Figura 6.8: Comparação entre os resultados de areia alterada (a) seca; (b) inundada	119
Figura 6.9: Curva característica de sucção x grau de saturação das areias	121
Figura 6.10: Comparação de resultados de ensaios de cisalhamento direto de areia sã e alterada sob mesmos índices de vazios – condição inundada	123
Figura 6.11: Ensaios triaxiais em areia sã e alterada sob mesmos índices de vazios	124

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Teor de umidade natural dos solos	45
Tabela 4.2: Peso específico dos grãos das areias	46
Tabela 4.3: Índices de vazios inicial e final (após o ensaio)	47
Tabela 4.4: Dados de corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto, amostras secas	49
Tabela 4.5: Dados de corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto, amostras inundadas	50
Tabela 4.6: Ensaios triaxiais, dados sobre os corpos de prova	60
Tabela 5.1: Dados obtidos das curvas granulométricas	69
Tabela 5.2: Índices de compressão ( $C_c$ ), de recompressão ( $C_r$ ) e coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) das areias	71
Tabela 5.3: Resultados de ensaios de cisalhamento direto – tensões cisalhantes máximas, condição seca	72
Tabela 5.4: Resultados de ensaios de cisalhamento direto – tensões cisalhantes máximas, condição inundada	73
Tabela 5.5: Ângulos de atrito interno calculados a partir dos ensaios de cisalhamento direto	76
Tabela 5.6: Resultados dos ensaios triaxiais - tensões de pico e tensões a grandes deformações das areias	78
Tabela 5.7: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios triaxiais	81
Tabela 5.8: Ângulos de atrito interno (em graus) obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial nas duas areias testadas	83
Tabela 5.9: Concentração de elementos (em %) no ponto 1 [Figura 5.25(b)]	96
Tabela 5.10: Concentração de elementos (em %) nos pontos apresentados na Figura 5.26	99
Tabela 5.11: Concentração de elementos dos pontos apresentados na Figura 5.30 (em %)	101
Tabela 6.1: Valores obtidos através dos ensaios de compressão confinada	109
Tabela 6.2: Dados das amostras de areia sã nos ensaios de cisalhamento direto	116
Tabela 6.3: Dados das amostras de areia alterada nos ensaios de cisalhamento direto	118



## LISTA DE SÍMBOLOS

e: índice de vazios

' : indicador de tensões efetivas

p': tensão média  $[(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3]$ , nos ensaios triaxiais

NCL: linha de compressão normal

q: tensão desvio  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , nos ensaios triaxiais

v: volume específico  $(1 + e)$

TEC: Teoria do Estado Crítico

M: constante friccional  $(q/p')$

$\phi'$ : ângulo de atrito interno efetivo

$\sigma'$ : tensão normal efetiva

CSL: Linha de Estado Crítico (*Critical State Line*)

$C_c$ : índice de compressão

$C_r$ : índice de recompressão

$a_v$ : coeficiente de compressibilidade

$\Delta e$ : variação de índice de vazios

$\Delta \sigma_v$ : variação de tensão vertical

$e_0$ : índice de vazios inicial

$\tau$ : tensão cisalhante

$\sigma$ : tensão normal total

$\sigma_v$ : tensão vertical

$\sigma_h$ : tensão horizontal

$\phi_{gd}$ : ângulo de atrito interno a grandes deformações

$\phi_p$ : ângulo de atrito interno de pico

s': tensão média  $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2]$ , nos ensaios triaxiais

t: metade da tensão desvio  $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2]$ , nos ensaios triaxiais

sen: seno

tg: tangente

$\epsilon_a$ : deformação axial

$\epsilon_v$ : deformação volumétrica

$s'_p$ : tensão média de pico

$t_p$ : metade da tensão desvio de pico

$s'_{gd}$ : tensão média a grandes deformações

$t_{gd}$ : metade da tensão desvio a grandes deformações

$\sigma'_1$ : tensão principal maior efetiva

$\sigma'_3$ : tensão principal menor efetiva

$K_0$ : coeficiente de empuxo ao repouso ( $\sigma_h / \sigma_v$ )

log: logaritmo com base decimal

Å: ângstrom

°C: graus Celsius

KeV: quiloelétron-volt

$m_v$ : módulo de variação volumétrica

$\sigma'_{vm}$ : tensão de pré-adensamento

$c_v$ : coeficiente de adensamento vertical

$\gamma_s$ : peso específico dos grãos

# 1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

O conhecimento das propriedades físicas e do comportamento dos solos é um fator primordial para a elaboração de projetos geotécnicos eficientes e a resolução de problemas na prática de engenharia. Desta maneira, torna-se importante não somente determinar, analisar e compreender o comportamento dos solos, mas também conhecer e interpretar alguns dos processos que os levam a apresentar determinadas características.

No Brasil, bem como nas regiões tropicais em geral, é comum a ocorrência de solos alterados por intemperismo, particularmente de origem química, ou submetidos a variados processos pedogenéticos. As causas e os principais fatores relacionados a estes processos podem ter origens diversas, porém têm como ponto em comum a significativa modificação que podem acarretar ao comportamento mecânico dos solos, em comparação com materiais não alterados, levando ao comprometimento do emprego destes materiais como elementos geotécnicos sem a adequada averiguação das suas propriedades.

Em solos arenosos, dois dos processos de modificação de propriedades referem-se a alterações mineralógicas dos grãos de areia por ação de água percolada contendo agentes químicos dissolvidos e a deposição de elementos na superfície dos grãos, formando uma capa de material cimentante. Apesar de se tratar de fenômenos usualmente ocorrentes, tem-se observado a pequena quantidade de estudo a respeito da correlação entre alteração dos grãos e comportamento do solo quanto às propriedades geotécnicas. Neste contexto, este trabalho se propõe a apresentar dados sobre um solo de características arenosas modificado pela alteração mineralógica do grão e/ou deposição de elementos químicos cimentantes em sua superfície, avaliar alguns aspectos do seu comportamento mecânico e contribuir para um melhor entendimento da correlação entre a alteração dos grãos e comportamento mecânico para areias.

De maneira geral, pode-se destacar como alguns dos objetivos específicos deste trabalho:

- Analisar as características de um solo arenoso cujo comportamento apresenta-se alterado em decorrência da deposição de elementos químicos na superfície granular ou da alteração mineralógica dos grãos, ou das duas ações em conjunto;
- Determinar o tipo de alteração de característica ocorrente no solo alterado (alteração mineralógica de grãos ou deposição de elementos cimentantes);
- Realizar uma comparação entre o material alterado com um material arenoso típico, não-alterado, no que se refere a algumas das principais propriedades mecânicas do solo, particularmente a compressibilidade, a resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação.

A partir da determinação dos dois tipos de solos arenosos com características distintas a serem analisados, foram apontadas algumas propriedades mecânicas destes materiais a serem averiguadas e comparadas, por meio de ensaios de laboratório específicos. Em seguida, procedeu-se às investigações do comportamento mecânico das areias e das diferenças de características dos materiais, considerando-se o estudo das características mineralógicas originais dos grãos e características advindas de alterações químicas posteriores. A verificação destas características foi feita por meio de ensaios laboratoriais especiais, como a difratometria de raios-X, a microscopia eletrônica de varredura (MEV) e a espectrometria de energia dispersiva (EDS). Cabe ressaltar que, no momento da escolha dos solos para análise, não é possível saber qual o tipo de alteração ocorrente, o que deverá ser determinado somente após a realização dos ensaios especiais.

Torna-se relevante considerar o termo alterado, ao ser empregado neste trabalho, como uma modificação das características do solo arenoso em análise em relação a um solo arenoso típico, de composição mineralógica predominantemente quartzosa e comportamento mecânico característico de areias.

A importância deste trabalho se destaca não somente pelo conhecimento das propriedades mecânicas de um solo arenoso, mas também do conhecimento e entendimento dos processos causadores de modificação das características dos grãos, os quais podem ocorrer em outros tipos de solo. Neste sentido, os solos arenosos foram determinados como objeto deste trabalho por apresentarem uma maior simplificação teórica e de ensaios em

relação a solos argilosos. O entendimento do processo de modificação do comportamento mecânico de um solo arenoso por alterações físicas e químicas de grãos pode servir como base para a extensão dos conhecimentos adquiridos a outros tipos de solo com composição e formação mais complexas.

Deve-se considerar que, para que fosse avaliada com maior clareza a influência da alteração química na modificação do comportamento mecânico da areia, sem a interferência de outros fatores, procurou-se solos arenosos com propriedades físicas e formação geológica semelhantes. Desta forma, tanto o solo arenoso alterado como o solo arenoso padrão de referência foram retirados de locais os mais próximos possíveis, de forma que a diferença entre ambos ficasse restrita à alteração química granular de uma das areias em relação à outra.

Em relação à estrutura desta dissertação, inicialmente, no Capítulo 2, é feita uma revisão sobre o comportamento dos solos em geral, seguida de uma revisão específica sobre o comportamento dos solos arenosos, os quais se constituem em objeto de estudo neste trabalho. Também é apresentada uma revisão das características de solos estruturados e cimentados, especialmente sobre solos arenosos nestas condições, visto que a presença de cimentação torna-se possível em pelo menos um dos solos a serem analisados.

O Capítulo 3 apresenta uma descrição inicial quanto à localização e aspectos básicos dos solos a serem estudados, bem como é feita uma breve descrição geológica dos solos da região litorânea do estado do Rio Grande do Sul. Neste capítulo, também são descritos o programa de ensaios e os ensaios de laboratório a serem realizados, bem como os procedimentos de preparação, moldagem e ensaio dos corpos de prova.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório executados, enquanto no Capítulo 5 é feita uma descrição das areias, com a obtenção de alguns dos principais parâmetros geotécnicos e a apresentação dos resultados dos ensaios especiais de caracterização, como a difratometria de raios-X e espectrometria de energia dispersiva (EDS), os quais, pela sua relevância a este trabalho, são descritos e apresentados de maneira separada em relação aos demais ensaios.

As principais análises comparativas entre os parâmetros geotécnicos das areias e a sua correlação com as características de alteração química dos grãos são feitas no Capítulo 6, enquanto as principais conclusões obtidas desta dissertação são apresentadas no Capítulo 7.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica apresentada nesta dissertação tem por objetivo fornecer uma descrição geral do comportamento dos solos. Por se tratar de um trabalho sobre solos arenosos, será dada ênfase na descrição do comportamento dos solos arenosos em geral, assim como serão abordadas características de alguns solos arenosos peculiares, como a presença de estrutura ou cimentação. A abordagem do comportamento dos solos enfocará características como compressibilidade, comportamento tensão-deformação e resistência ao cisalhamento.

Para isto, inicialmente serão expostos elementos básicos da teoria de mecânica dos solos e serão revistas as diferenças de comportamento entre solos remoldados e solos naturalmente estruturados. Os principais pontos a serem abordados nesta revisão são:

- Teorias básicas da mecânica dos solos e entendimento geral do comportamento de diferentes solos.
- Revisão geral do comportamento dos solos arenosos, especialmente quanto às características de compressibilidade, comportamento tensão-deformação e resistência ao cisalhamento.
- Descrição das características e comportamento de solos arenosos naturalmente estruturados e/ou alterados, em comparação com solos remoldados.

### 2.1 INTRODUÇÃO

Os principais fundamentos da mecânica dos solos clássica têm sua origem nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, Casagrande e Hvorslev, que reconheceram a importância do índice de vazios no comportamento geral dos solos e o fato da compressão ao longo da linha de compressão normal (*Normal Compression Line* – NCL) ser essencialmente irreversível, enquanto as deformações ao longo das linhas de expansão e correspondentes linhas de recompressão têm caráter reversível. Porém, foi a partir de 1958 que Roscoe, Schofield e

Wroth, a partir das teorias até então conhecidas, propuseram os fundamentos do que se tornou usualmente conhecido como Mecânica dos Solos do Estado Crítico, cujos conceitos passaram a fazer parte do que seria denominado Teoria do Estado Crítico (TEC). Os conceitos incluídos na teoria do estado crítico, como plastificação (*yielding*) e estado crítico são de extrema importância para compreender e analisar o comportamento dos solos, tendo adquirido aceitação generalizada (Leroueil, 1997).

## 2.2 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Com o objetivo de entender a Teoria do Estado Crítico, a qual adquiriu grande importância para o entendimento do comportamento dos solos, serão revistos e apresentados a seguir alguns conceitos básicos, os quais são baseados em trabalhos de Atkinson & Bransby (1978) e Leroueil (1997), além de considerações feitas por Martins (2001).

A Teoria do Estado Crítico advém do conceito de estado crítico para solos, o qual teve o início de sua formulação durante os anos 50 do século XX, particularmente em Cambridge, Inglaterra. O conceito de estado crítico foi estudado em diversos modelos, os quais encontram-se atualmente desenvolvidos e consolidados, sendo aceito amplamente em análises sobre comportamento dos solos.

A Teoria do Estado Crítico, em sua essência, foi formulada com base principalmente em ensaios realizados em amostras reconstituídas e isotropicamente consolidadas de argila, por serem representativas de solos saturados isotrópicos e não sofrerem influência de fatores como velocidade de deformação ou presença de estrutura. Portanto, a TEC, como formulada inicialmente, descreve o comportamento de solos considerados “ideais”, negligenciando qualquer efeito relativo à presença de estrutura natural, como cimentação ou arranjo entre grãos. Neste sentido, os conceitos contidos na teoria do estado crítico podem ser considerados como propriedades intrínsecas aos solos. Alguns autores têm desenvolvido modelos especialmente para solos cimentados, baseados em modelos de comportamento de solos estruturados propostos por Leroueil & Vaughan (1990). Recentemente, outros autores têm empregado a Teoria do Estado Crítico para analisar resultados experimentais obtidos em solos granulares (Martins, 2001).

Todavia, após os anos 70, foram identificados alguns aspectos importantes do comportamento dos solos os quais não são expressos pelos conceitos de estado crítico. Dentre vários, podem ser citados a anisotropia da resistência ao cisalhamento e da deformabilidade; o desenvolvimento de deformações plásticas dentro de curvas limite; o efeito de quebra de grãos nas curvas de estado crítico de solos granulares; efeitos de velocidade de deformação e de temperatura; presença de descontinuidades e a influência da sucção (Ferreira, 2002).

### 2.2.1 Bases da Teoria do Estado Crítico

Quando um solo argiloso com teor de umidade próximo ao seu limite de liquidez é submetido a um carregamento isotrópico, seu índice de vazios decresce ao longo da linha de compressão normal (*Normal Compression Line* - NCL), que consiste em uma linha reta em um gráfico índice de vazios por logaritmo da tensão efetiva média ( $e \times \log p'$ ), conforme ilustrado na Figura 2.1a, onde a NCL é representada pelo segmento ABC. Quando o solo é carregado até o ponto B e posteriormente descarregado, há uma pequena expansão ao longo da linha BR, que também pode ser considerada uma linha reta no gráfico  $e \times \log p'$ . Havendo novo acréscimo de tensões a partir do ponto R, o solo terá comportamento elástico do ponto R ao ponto B e em seguida seguirá a trajetória ao longo da linha de compressão normal (trecho BC), onde as deformações são predominantemente plásticas. Para um solo no ponto R, o ponto B pode ser considerado um ponto de plastificação, ou um estado limite, a partir do qual começam a ocorrer deformações plásticas.

Em um gráfico  $p' \times q$ , o solo carregado até o ponto A sob uma tensão isotrópica efetiva  $p'_a$  define uma região na qual o comportamento é elástico. Esta zona é limitada pela curva de plastificação ou curva de estado limite passando pelo ponto A, de acordo com a Figura 2.1b. Para trajetórias de tensão como a trajetória LM, dentro da região delimitada pela curva de estado limite, o comportamento é elástico. Para trajetórias de tensão como LT, o comportamento do solo é elástico entre os pontos L e S, e deformações plásticas ocorrem somente entre os pontos S e T. Para um solo carregado isotropicamente até o ponto B, na Figura 2.1b, a nova curva de estado limite está associada com a deformação volumétrica plástica acumulada e a sua forma é semelhante, independente da trajetória de tensões ao longo da qual a curva foi gerada (Ferreira, 2002).



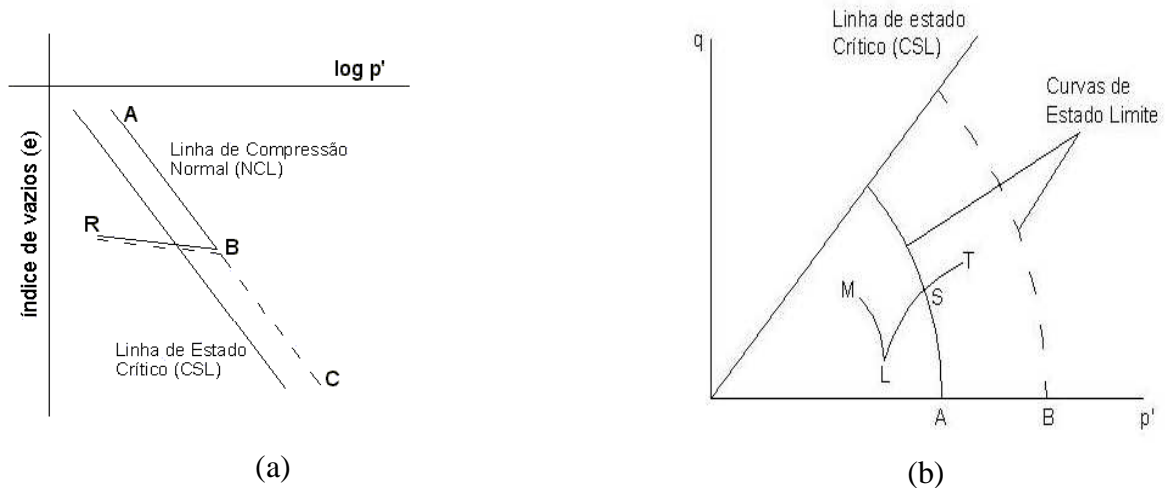


Figura 2.1 – Linha de estado crítico (CSL): (a) diagrama  $e$  x  $\log p'$  e (b) diagrama  $p'$  x  $q$  (Ferreira, 2002).

Em um gráfico  $v$  x  $\ln p'$ , onde  $v$  é definido como volume específico, ( $v = 1 + e$ ), a linha de compressão normal, representada na Figura 2.2 pelo segmento OACD, pode ser caracterizada pela seguinte expressão:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad 2.1$$

Onde  $\lambda$  representa a inclinação da reta e  $N$  é o valor de  $v$  para uma tensão efetiva média de 1 kPa. O trecho ABC pode ser denominado como um segmento da reta de expansão, a qual é representada pela seguinte expressão:

$$v = v_k - \kappa \cdot \ln p' \quad 2.2$$

Onde  $\kappa$  é a inclinação da reta ABC e  $v_k$  é o valor de  $v$  para uma tensão efetiva média de 1 kPa. Segundo a TEC, os valores de  $N$ ,  $\lambda$  e  $\kappa$  são constantes para um determinado solo e a linha de compressão normal é única, com sua posição no diagrama  $\ln p'$  x  $v$  sendo definida por  $N$  e  $\lambda$ . Como o solo pode ser descarregado sob qualquer tensão  $p'$ , o valor de  $v_k$  é variável, porém a inclinação  $\kappa$  da reta de expansão é invariável para um determinado solo, independente do nível de tensões onde ocorre o descarregamento.

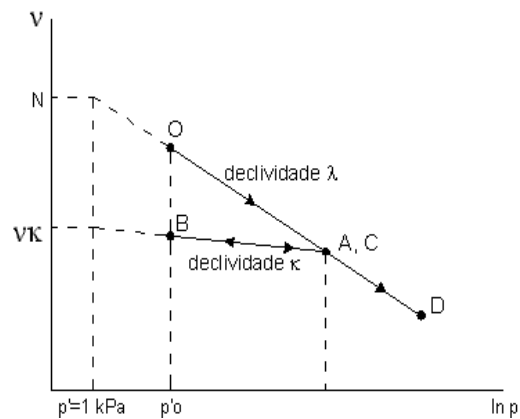


Figura 2.2 – Diagrama  $v \times \ln p'$ . Linha de compressão normal (OACD) e linha de recompressão (ABC) (Martins, 2001).

A partir das equações 2.1 e 2.2, pode-se determinar o volume específico de uma amostra do solo quando submetida à compressão isotrópica, a partir da história de carregamento e descarregamento da amostra. Durante descarregamento, a amostra pode estar situada a qualquer ponto à esquerda da NCL. Durante compressão virgem, a amostra se situa sobre a NCL. Porém, segundo a TEC, sob nenhuma condição a amostra pode se situar à direita da NCL. Logo, a NCL representa um estado limite do solo para a compressão isotrópica. Qualquer solo situado sobre a NCL está em um estado normalmente adensado, sendo que pontos à esquerda da NCL representam estados de pré-adensamento.

### 2.2.2 Linha de Estado Crítico

O estado crítico pode ser obtido em ensaios de cisalhamento drenados e não drenados com amostras de argila normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, sendo atingido com grandes deformações, ao mesmo tempo em que a tensão desvio máxima é atingida. Em amostras fortemente pré-adensadas, o estado crítico é atingido com grandes deformações, porém após ser atingida uma tensão desvio de pico e posterior amolecimento (*strain softening*).

Levando-se em consideração resultados obtidos a partir da ruptura de amostras de argila, as quais foram isotropicamente consolidadas e em seguida carregadas em ensaios triaxiais drenados e não-drenados, e locando-se em um gráfico  $p' \times q$  os pontos de tensão-

desvio  $q$  máxima, obtém-se uma única linha de pontos de ruptura. Esta linha é única, tanto em um gráfico  $p' \times q$ , quanto em um gráfico  $p' \times v$ , independente da condição de drenagem ou da trajetória de tensões seguida pela amostra durante o ensaio. Esta linha é definida como linha de estado crítico (*Critical State Line - CSL*), a qual está representada nos diagramas  $p' \times q$ , e  $p' \times v$  ilustrados na Figura 2.3a e 2.3b respectivamente. A propriedade crucial da linha de estado crítico indica que a ruptura de amostras inicialmente carregadas isotropicamente ocorrerá quando o estado de tensões da amostra atingir a linha, independentemente da trajetória de tensões seguida durante o ensaio.

Segundo Atkinson & Bransby (1978), a projeção da linha de estado crítico no gráfico  $p' \times q$  é descrita pela equação 2.3.

$$q = M \cdot p' \quad 2.3$$

A equação 2.3 determina a constante friccional  $M$ , a qual relaciona a tensão desvio e a tensão efetiva média durante o estado crítico. De acordo com esta equação, a linha de estado crítico em um diagrama  $p' \times q$  é representada por uma reta. A linha de estado crítico apresentada em um gráfico  $v \times \ln p'$  é representada pela equação 2.4:

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad 2.4$$

Onde  $\Gamma$  é definido como o valor de  $v$  correspondente a uma tensão média efetiva  $p'$  de 1 kPa. A equação 2.3 define o critério de ruptura de Mohr-Coulomb representado no plano  $p' \times q$ , sendo o valor de  $M$  diretamente relacionado ao ângulo de atrito interno  $\phi'$  do material. No caso de ensaios onde ocorra compressão axial,  $M$  é dado pela equação 2.5:

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad 2.5$$

Para casos de ensaios triaxiais onde haja extensão axial,  $M$  é dado pela equação 2.6:

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen } \phi'}{3 + \text{sen } \phi'} \quad 2.6$$

A equação 2.4 determina que o volume específico ocupado por um volume unitário de partículas sofre um decréscimo com o aumento da tensão efetiva média  $p'$ , visto que o valor de  $\Gamma$  é uma constante para determinado solo. A equação 2.4 indica que a linha de estado crítico é representada por uma reta em um gráfico  $v \times \ln p'$ , enquanto em um diagrama  $v \times p'$ , a linha de estado crítico se apresenta como uma curva, localizada abaixo da linha de compressão normal, conforme ilustrado na Figura 2.3b.

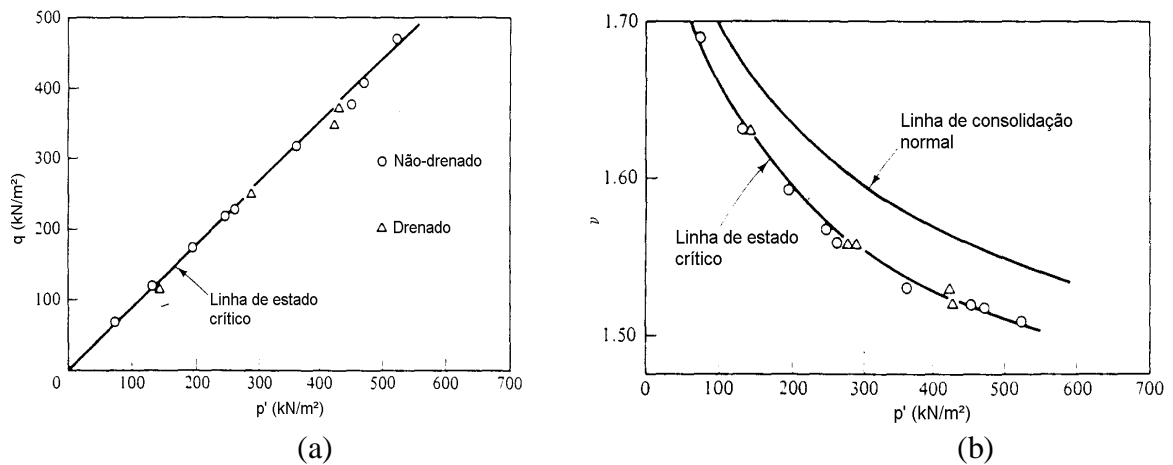


Figura 2.3 – Linha de Estado Crítico (a) em diagrama  $p' \times q$  e (b) em diagrama  $p' \times v$  (Atkinson & Bransby, 1978).

Sendo a linha de compressão normal e a linha de estado crítico representadas no mesmo diagrama ( $e \times \log \sigma'$ ), a CSL se localiza à esquerda da NCL. Havendo deformações de cisalhamento no solo em amostras inicialmente carregadas isotropicamente, o estado de tensões converge de um ponto sobre a NCL para um ponto sobre a CSL, onde se caracteriza a ruptura do solo. Estas duas linhas são admitidas como sendo paralelas, como representado na Figura 2.4a. Ao se trabalhar com um diagrama  $e \times \log \sigma'$ , os parâmetros da NCL sofrem uma ligeira alteração em relação aos parâmetros das equações 2.1 e 2.2. O parâmetro  $N$  é substituído por  $e_0$  e o parâmetro  $\lambda$  substituído por  $C_c$  (índice de compressão). No caso da reta

de expansão, o parâmetro  $\kappa$  indicador da declividade da reta passa a ser denominado  $C_r$  (índice de recompressão).

A posição da linha de estado crítico de um solo é função de  $q$ ,  $p'$  e  $v$ , podendo desta forma ser representada em um espaço tri-dimensional  $p' \times q \times v$ , como indicado na Figura 2.4b. Para  $q = 0$ , tem-se a linha de consolidação normal (NCL). Com o aumento de  $q$ , há um aumento da tensão efetiva média  $p'$  e uma diminuição do volume específico  $v$ .

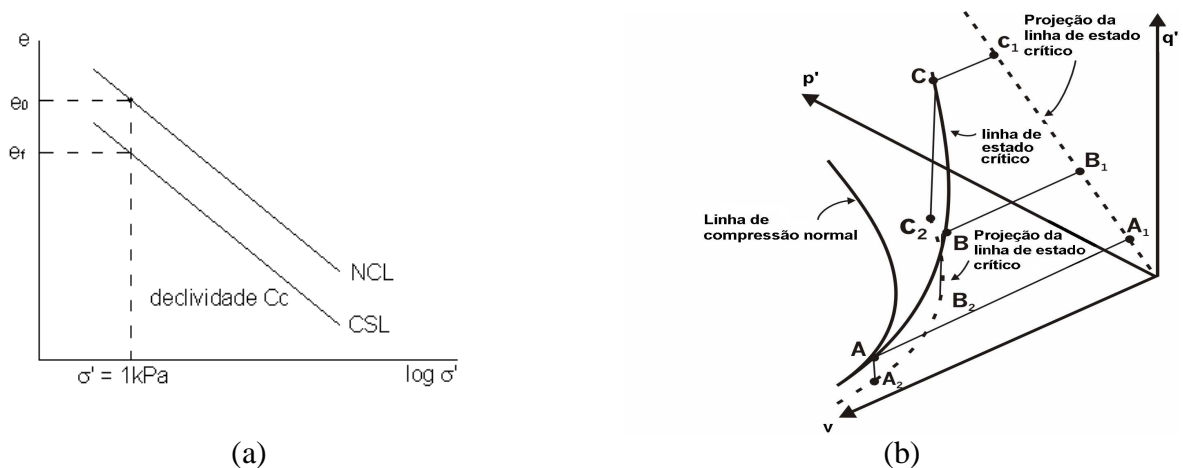


Figura 2.4 – Representação da linha de compressão normal e da linha de estado crítico em função: (a) índice de vazios  $\times \log \sigma'_v$ . (b) em um diagrama  $p'$ ,  $q'$  e  $v$  (Martins, 2001; Atkinson & Bransby, 1978).

Os conceitos de linha de compressão normal (NCL) e linha de estado crítico (CSL), juntamente com outros conceitos, como os de superfícies de Roscoe e Hvorslev, constituem-se na base da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Leroueil (1997) apresenta uma aplicação destes conceitos a partir resultados de ensaios de compressão triaxial, mostrados na Figura 2.5. Os ensaios referem-se a duas amostras normalmente consolidadas até o ponto M e em seguida descarregadas a diferentes razões de pré-adensamento, representadas pelos pontos A e B. A amostra representada pelo ponto A está em um estado de leve pré-adensamento, enquanto a amostra representada por B está em estado de forte pré-adensamento. O solo apresenta comportamento elástico até atingir as curvas de estado limite (nos pontos  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $C_1$  e  $D_1$ ) e em seguida move-se progressivamente em direção à linha de estado crítico. Pode ser notado que o ensaio drenado com a amostra levemente pré-adensada (trajetória  $AA_1A_2$ )

apresenta comportamento dútil enquanto o mesmo ensaio com a amostra fortemente pré-adensada (trajetória  $BB_1B_2$ ) mostra um comportamento frágil (*strain softening*).

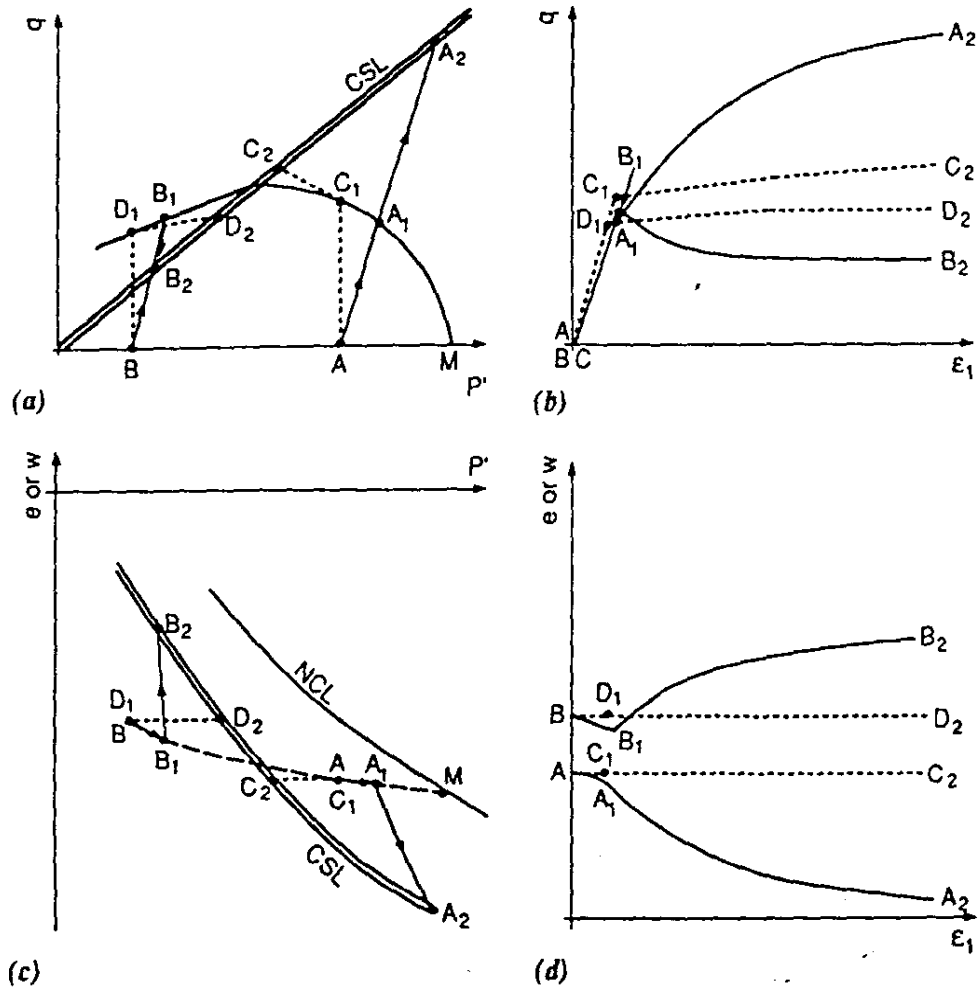


Figura 2.5 – Ensaio de compressão triaxial drenados e não-drenados (comportamento esquematizado de acordo com a teoria do estado crítico) (Leroueil, 1997).

### 2.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS GRANULARES

Os materiais granulares, como as areias, apresentam como características principais a alta condutividade hidráulica e se comportam com características de drenagem livre (Ortigão, 1995). Os solos arenosos apresentam grãos geralmente em contato tangencial, formando uma malha tridimensional. Normalmente, os solos arenosos são assim denominados em função do

tamanho dos grãos, sendo o tamanho dos grãos variável entre 0,06mm e 2mm. O material areia, definido entre estes valores, concentra uma vasta variedade no tamanho dos grãos. Grãos com diâmetro de 2mm apresentam volume da ordem de 35000 vezes superior a grãos com diâmetro de 0,06mm. Por conta desta variação, é comum na prática de engenharia e em classificação de solos arenosos, que areias sejam classificadas como areia grossa, média e fina. Segundo a classificação das frações constituintes do solo, empregada pela ABNT (NBR 6502/95), areias finas possuem grãos com diâmetro médio variando entre 0,06mm e 0,20mm. Areias médias possuem diâmetro médio variando entre 0,20mm e 0,60mm, enquanto areias grossas apresentam diâmetro médio dos grãos entre 0,60mm e 2,0mm. Como produto final da decomposição das rochas matrizes, as areias possuem uma faixa de variação de tamanho dos grãos delimitada pela textura original das rochas das quais se originam.

Os solos arenosos, quando desprovidos de material fino, têm seu comportamento quanto à resistência vinculado ao atrito entre grãos e ao grau de intertravamento entre estes, não havendo características de atração físico-química entre partículas. Com isto, a característica de resistência ao cisalhamento é determinada fundamentalmente pelo atrito, sem características de coesão entre grãos. A fim de melhor compreender o comportamento de solos arenosos, será feita uma revisão do comportamento de areias quanto ao comportamento tensão-deformação, assim como o comportamento à ruptura.

### 2.3.1 Comportamento tensão-deformação de areias

A deformação experimentada por materiais granulares como as areias pode ser explicada através de mecanismos ocorrentes nas partículas do solo. A distorção e a quebra de partículas, e o movimento relativo entre partículas, como resultado de escorregamento e deslizamento. Entretanto, estes mecanismos raramente são independentes um do outro. Enquanto o movimento relativo entre partículas causa as maiores deformações ocorrentes no solo, este movimento não ocorreria caso não houvesse distorção entre partículas. Modelos simplificados para explicar a interação entre partículas foram propostos, usando teorias considerando as partículas do solo como esferas elásticas (Lambe & Whitman, 1979).

O comportamento tensão-deformação dos materiais granulares pode ser analisado a partir de duas situações, as quais serão enfocadas nesta revisão: o comportamento durante compressão confinada e o comportamento durante o cisalhamento.

### 2.3.1.1 Comportamento tensão-deformação durante compressão confinada

O comportamento de um material granular submetido à compressão confinada pode ser melhor entendido através da análise de ensaios feitos com este material. A Figura 2.6 descreve o comportamento de uma areia com grãos de quartzo, de granulometria uniforme e grãos médios a grossos, estando inicialmente em um estado denso. Os resultados mostrados são compostos de uma série de ensaios oedométricos, realizados em equipamentos convencionais para pequenas tensões e equipamentos especiais para altas tensões (Lambe & Whitman, 1979).

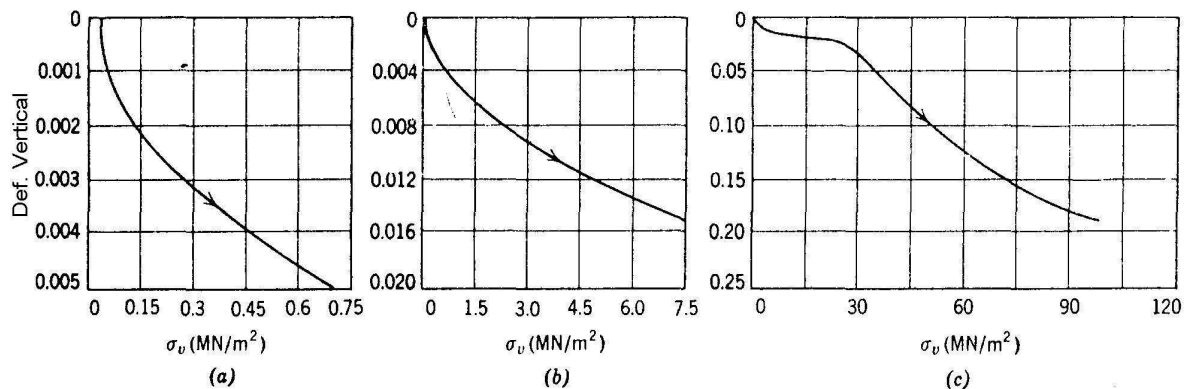


Figura 2.6 – Comportamento tensão-deformação de areia (porosidade = 0,375) em compressão confinada (Lambe & Whitman, 1979).

Segundo os dados mostrados na Figura 2.6, o comportamento tensão-deformação para esta areia pode ser considerado em duas etapas:

- Para tensões verticais até aproximadamente 15MPa, a areia tem sua rigidez aumentada com o aumento das tensões. Esta forma de comportamento pode ser denominada como travamento (Lambe & Whitman, 1979), sendo característica dos sistemas particulados. As deformações resultam principalmente do rolamento de grãos e escorregamento



entre partículas. Cada movimento resulta em um arranjo mais rígido de partículas, até que um estágio é atingido onde as tensões nos pontos de contato entre grãos se tornam altas, levando à quebra de grãos.

- A partir de uma tensão aproximada de 15MPa, há um ponto de plastificação, decorrente da quebra de grãos, o que permite uma reorientação de partículas. Com o aumento do número de partículas, a força entre grãos diminui e o espaço intergranular aumenta, permitindo um novo arranjo de grãos. A partir do início da quebra dos grãos, ocorrendo um subsequente aumento de tensões verticais, novamente ocorre aproximação dos grãos e adensamento da amostra. O fenômeno de quebra de grãos é importante para determinar o comportamento de areias. Para a maior parte dos solos arenosos, a tensão para quebra de grãos é superior às tensões usualmente ocorrentes em obras de engenharia. Porém, para determinados tipos de solos arenosos, compostos por grãos menos resistentes, este fenômeno pode ser importante.

Cornforth (1974) aponta algumas situações que podem levar a erros de medidas em ensaios de compressão confinada em areias, tais como: a compressibilidade dos componentes da prensa, a existência de espaços vazios no contato entre o solo e o anel durante a moldagem dos corpos-de-prova e a dificuldade de se obter contatos planos entre o solo e as pedras porosas inferior e superior. Para minimizar estes efeitos, o autor apresenta um programa de ensaios para o estudo da compressibilidade da areia de Brasted, a partir da consolidação de amostras na condição  $K_0$ , em um aparelho triaxial convencional, com medição da variação de volume da amostra por meio de uma bureta graduada. Foram realizados uma série de ensaios com diferentes valores de densidade relativa. Os resultados apresentados mostram uma variação parabólica do volume com relação à tensão vertical efetiva, com as amostras com menor densidade relativa apresentando maior variação volumétrica. Amostras com densidade relativa aproximadas apresentam curvas de compressibilidade virtualmente coincidentes. Os resultados também indicam que um aumento de 20 pontos percentuais na densidade relativa reduz a variação de volume da areia em aproximadamente um terço.

O fenômeno de quebra de grãos em materiais granulares, particularmente em areias, adquire especial importância por modificar consideravelmente as características do solo, principalmente a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade. A compressão de materiais granulares, principalmente a altas tensões confinantes e o subsequente cisalhamento

induzem a quebra de grãos. Em areias, a quebra dos grãos pode ser verificada através da análise granulométrica de amostras submetidas à compressão e posterior cisalhamento, como ilustrado na Figura 2.7a, onde são mostrados ensaios triaxiais realizados por Vesic & Clough (1968) apud Leroueil (1997) em amostras de areia do rio Chattahoochee. Estas amostras foram levadas à compressão isotrópica em tensões de 2,1MPa, 21MPa e 63MPa e subsequente cisalhamento a tensões confinantes de 21MPa e 63MPa. A distribuição granulométrica deste material, antes da consolidação, bem como antes e após o cisalhamento é representada na Figura 2.7b, a qual indica que, para tensões confinantes crescentes, há uma diminuição do tamanho dos grãos. Durante a etapa de cisalhamento, nota-se novamente a tendência de diminuição de tamanho dos grãos com o aumento da tensão confinante.

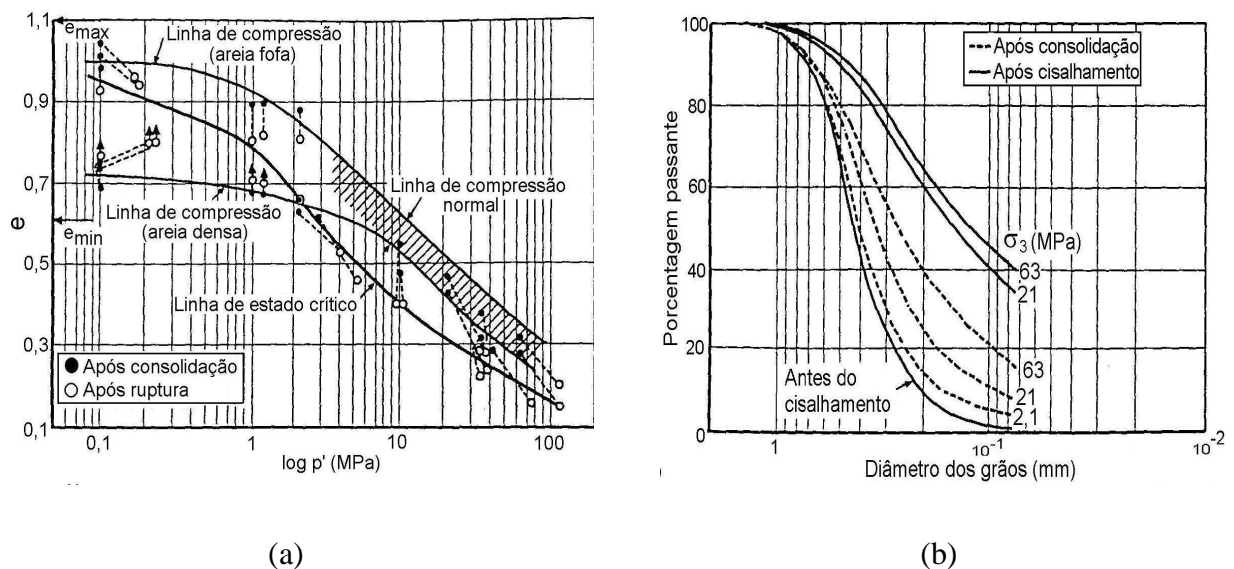


Figura 2.7 – Ensaio triaxial drenado realizado em areia densa e fofa do rio Chattahoochee. (a) linha de estado crítico e linha de compressão normal; (b) distribuição granulométrica após compressão isotrópica e cisalhamento (Vesic & Clough, 1968, apud Leroueil, 1997).

A quebra dos grãos influencia o ângulo de atrito interno medido, bem como a linha de estado crítico em um diagrama  $e$  x  $\log p'$ , ilustrada na Figura 2.7a. Mesmo considerando-se que, para este ensaio a linha de estado crítico é uma aproximação, algumas características podem ser destacadas, tais como:

- A linha de estado crítico apresenta uma descontinuidade em algum ponto entre as tensões de 1MPa e 2MPa, e este fato está provavelmente associado à quebra de grãos de areia ao se atingir estes valores de tensão efetiva média.

- A linha de estado crítico, bem como a linha de compressão normal, apresentam concavidade para cima sob altas tensões (superiores a 10MPa), o que se torna lógico, considerando-se o fato do índice de vazios se tornar muito reduzido e não poder assumir valores negativos.

De acordo com a Figura 2.8, para tensões efetivas isotrópicas menores do que a tensão  $p_c$ , denominada tensão de quebra de grãos, a inclinação da linha de estado crítico é representada por  $\lambda$ . Para tensões superiores a  $p_c$ , a linha de estado crítico passa a ser representada por  $\lambda_c$ . Com isto, em decorrência da quebra de grãos, a linha de estado crítico pode ser considerada bi-linear, com um valor de tensão efetiva média claramente delimitado, no qual ocorre a descontinuidade da linha. A tensão de quebra de grãos pode variar entre 500kPa e 2000kPa, sendo o valor de  $p_c$  influenciado pela mineralogia e pela angularidade dos grãos, bem como pela distribuição granulométrica do material (Leroueil, 1997).

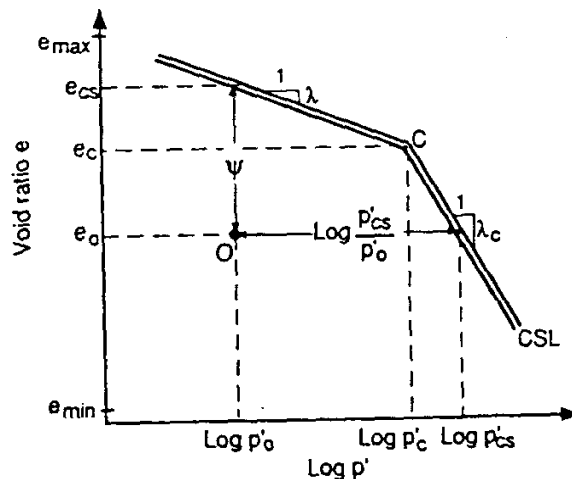


Figura 2.8 – Linha de estado crítico apresentando bilinearidade por quebra de grãos (Konrad, 1997, apud Leroueil, 1997).

Os resultados dos ensaios apresentados na Figura 2.7 podem ser visualizados em forma de um diagrama  $\ln p' \times v$  (Figura 2.9). De acordo com o diagrama, são representados dois ensaios com índices de vazios diferentes, consistindo em uma amostra em estado inicial denso ( $v_0 = 1,7$ ) e uma amostra em estado inicial fofo ( $v_0 = 2,0$ ). Ambas amostras apresentam baixa compressibilidade para níveis de tensão usualmente empregados em ensaios de laboratório e na prática de engenharia, porém a amostra em estado inicial fofo está mais próxima da linha de compressão normal (segmento AB) do que a amostra em estado inicial

denso. O gráfico indica que independentemente do índice de vazios inicial, as amostras convergem para a linha de compressão normal, sob altas tensões, de forma que amostras com maiores índices de vazios atingem a linha de compressão normal em menores níveis de tensão. O comportamento quanto à compressão de areias com índices de vazios mais baixos equivale ao aumento da razão de pré-adensamento de argilas, com pequena variação volumétrica com o aumento do nível de tensão efetiva média até que se atinja a linha de compressão normal, a partir de onde as deformações são de maior magnitude.

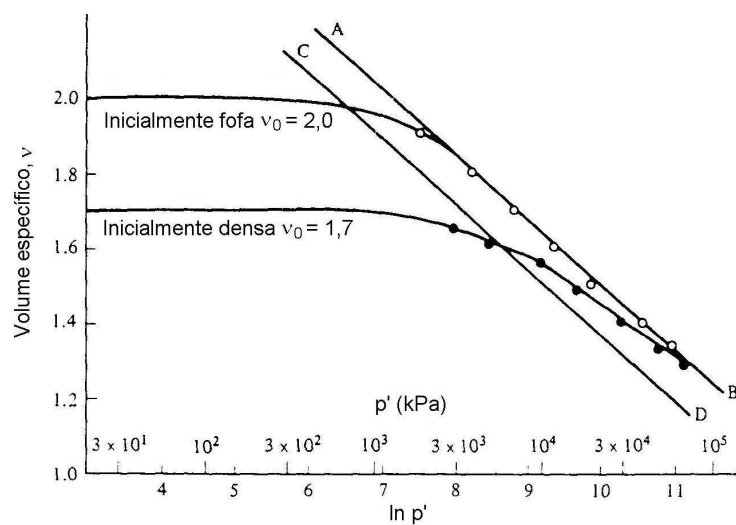


Figura 2.9 – Compressão isotrópica em amostras de areia densa ( $v_0 = 1,7$ ) e fofa ( $v_0 = 2,0$ ) (Vesic & Clough, 1968, apud Atkinson & Bransby, 1978).

O comportamento de areias quando submetidas a descarregamento e posterior recarregamento pode ser estimado conforme os conceitos apresentados sobre linha de compressão normal e linha de expansão. Ao ser descarregada, apenas uma parte das deformações que ocorrem durante o carregamento é recuperada durante o subsequente descarregamento, sendo esta parte recuperada decorrente da energia elástica armazenada pelas partículas durante o carregamento, enquanto as deformações resultantes do escorregamento entre partículas ou da quebra de grãos são plásticas. Durante o descarregamento, a amostra situa-se sobre a linha de expansão. Havendo posterior carregamento, a amostra se torna mais rígida, até que se atinja o maior nível de tensões experimentado pelo material. Ao ser submetido a maiores tensões, a amostra se situa novamente sobre a linha de compressão normal (Lambe & Whitman, 1979).

Quanto ao efeito do tempo no comportamento à compressão de areias, toda a compressão, exceto uma pequena porcentagem, ocorre nos primeiros minutos. Para altos níveis de tensão, suficientes para causar quebra de grãos, a compressão pode durar um tempo maior, em escala de horas. Em solos fracamente estruturados ou com grãos pouco resistentes, a variação de volume pode ocorrer durante por um grande intervalo de tempo, mesmo para baixos níveis de tensão (Lambe & Whitman, 1979).

A compressibilidade de areias é considerada usualmente na prática de engenharia como sendo função exclusiva da densidade relativa do material. A idéia de que a densidade relativa fornece uma base comum para caracterização do comportamento dos solos granulares ainda não foi confirmada por meio de ensaios de laboratório. Para areias uniformes, Makhoulouf & Stewart (1988) apud Clayton et al (1985) encontraram um acréscimo no módulo tangente inicial em ensaios de compressão triaxial de 30%, para um aumento de 0% a 88% na densidade relativa. Para areias bem graduadas, aumentos muito maiores no módulo de deformação são encontrados para uma igual variação de densidade relativa. Clayton et al (1985), listam uma série de fatores que afetam a compressibilidade de solos arenosos, tendo cada fator um índice de influência no comportamento dos solos. Segundo os autores, os fatores com maior influência nos efeitos na compressibilidade de areias são o índice de vazios, o pré-carregamento, o formato das partículas e a densidade relativa.

### **2.3.1.2 Comportamento tensão-deformação durante cisalhamento**

O comportamento de um solo arenoso durante o cisalhamento pode ser descrito a partir de resultados de ensaios triaxiais e ensaios de cisalhamento direto. Em ensaios de cisalhamento direto convencionais, a maior parte das deformações ocorre numa zona de pequena espessura da amostra. As deformações nesta zona, as quais determinam a resistência ao cisalhamento, são significativamente diferentes das deformações ao longo do restante da amostra. Segundo Lambe & Whitman (1979), os dados obtidos de ensaios de cisalhamento direto e a análise de tensão-deformação são de natureza qualitativa, tornando-se difícil uma análise quantitativa.

Para a compreensão do comportamento de um solo arenoso durante o cisalhamento, é conveniente considerar dados de ensaios triaxiais. A Figura 2.10 ilustra dados de ensaios em

duas amostras de areia Brasted, com diferentes índices de vazios iniciais. Uma amostra se encontra em estado denso ( $e = 0,64$ ) e a segunda amostra apresenta um estado fofo ( $e = 0,84$ ).

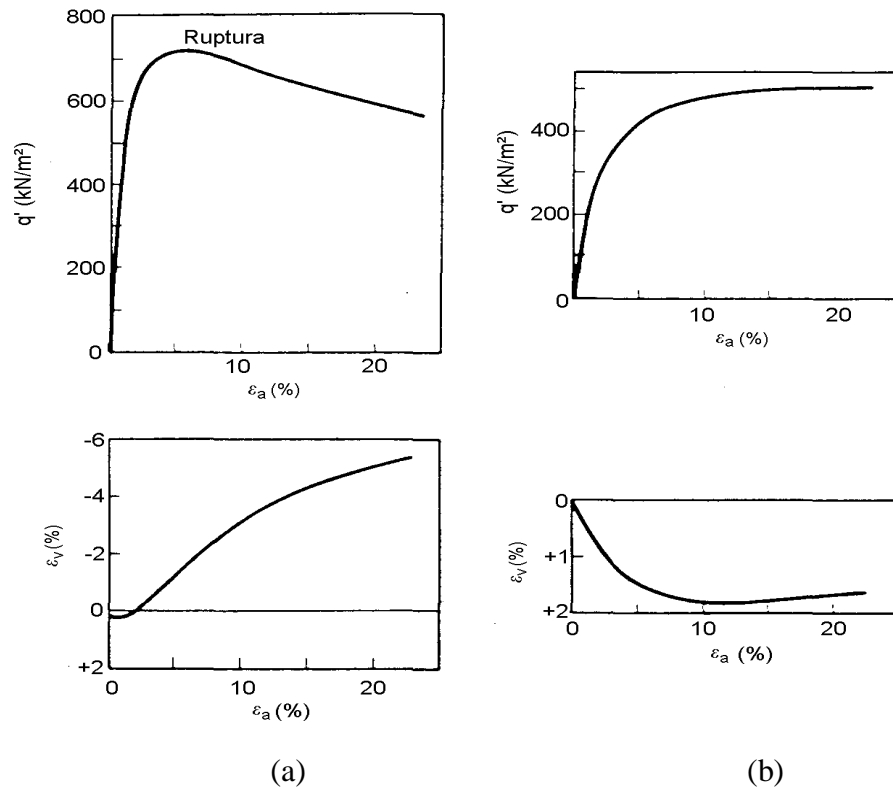


Figura 2.10 – Resultados de ensaios triaxiais drenados ( $\sigma'_3 = 211 \text{ kPa}$ ) em: (a) amostras densas ( $v = 1,64$ ) e (b) em amostras fofas ( $v = 1,84$ ) de areia Brasted (Bishop & Henkel, 1962 apud Atkinson & Bransby, 1978).

O primeiro estágio do ensaio é caracterizado por uma rigidez inicial, com um expressivo aumento da tensão desvio com pequenos níveis de deformação axial. Esta rigidez é maior na amostra densa, onde ocorre uma maior aproximação e maior intertravamento dos grãos. Um segundo estágio pode ser identificado, onde começa a ocorrer a plastificação do material e um pico de resistência ao cisalhamento é atingido. Para amostras fofas, a resistência de pico se mantém constante à medida que novas deformações ocorrem. Para amostras densas, a tensão desvio atinge um valor de pico, sendo o valor de  $q$  no pico denominado resistência ao cisalhamento de pico do solo.

Para elevados níveis de deformação axial, as amostras de areia densa e fofo tendem a atingir um valor único de tensão desvio, o que leva à importante característica dos solos

arenosos de apresentarem igual resistência ao cisalhamento para elevados níveis de deformação, independente do índice de vazios inicial da amostra. O índice de vazios dos solos arenosos também tende a um valor único para grandes deformações.

Quanto à variação volumétrica, as amostras inicialmente fofas apresentam redução de volume, enquanto as areias inicialmente densas apresentam aumento de volume durante o cisalhamento. Este aumento de volume é referido como dilatância. O comportamento quanto à variação volumétrica de amostras densas e fofas de areias é similar ao comportamento apresentado por amostras de argila pré-adensadas e normalmente adensadas, respectivamente, o que remete a uma similaridade de comportamento entre areias e argilas (Atkinson & Bransby, 1978).

Coop (1990) apresenta e analisa resultados de ensaios triaxiais efetuados sob níveis usuais e sob alto nível de tensões isotrópicas efetivas, de valores até 8MPa, em amostras de areia carbonatada, com alto teor de carbonato de cálcio. Os resultados indicam que o comportamento mecânico deste solo é similar ao comportamento observado em outros solos arenosos, apesar do efeito de quebra de grãos ter sido observado para ensaios sob altas tensões.

Sayão & Ratton (1994) apresentam resultados de ensaios triaxiais drenados realizados em dois tipos de areias, ambas com granulometria uniforme e grãos sub-arredondados, porém com composições mineralógicas distintas, sendo uma delas composta por grãos de quartzo e a outra composta por grãos calcáreos, ambas de depósitos litorâneos. Os resultados dos ensaios mostraram um crescimento significativo do módulo de deformabilidade e da resistência ao cisalhamento com o aumento da tensão confinante e da densidade relativa. Em todos os ensaios, as amostras apresentaram pequena contração inicial, seguida de expansão volumétrica. As areias apresentaram curvas tensão-deformação semelhantes para mesmos níveis de tensão e densidade relativa. Os resultados de ensaios também demonstraram que não houve divergência entre as duas areias quanto às envoltórias de resistência ao cisalhamento, sugerindo desta forma que a mineralogia não influenciou nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Santos Jr. et al. (2002) descrevem a realização de ensaios de cisalhamento direto com solos arenosos, de grãos quartzosos e granulometria uniforme, localizados em campos de dunas no estado do Rio Grande do Norte, tendo realizado ensaios com diferentes índices de

vazios iniciais, variando entre valores próximos aos índices de vazios máximo e mínimo e empregando índices de vazios intermediários. Os resultados encontrados apontam para uma relação aproximadamente linear entre o índice de vazios inicial e o ângulo de atrito interno de pico, para solos arenosos.

Vargas (1998) estudou a característica de diversas areias de praias e rios brasileiros, analisando-as quanto às suas características de sedimentologia, granulometria, compacidade e resistência ao cisalhamento. Quanto às características granulométricas, foi verificada uma clara distinção entre areias de praia e dunas e areias de rio e várzeas. As areias de praia e de campos de dunas apresentam granulometria uniforme, enquanto areias de rios e várzeas são bem graduadas. Quanto à resistência ao cisalhamento, foram executados uma série de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, com amostras de areia em estado fofo e denso, próximos aos índices de vazios máximo e mínimo, respectivamente. Para areias de dunas ou de ambientes de praia, as amostras em estado denso apresentaram valores de ângulo de atrito interno de pico variando entre  $35^\circ$  e  $45^\circ$ . Para areias em estado fofo, foram obtidos valores de ângulo de atrito interno variando entre  $29^\circ$  e  $35^\circ$ . Foram executados ensaios de cisalhamento direto em amostras saturadas e secas. Os valores de ângulo de atrito interno obtidos indicam que o estado de saturação da amostra só influi no valor do ângulo de atrito interno quando as areias de praia estão em estado inicial denso.

Segundo Been & Jefferies (1985), a tensão confinante modifica o comportamento das areias, de forma que areias densas, quando submetidas a cisalhamento sob altas tensões confinantes, terão comportamento similar a areias fofas. Logo, as propriedades das areias não podem ser expressas com relação apenas à densidade relativa, mas também ao nível de tensões.

## 2.4 SOLOS ESTRUTURADOS

Os solos encontrados in situ, em grande parte das vezes apresentam algum tipo de estrutura. É usualmente aceito que a estrutura é formada durante a deposição, quando fatores químicos, físicos e biológicos são responsáveis pela formação de algum tipo de estrutura nos solos. O termo estrutura é usado para designar um arranjo ou cimentação entre partículas do



solo e, por simplicidade, engloba todas as características do solo que são diferentes daquelas observadas em solos reconstituídos (Liu & Carter, 1999). O conceito de estrutura pode ser associado a um ganho de resistência que não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo. Ao contrário da história de tensões do solo, a estrutura natural não pode ser restituída uma vez danificada, já que está associada à cimentação entre partículas e ao arranjo entre grãos (Martins, 2001).

#### 2.4.1 Características básicas dos solos estruturados

Há um número significativo de dados experimentais que sugerem que a estrutura, assim como a história de tensões, são fatores de grande influência no comportamento dos solos. Também é reconhecido que modificações, como o intemperismo, a retirada de solo do seu local original e o carregamento geralmente modificam a estrutura original dos solos (Liu & Carter, 1999).

A presença de estruturas no solo pode ser decorrente de diversos fatores, como a deposição de sílica nos contatos entre partículas em areias, por fusão entre os pontos de contato entre partículas a altas pressões, pela deposição de carbonatos, hidróxidos e material orgânico e a recristalização de minerais durante o intemperismo. Apesar de poder ser originária de fatores diversos, a presença de estrutura em solos podem levá-los a apresentar uma tendência única de comportamento, que envolve um comportamento inicial rígido, seguido de uma plastificação, a qual pode ser descrita de modo similar à plastificação ocorrente pelo processo de pré-adensamento, embora sejam fenômenos distintos (Leroueil & Vaughan, 1990).

O comportamento quanto à compressão isotrópica de um solo estruturado pode ser melhor compreendido quando comparado ao comportamento do mesmo solo na condição remoldada. Uma idealização do comportamento de um solo estruturado está representado na Figura 2.11. Na Figura, está representada a linha de compressão normal, em um diagrama  $e$  vs  $\ln p'$ , de um solo reconstituído e também está representada a linha de compressão normal do mesmo solo na condição indeformada. Pelo gráfico, para tensões efetivas médias superiores a  $p'_0$ , o índice de vazios do solo estruturado é superior ao do solo remoldado. Ao se iniciar a quebra de estrutura, o índice de vazios adicional suportado pelo solo estruturado decresce e a

curva de compressão deste solo tende a convergir para a linha de compressão normal do solo remoldado, isto é, a influência da estrutura tende a diminuir com o aumento das tensões (Liu & Carter, 1999).

Segundo Liu & Carter (1999), o índice de vazios para um solo estruturado ( $e$ ), pode ser expresso em função do correspondente índice de vazios para o solo remoldado ( $e^*$ ), acrescido de um componente devido à presença da estrutura ( $\Delta e$ ). Segundo os autores, as propriedades dos solos reconstituídos são denominadas propriedades intrínsecas. Com isto, a influência da estrutura no comportamento do solo pode ser tomada em conta por comparação com o comportamento intrínseco. Esta metodologia tem sido amplamente empregada para distinguir o comportamento de solos naturais e reconstituídos (Leroueil & Vaughan, 1990).

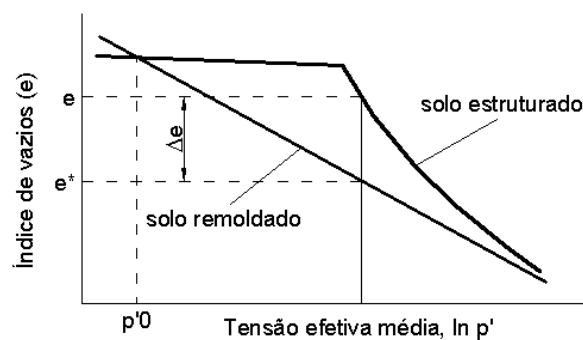


Figura 2.11 – Idealização do comportamento à compressão de solos estruturados, em comparação com amostra do mesmo solo submetida a ensaio na condição remoldada (Liu & Carter, 1999).

#### 2.4.2 Efeito de estrutura em solos arenosos

A evidência da presença de estruturas em solos arenosos tem sido observada tanto em campo como em laboratório. Leroueil & Vaughan (1990) citam uma série de trabalhos comprovando a ocorrência de estrutura em amostras de areia submetidas a altas pressões. São relatados aumentos na resistência à penetração com o tempo em depósitos arenosos recentes e em depósitos compactados por vibro-compactação, tendo como causa principal a dissolução e precipitação de elementos nos contatos entre partículas, especialmente sílica (Mitchell & Solymar (1984) apud Leroueil & Vaughan (1990)).

Clough et al. (1981) apud Leroueil & Vaughan (1990) apresentam resultados de ensaios para areias naturalmente e artificialmente cimentadas, mostrados na Figura 2.12. A cimentação aumenta a resistência de pico e a rigidez inicial, além de propiciar alguma resistência à tração ao solo.

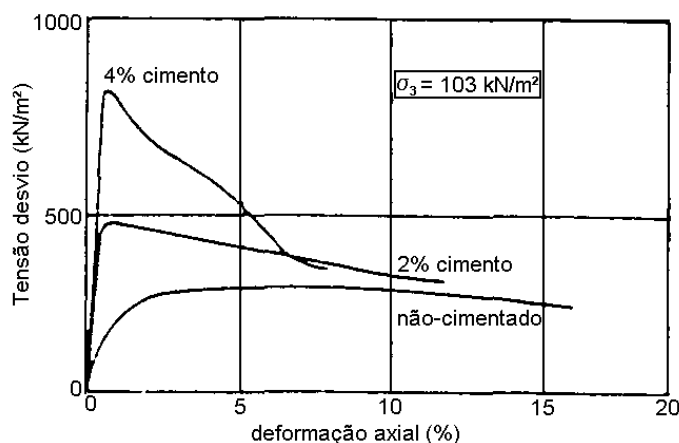


Figura 2.12 – Comportamento de areias não-cimentadas e cimentadas artificialmente, com variações no grau de cimentação (Clough et al., 1981, apud Leroueil & Vaughan, 1990).

O termo estrutura para areias tem sido freqüentemente associado ao fenômeno de cimentação entre grãos, enquanto o efeito de arranjo de grãos tem sido negligenciado. Entretanto, o efeito de arranjo de grãos pode ter grande influência no comportamento de solos arenosos considerados estruturados. Cuccovillo & Coop (1999) descrevem uma investigação detalhada com dois solos arenosos estruturados, com um solo apresentando a cimentação entre grãos como agente principal de estrutura e outro solo apresentando o arranjo de grãos como responsável pelo comportamento estruturado. O solo cujo componente principal era a cimentação entre grãos era constituído por uma areia calcárea, com grãos frágeis,ocos e angulosos, porém com forte cimentação entre grãos. O solo cujo componente principal era o arranjo de grãos apresentou grãos maciços, arredondados a sub-arredondados, compostos predominantemente por quartzo, com cimentação fraca de óxido de ferro e alto grau de intertravamento entre grãos. Segundo os autores, as areias cujas estruturas decorrem da cimentação de grãos apresentam comportamento ao cisalhamento coesivo, sendo que comportamento friccional seria observado somente para tensões suficientemente altas para causar a quebra da cimentação. As areias com estrutura decorrente do arranjo de grãos, com fraca cimentação apresentam comportamento predominantemente friccional.

### 3 SOLOS ESTUDADOS E METODOLOGIA

Este capítulo tem como objetivo apresentar uma descrição dos solos a serem analisados e algumas de suas características de localização, bem como descrever o programa de ensaios a ser executado para a determinação das propriedades mecânicas destes solos.

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO DOS SOLOS

Neste trabalho, são analisados dois solos arenosos distintos, ambos localizados na região litorânea do estado do Rio Grande do Sul. Os solos escolhidos para análise, bem como o local de extração de amostras, foram selecionados com base em inspeção visual prévia na região citada. As amostras dos solos foram retiradas de uma jazida de extração de areia no município de Osório (RS), localizada próximo ao quilômetro 04 da rodovia RS – 389 (Estrada do Mar). As Figuras 3.1a e 3.1b indicam a localização do município em relação ao estado e a localização aproximada da jazida no município. Na Figura 3.2 é mostrada uma imagem de satélite da área de coleta, pela qual a jazida pode ser claramente observada.

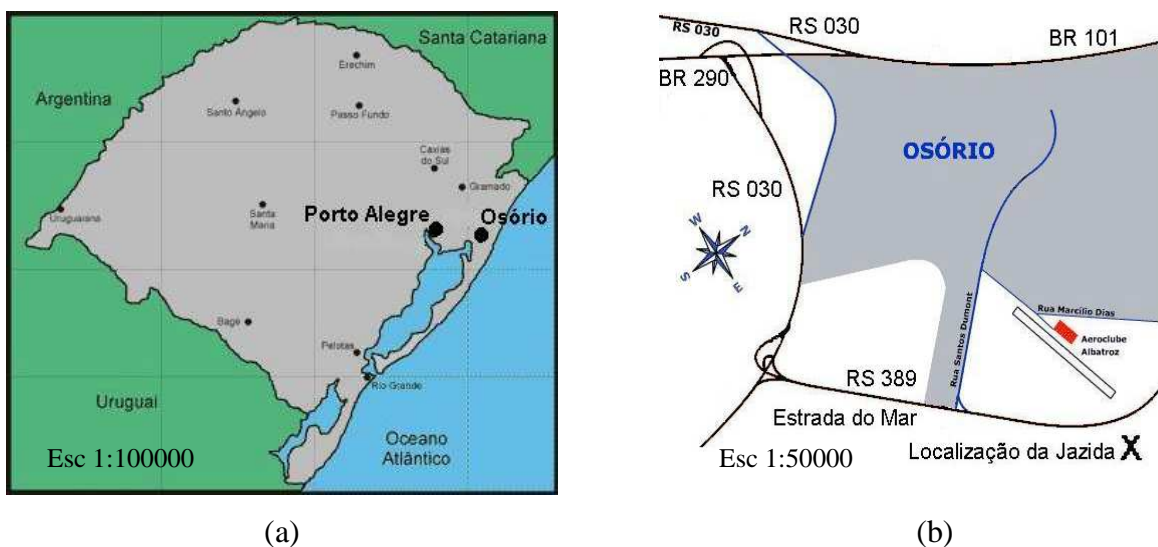


Figura 3.1 – Localizações:(a) município de Osório (RS) e (b) da jazida (aproximada).



Figura 3.2 – Imagem de satélite, a partir da qual é possível visualizar a jazida (em destaque, ao centro). (fonte: Google Earth).

### 3.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DOS SOLOS DA REGIÃO LITORÂNEA

De acordo com descrições feitas por Tomazelli & Villwock (2000), a região litorânea do estado do Rio Grande do Sul é constituída por uma bacia sedimentar marginal aberta, denominada Bacia de Pelotas, a qual foi formada durante o Cenozóico, com origem nos eventos geotectônicos que levaram à fragmentação do continente do Gondwana e à abertura do Atlântico Sul. A porção mais superficial desta Bacia é denominada Planície Costeira do Rio Grande do Sul, uma região de terras baixas com área aproximada de 33.000 km<sup>2</sup> que se estende por uma distância de aproximadamente 620 km, desde a região da cidade de Torres, ao norte, até o Arroio Chuí, ao sul, atingindo em alguns pontos a largura de 100 km, constituindo-se na maior planície costeira do país. A carga sedimentar desta bacia é proveniente de duas fontes principais. Na porção central e sul, de rochas ígneas e metamórficas do Escudo Uruguaio-Sul riograndense e ao norte, de rochas sedimentares e vulcânicas da Bacia do Paraná.

A formação sedimentária desta planície aponta para a existência de dois sistemas principais, com origens distintas. Um sistema de leques aluviais e uma série de sistemas do

tipo barreira-laguna. O sistema de leques aluviais situa-se na porção ocidental da planície, adjacente às terras altas, sendo formado por sedimentos provenientes de rochas do Escudo Sul-riograndense e da Bacia do Paraná. Ao centro e a leste da planície, situam-se quatro sistemas do tipo barreira-laguna, cada um formado pela deposição de sedimentos em períodos de aumento e subsequente diminuição do nível do mar. Estes ciclos de transgressão e regressão marinha deram origem à grande parte dos solos da região da planície, sendo também responsável pela formação dos lagos e lagoas existentes atualmente próximos ao litoral.

A área de coleta de amostras deste trabalho situa-se no sistema denominado barreira-laguna III, o qual está associado a um terceiro período de elevação e posterior recuo do nível do mar. Segundo Tomazelli et al (1982), este sistema é composto por sedimentos arenosos de origem marinha, recobertos por depósitos arenosos oriundos de deposição eólica (campos de dunas). Os sedimentos de origem marinha são compostos por areias quartzosas claras, finas, bem selecionadas e estratificações bem desenvolvidas. As areias eólicas de cobertura, em alguns casos, apresentam coloração mais avermelhada, apresentando-se às vezes bioturbadas por raízes.

Giovannini (1995) apresenta uma descrição das características do solo na área onde está localizada a unidade de triagem e compostagem de resíduos sólidos do município de Osório. Esta unidade situa-se a aproximadamente 4km do ponto de coleta de amostras. Neste local, o solo é composto por sedimentos de coloração castanho claro, não consolidados, permeáveis, de origem eólica, com aproximadamente 1,5m de espessura, sendo esta camada sobreposta a uma camada de sedimentos arenosos de origem marinha.

### 3.3 DESCRIÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

Em uma rápida análise preliminar, através de inspeção tátil e visual, foi constatado que os solos da área de coleta possuem aspecto característico de solos com grande predominância de areia, com pouca presença de finos. Igualmente foi observado que os solos apresentam uma notável diferença de coloração. O primeiro solo averiguado consiste em uma areia de coloração clara e aspecto característico de areias de depósitos de dunas de regiões litorâneas,

enquanto o segundo solo analisado apresenta coloração mais escura, em tom castanho-avermelhado.

A distância entre os pontos de coleta dos solos é de aproximadamente trinta metros. Por terem sido retirados de pontos próximos entre si, os solos apresentam a mesma formação geológica, com composição mineralógica original de grãos similar. Desta forma, antes da execução dos ensaios de laboratório para comprovação, julgou-se que os solos em questão seriam adequados para os objetivos da pesquisa, por se tratarem de solos de aspecto arenoso, com origem e propriedades físicas semelhantes, porém com perfis pedogenéticos distintos.

O solo arenoso de coloração avermelhada foi coletado a uma profundidade aproximada de um metro em relação ao nível do terreno, sendo retirado próximo a um corte de escavação previamente existente no local, enquanto o solo arenoso de coloração clara foi retirado de um corte de escavação, a uma profundidade de cerca de 3 a 4 metros em relação à superfície original do terreno. Pelas Figuras 3.3a e 3.3b, pode-se localizar o ponto de coleta das amostras de ambas as areias. A princípio, o solo de coloração clara pôde ser tomado como padrão de comportamento mecânico de solos arenosos, por não apresentar sinais iniciais aparentes de alteração, servindo de referência para comparação com o comportamento do solo arenoso alterado.

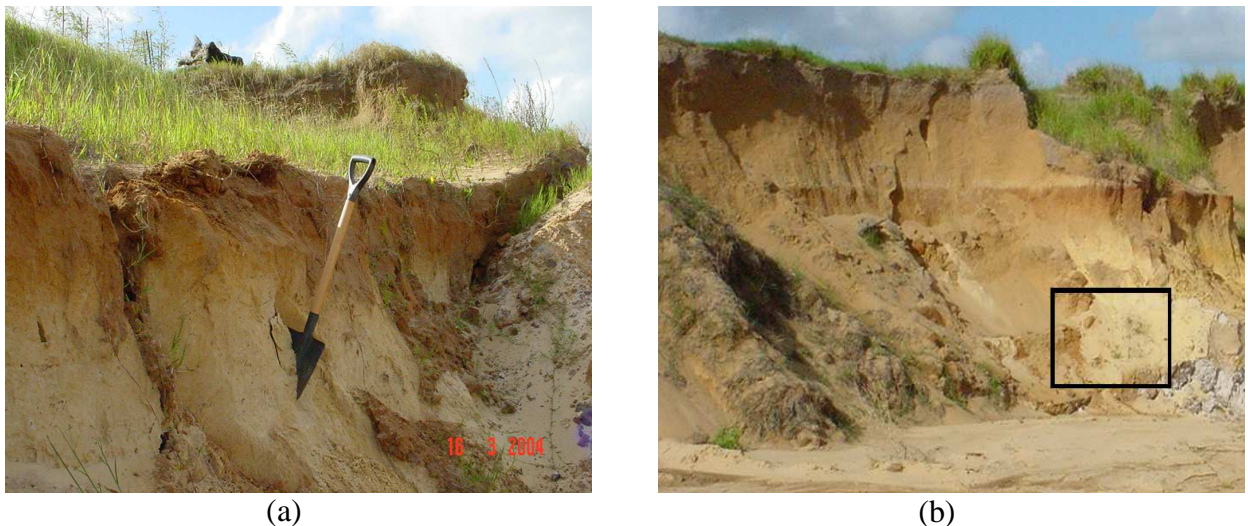


Figura 3.3 – Locais de coleta de amostras: (a): areia alterada; (b): areia não alterada, com o ponto aproximado de coleta em destaque.

Como forma de referência aos materiais, a areia de coloração clara foi denominada areia sã, por não apresentar sinais aparentes de alteração, enquanto a areia de coloração

avermelhada foi denominada areia alterada. Deve-se frisar que estas denominações, bem como as considerações teóricas sobre a composição dos solos e possível ocorrência de alteração por intemperismo ou perfis pedogenéticos distintos foram feitas de maneira preliminar, com base em inspeção visual inicial, sendo investigadas posteriormente através do programa de ensaios proposto.

Ao se determinar os solos a se estudar e os pontos de coleta, foram retiradas amostras deformadas de ambos os solos, em quantidade suficiente para a execução dos ensaios planejados. Para a retirada, foram empregadas pás e assim que foram retiradas, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos especiais para amostragem, os quais foram mantidos vedados a fim de manter as condições naturais de umidade do solo durante o transporte e posterior armazenamento em laboratório. Tomou-se o cuidado de remover possíveis impurezas presentes no material coletado, como detritos e raízes de gramíneas.

A coleta das amostras foi realizada durante o mês de março de 2004 e, por inspeção visual, verificou-se que apresentavam baixo teor de umidade, em função do período de estiagem em que foram retiradas e de não haver presença de lençol freático próximo à superfície.

### 3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS

Para esta dissertação, foram previstos três conjuntos de ensaios, com o propósito de analisar características específicas dos solos. Em cada conjunto, foram realizados ensaios em função das características dos solos que se desejava determinar.

O conjunto inicial de ensaios constituiu-se na execução de ensaios de laboratório para caracterização de solos, visando determinar as principais propriedades físicas naturais das areias. Neste conjunto, foram previstos ensaios para a determinação da umidade natural, peso específico dos grãos, limites de Atterberg e ensaio granulométrico das areias. A execução de cada ensaio é regida por normas brasileiras específicas.

O segundo conjunto de ensaios tem a finalidade de determinar as propriedades mecânicas dos solos, particularmente a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento das



areias. Para este conjunto, foram previstos ensaios de compressão confinada, ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais convencionais drenados.

O terceiro conjunto de ensaios compreendeu a análise microscópica e mineralógica das areias, com a finalidade de determinar a composição e formato de grãos, assim como a verificação da ocorrência de intemperização dos grãos e a ocorrência de materiais recobridos na superfície dos grãos. Estes ensaios englobam a visualização de grãos por microscopia eletrônica e a determinação de composição mineralógica dos solos com o emprego da difratometria de raios-X. Os ensaios especiais de caracterização, pela sua importância para o trabalho e por terem sido executados após a determinação das propriedades mecânicas das areias, serão descritos e terão os resultados apresentados no Capítulo 5.

#### 3.4.1 Ensaios de caracterização

Foi realizada inicialmente a determinação das seguintes propriedades dos solos: umidade natural de campo, granulometria, peso específico dos grãos e limites de liquidez e plasticidade. A determinação da umidade natural de campo das amostras foi feita através de ensaio descrito pela norma brasileira NBR 6457/86 (ABNT, 1986) para obtenção de umidade de amostras de solo. Os ensaios granulométricos foram executados visando a obtenção da curva granulométrica das areias, com base na norma brasileira NBR 7181/84 (ABNT, 1984). Levando-se em consideração que a inspeção tátil-visual prévia indicou que os dois solos são predominantemente arenosos, sem haver evidência de ocorrência de material fino em quantidades expressivas, foram previstas inicialmente somente a execução das etapas de peneiramento grosso e fino como prescrito em norma, não sendo prevista inicialmente a realização da etapa de sedimentação.

A execução dos ensaios para determinação do peso específico dos grãos foi baseada na norma brasileira NBR 6508/84 (ABNT, 1984). Os resultados obtidos por estes ensaios foram empregados posteriormente no processo de cálculo do índice de vazios de cada corpo de prova, durante a moldagem das amostras para os ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e de compressão confinada.

Inicialmente, previu-se a realização de ensaios para a determinação de limites de liquidez e de plasticidade, baseando-se nas normas brasileira NBR 6459/84 e NBR 7180/84 (ABNT, 1984), respectivamente. Porém, por se tratar de material com predominância acentuada da fração areia, com porcentagem de finos reduzida, não foi possível a realização dos ensaios, tendo ambos os solos apresentado características não-plásticas.

### 3.4.2 Ensaio para a determinação das propriedades mecânicas dos solos

Foram previstos três ensaios para a análise das propriedades mecânicas dos solos: ensaios de compressão confinada, para a determinação das características de compressibilidade e ensaios de cisalhamento direto e triaxiais drenados, para a determinação da resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação das areias.

#### 3.4.2.1 Ensaio de compressão confinada

O ensaio de compressão confinada consiste em submeter uma amostra de solo em formato cilíndrico, confinada por um anel de aço, à aplicação de cargas verticais incrementais. A amostra apresenta como dimensões 5cm de diâmetro e 2cm de altura. O confinamento pelo anel impõe deformações laterais nulas, simulando situação freqüentemente encontrada *in situ* durante a formação de solos sedimentares. A carga vertical é transmitida por meio de uma placa de distribuição rígida, para uniformização das deformações ao longo da superfície da amostra. Para cada carga incremental, procede-se à medição da variação de altura do corpo de prova em intervalos de tempo regulares, por meio da leitura de um deflectômetro, cuja base é posicionada em contato com a placa de distribuição.

Para solos argilosos saturados, devido à baixa condutividade hidráulica, a aplicação de incrementos de carga só deve ocorrer após o término do adensamento primário do estágio de carga anterior, ou seja, ao término da dissipação da poro-pressão gerada. Para solos usualmente encontrados, a norma brasileira NBR 12007/90 (ABNT, 1990) recomenda que cada estágio tenha duração de pelo menos 24 horas, podendo se estender por período maior de tempo, até que o adensamento primário cesse completamente. No caso de solos arenosos, pela

característica de drenagem livre, a dissipação de poro-pressões ocorre em um tempo extremamente reduzido, embora estes solos possam ser suscetíveis a processos de deformações lentas (*creep*).

Os principais parâmetros obtidos através do ensaio de compressão confinada são: módulo de variação volumétrica ( $m_v$ ), tensão de pré-adensamento do solo ( $\sigma'_{vm}$ ), coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e índice de recompressão ( $C_r$ ). Neste trabalho, por se tratar da análise de solo arenoso, de rápida drenagem e reduzido tempo de adensamento, não serão considerados os índices físicos referentes ao adensamento, como coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) e coeficiente de adensamento ( $c_v$ ). Serão feitas somente considerações sobre os parâmetros índice de compressão ( $C_c$ ) e índice de recompressão ( $C_r$ ). Tendo em vista as características predominantemente arenosas dos solos em estudo, cada etapa de carregamento será aplicada por um tempo de 60 minutos, podendo ser estendida por um tempo maior, caso não haja estabilização das deformações verticais.

Os ensaios de compressão confinada com as duas areias foram realizados em prensas mecânicas da marca Wykeham Farrance, do Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tendo sido realizados todos os ensaios com amostras inundadas. Para a preparação das amostras, inicialmente foi deixada uma quantidade de solo em secagem em estufa por um período de 24 horas e após este período, as areias foram deixadas em contato com atmosfera por aproximadamente 12 horas, até que se atingisse o equilíbrio entre a umidade do solo e a umidade atmosférica. A secagem inicial teve por objetivo proporcionar uma melhor condição de moldagem das amostras nos anéis metálicos, especialmente para a moldagem de corpos de prova compactos.

Para cada areia, foram realizados ensaios com dois índices de vazios iniciais, com a finalidade de se determinar a influência do índice de vazios inicial na compressibilidade das areias. Cada índice de vazios corresponde a um grau de compactação, representando um estado inicial denso e um estado inicial fofo dos solos. O estado inicial denso corresponde ao menor índice de vazios alcançado por meio de compactação das areias durante a moldagem dos corpos de prova e, de forma análoga, o estado inicial fofo foi tomado como o maior índice de vazios obtido durante a moldagem. Procurou-se, como meta inicial, que os índices de vazios das duas areias para um mesmo grau de compactação (denso ou fofo) se mantivesse o mais próximo possível, durante a moldagem dos corpos de prova.

As amostras em estado inicial fofo foram moldadas através do despejo da areia no interior do anel de ensaio, com a ajuda de um funil. A altura de queda dos grãos foi de aproximadamente 1cm em relação ao nível do corpo de prova, tomando-se a precaução de evitar movimentos que causassem vibração ao anel e conseqüente compactação do material. A areia foi despejada até que se atingisse uma altura levemente superior à altura da borda superior do anel. Em seguida, utilizando-se uma régua metálica, o corpo de prova foi rasado e o seu nível foi igualado à altura da borda superior do anel, mantendo a altura do corpo de prova igual à altura do anel.

As amostras em estado inicial denso foram preparadas por meio de moldagem em camadas, cada uma com espessura de aproximadamente 0,50cm. Para cada camada, procedeu-se à compactação por meio de vibração do solo com o emprego de um bastão de madeira, aplicando-se pequenos golpes na parede lateral do anel e diretamente sobre o topo da amostra. Após a moldagem de cada camada, foi aplicada uma pequena carga vertical com um cilindro metálico, para a regularização e nivelamento horizontal das camadas.

Para a moldagem dos corpos de prova, inicialmente foram determinadas as dimensões (diâmetro e altura) e a massa do anel de ensaio. A massa do anel foi tomada considerando-se a massa do cilindro metálico vazio juntamente com a pedra porosa sobre a qual este foi posicionado. A este conjunto, denominou-se anel-pedra porosa, e a massa deste conjunto foi denominada  $M_1$ . Sendo o corpo de prova moldado diretamente dentro do anel de ensaio, o volume da amostra foi considerado igual ao volume interno do anel.

Após o preenchimento do anel com o solo e rasamento do corpo de prova, o anel preenchido com solo, juntamente com a pedra porosa, foi pesado, sendo a massa deste conjunto denominada  $M_2$ . Desta maneira, a massa de solo contida no anel ( $M_s$ ) era obtida pela diferença entre a massa do conjunto anel + solo e a massa do anel ( $M_2 - M_1$ ). Determinada desta forma a massa de solo seca, o índice de vazios de moldagem de cada amostra ( $e_0$ ) foi obtido através da expressão 3.1:

$$e_0 = \frac{\gamma_s \cdot V}{M_s} - 1 \quad 3.1$$

Onde:  $e_0$  é o índice de vazios inicial,  $\gamma_s$  é o peso específico dos grãos,  $V$  é o volume do corpo de prova e  $M_s$  é a massa do corpo de prova. Como as dimensões do anel foram constantes para todos os ensaios, o volume de todos os corpos de prova foi de  $39,25\text{cm}^3$ . Por se tratar de moldagem de amostras previamente secas em estufa, o teor de umidade foi desconsiderado no cálculo do índice de vazios.

Os índices de vazios iniciais dos corpos de prova foram calculados através da expressão 3.1, tomando em consideração o volume inicial da amostra. Os índices de vazios finais são obtidos através da mesma expressão, considerando-se o volume final da amostra. Como não há variações da seção transversal da amostra e da massa da amostra, a variação de volume está diretamente relacionada à variação de altura da amostra, a qual é medida durante o ensaio pelo defletômetro.

#### **3.4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto**

O ensaio de cisalhamento direto é considerado um dos ensaios pioneiros no estudo das propriedades do solo, tendo sido idealizado por Coulomb, em 1776, permitindo o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos em um único plano de ruptura imposto mecanicamente a uma amostra.

O início do ensaio consiste em colocar uma amostra de solo, de formato cilíndrico, com dimensões de 6cm de diâmetro e 2cm de altura, no interior de uma caixa bipartida. Para facilitar a drenagem da água dos vazios do solo, são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra. Sobre a amostra, é aplicada uma tensão vertical  $\sigma_v$ , por meio de pesos e transmitida por meio de braços mecânicos e de uma placa rígida de distribuição de cargas.

Aplica-se em seguida uma força tangencial  $T$  na amostra, pelo deslocamento da parte inferior da caixa em relação à parte superior, a qual reage contra uma célula de carga, responsável pela leitura da força cisalhante ocorrente no plano de ruptura da amostra. Transdutores de deslocamento permitem a medição dos deslocamentos horizontal e vertical da amostra durante o ensaio. A força tangencial é aplicada até que ocorra a ruptura do solo, ou até um determinado nível de deslocamento horizontal entre as partes da amostra.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em equipamento específico, marca Wykeham Farrance, localizado no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, mostrado na Figura 3.4. Para os ensaios de cisalhamento direto, foram previstos ensaios com amostras nas condições seca e inundada, com a finalidade de avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento das areias obtidos sob dois teores de umidade distintos. Da mesma forma como descrito para os ensaios de compressão confinada, foram executados ensaios com os dois solos nas condições de estado inicial denso e estado inicial fofo e os critérios adotados para definir amostras nestas condições de estado foram semelhantes aos adotados na descrição dos ensaios de compressão confinada.

Como complemento à avaliação do comportamento mecânico quanto à resistência ao cisalhamento sob teores de umidade distintos, foi proposta a determinação das curvas características de sucção das areias. Os métodos de ensaio e os resultados obtidos são apresentados no Capítulo 6, em conjunto com a análise dos resultados de ensaios de cisalhamento direto.



Figura 3.4 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto.

Foram previstos ensaios de cisalhamento em quatro níveis de tensões normais: 50kPa, 100kPa, 200kPa e 300kPa. Com isto, para cada areia, foram executados ensaios em dois graus de compactação, com dois teores de umidade e quatro valores de tensão normal, perfazendo um total de 32 ensaios de cisalhamento direto executados.

As amostras foram moldadas diretamente dentro da caixa metálica bipartida. O contato entre as partes da caixa foi lubrificado com silicone líquido, para diminuir a influência do

atrato entre as partes durante a etapa de cisalhamento. Antes da moldagem, foi colocada a pedra porosa na parte inferior da caixa, para permitir a drenagem do solo nos ensaios em condição inundada e manter o topo do molde na posição normal para ensaio. A moldagem dos corpos de prova, nas condições densa e fofa, para o ensaio de cisalhamento direto foi feita de forma análoga à descrita para o ensaio de compressão confinada. Todas as amostras tiveram dimensões de 6cm de diâmetro e 2cm de altura. A aferição da altura da amostra durante a moldagem foi feita por um paquímetro.

Antes do início da moldagem, foi tomada a massa da caixa de cisalhamento, a qual foi denominada  $M_C$ . Após a moldagem dos corpos de prova, foi tomada a massa da caixa, juntamente com a massa do corpo de prova, a qual foi denominada  $M_T$ . A massa do corpo de prova é dada pela diferença entre  $M_T$  e  $M_C$ .

Os índices de vazios iniciais de cada amostra foram calculados de acordo com a expressão 3.2:

$$e_0 = \frac{\gamma_s \cdot V}{M_T - M_C} - 1 \quad 3.2$$

Onde:  $e_0$  é o índice de vazios,  $\gamma_s$  é o peso específico dos grãos, em  $\text{gf/cm}^3$ ,  $V$  é o volume do corpo de prova, em  $\text{cm}^3$ ,  $M_T$  é a massa do conjunto caixa-solo, em g e  $M_C$  é a massa da caixa de cisalhamento, em g. Como o volume do corpo de prova é constante para todos os ensaios, seu valor é fixo em  $56,52\text{cm}^3$ . Após a moldagem e medição da massa de solo, foram colocados uma pedra porosa na parte superior da amostra e um cabeçote metálico sobre a pedra porosa.

Todos os ensaios foram efetuados em duas fases. Na primeira fase, denominada fase de consolidação, foi aplicada a tensão vertical de ensaio na amostra, por meio de um pendural metálico apoiado sobre o cabeçote localizado no topo do corpo de prova. Neste pendural, foram posicionados pesos metálicos, calculados previamente para que a tensão normal fosse dada pela razão entre a somatória da carga do pendural e a área de seção transversal da amostra. A fase de consolidação deve ter duração suficiente para permitir toda a deformação vertical da amostra e até que a altura da amostra seja estabilizada. Para a medição das

deformações verticais nesta etapa, é posicionado um transdutor de deslocamento do tipo resistivo no topo do pendural. Por se tratar de dois solos arenosos, o tempo de adensamento é curto, da ordem de alguns minutos. Para todos os ensaios de cisalhamento realizados, foi estipulado um tempo mínimo de 30 minutos para esta fase do ensaio, ou superior, caso fosse necessário, até que os deslocamentos verticais se tornassem estáveis.

A segunda fase do ensaio é denominada fase de cisalhamento, durante a qual o corpo de prova é levado à ruptura pelo deslocamento relativo entre as duas partes da caixa de cisalhamento. A duração desta etapa é dependente da velocidade relativa de deslocamento entre as partes da caixa, a qual é fixada por meio de um sistema de engrenagens do equipamento. Para todos os ensaios realizados, a velocidade de deformação foi estipulada em 2,195mm/h, a qual foi considerada suficiente para permitir a drenagem da amostra, sem geração de excesso de poro-pressão. Os ensaios foram conduzidos até que se atingisse um deslocamento relativo aproximado de 6mm entre as partes da caixa.

A preparação da etapa de cisalhamento ocorre com o posicionamento da célula de carga e de um transdutor de deslocamento na posição horizontal, para leitura das deformações horizontais, ambos em contato direto com a caixa de cisalhamento. Para os ensaios na condição inundada, antes da etapa de cisalhamento, foi feito o preenchimento da caixa de cisalhamento com água destilada, até que toda a amostra estivesse inundada. Foi tomado um tempo até que o nível d'água na caixa se estabilizasse, o que indicaria a estabilização do volume de água nos vazios da amostra.

A leitura dos dados foi feita automaticamente, por meio de transdutores e célula de carga conectados a um computador. A célula de carga foi responsável pela medição da carga no plano de ruptura e os transdutores de deslocamento foram responsáveis pela leitura dos deslocamentos vertical e horizontal durante o ensaio. A tensão cisalhante no plano de ruptura foi calculada a partir da leitura da célula de carga e da área de seção transversal da amostra. Para fins de cálculo de tensões, foi feita a correção da área das amostras em função do deslocamento horizontal. Os dados foram transmitidos até um computador, onde foram interpretados e armazenados por meio do *software* HP-VEE.



### 3.4.2.3 Ensaios triaxiais

O ensaio triaxial pode ser considerado o ensaio padrão em mecânica dos solos, por permitir o estudo da resistência e das relações tensão-deformação nos solos, além de permitir a aplicação de trajetórias de tensões diversas. As diversas trajetórias de tensões possíveis de serem obtidas neste ensaio são determinadas por meio da variação das tensões, em especial a tensão confinante, a qual pode ser fixa ou variável. Uma grande parte dos ensaios é realizada sob tensão confinante constante, porém alguns ensaios especiais podem ser efetuados com tensão confinante variável.

De maneira geral, há três procedimentos básicos para a execução dos ensaios triaxiais de compressão axial. O procedimento inicial consiste em inundar a amostra, por meio de percolação, de água destilada, com a finalidade de saturá-lo. Utiliza-se a contra-pressão para garantir a completa saturação da amostra, de modo a permitir as leituras de variação volumétrica e de poro-pressão. Em seguida, aplica-se uma tensão confinante  $\sigma_c$ , a qual atua em toda a superfície do corpo de prova. Na terceira etapa, denominada etapa de cisalhamento, mantém-se constante o valor da tensão confinante e aumenta-se o valor da tensão axial  $\sigma_1$ , através da aplicação de uma carga axial por um pistão.

A amostra é posicionada sobre um pedestal. A carga axial é aplicada pelo pistão e a pressão confinante corresponde à pressão hidrostática da água no interior da célula. Entre o pedestal e a amostra, é utilizada uma pedra porosa, a fim de possibilitar a drenagem do corpo de prova. O corpo de prova é envolvido por uma membrana de borracha, vedada no topo e na base por anéis de borracha, com a finalidade de evitar contato com a água e variações de umidade da amostra durante o ensaio. Utiliza-se papel filtro entre a amostra e a pedra porosa, para evitar a colmatação da pedra por partículas de solo.

Ao se realizar o ensaio em condições drenadas, onde se faz necessária a medição da variação do volume da amostra, é empregada para este fim uma bureta graduada, através da qual se observa a variação do nível de água. Com o corpo de prova saturado, a variação do nível da bureta corresponde à variação do volume de água nos vazios da amostra.

Os ensaios triaxiais propostos para esta dissertação foram executados no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em uma prensa hidráulica modelo Wille Geotechnik UL60, a qual é mostrada na Figura 3.5a. Em conjunto com a prensa, foram empregados outros equipamentos, os quais consistem em: um reservatório para água destilada, uma câmara triaxial com célula de carga interna, um aparelho controlador de

pressões responsável pela aplicação de tensão confinante e contra pressão, um compressor, um computador, juntamente com o *software* STS Triax 2003, desenvolvido pela fabricante da prensa para aquisição e processamento de dados, e um sistema de equipamentos composto por célula de carga e transdutores de deslocamento, responsável pela leitura e envio de dados de ensaio até o computador. Alguns dos equipamentos e procedimentos de ensaio são descritos por Bica et al. (1986). O conjunto dos equipamentos utilizados na realização dos ensaios está mostrado na Figura 3.5b.

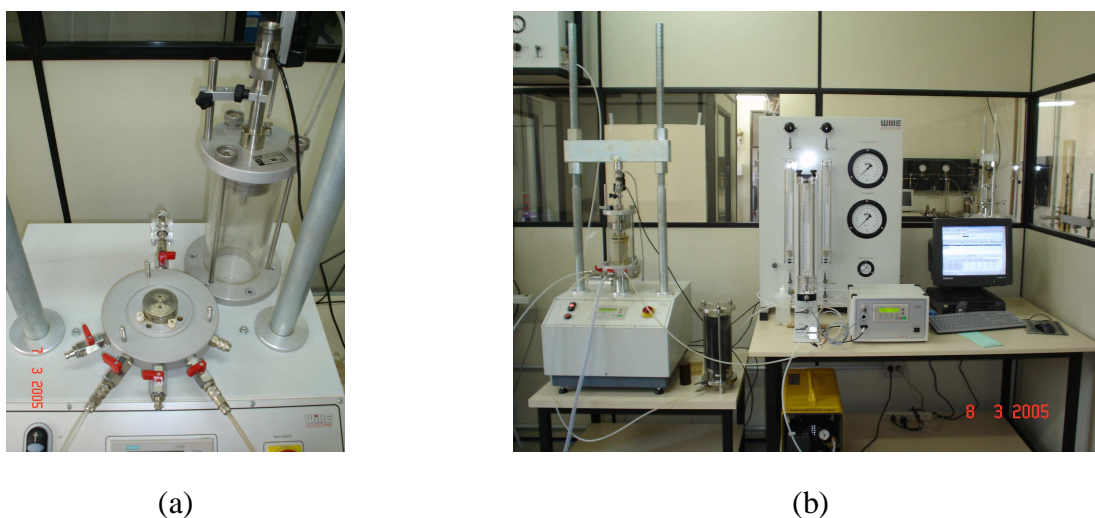


Figura 3.5 – Equipamento para ensaio triaxial, ilustrando: (a) prensa, com pedestal móvel e câmara ao lado; (b) prensa, computador e aparelho controlador de pressões.

A prensa utilizada consiste em um equipamento com uma viga de reação na parte superior e um pedestal. Entre estas duas peças, é posicionada a câmara triaxial contendo a amostra. No pedestal, há seis registros localizados na parte frontal e um registro localizado na parte anterior. Pelos seis registros frontais, a câmara triaxial é preenchida com água e são aplicadas as pressões de confinamento e poro-pressão, bem como é realizada a percolação e drenagem de água do corpo de prova. O registro localizado na parte anterior está acoplado a um transdutor de poro-pressão e tem a finalidade de monitorar a poro-pressão na base do corpo de prova.

O deslocamento vertical do corpo de prova é medido através de um transdutor do tipo resistivo, com curso suficiente para assegurar a medição das deformações axiais estipuladas para os ensaios. A leitura da variação de volume do corpo de prova foi feita através de um transdutor de pressão diferencial contido em uma bureta graduada.

Os dados de variação de volume, deformações e carga axiais são lidos por transdutores e enviados ao computador, sendo processados por meio de um *software*. Todas as etapas de ensaio, bem como as tensões confinantes e contrapressão, assim como a velocidade de deformação axial, são gerenciadas pelo *software*, que transmite os comandos à prensa por meio de um aparelho controlador de pressões. Este aparelho apresenta dois canais independentes, cada um com a função de regular o fornecimento de pressão a uma fonte específica. Nos ensaios triaxiais executados, um canal foi responsável pela contrapressão e outro pela tensão confinante.

Inicialmente, foram propostos ensaios nas condições iniciais densa e fofa, para cada tipo de areia, propondo-se valores de índice de vazios de moldagem dos corpos de prova próximos aos valores obtidos das amostras nos ensaios de cisalhamento direto. Para cada grau de compactação (denso e fofo), foi proposta a execução de ensaios com tensão confinante efetiva de 50kPa, 100kPa e 200kPa, em um total de doze ensaios, sendo seis para cada tipo de solo.

Por se tratar de ensaios realizados em solo não coesivo, os corpos de prova foram moldados com a utilização de um molde cilíndrico metálico bipartido, aberto nas extremidades. O molde foi posicionado sobre o pedestal da prensa e em seguida revestido internamente com a membrana de borracha, conforme mostrado na Figura 3.6a. Ao se revestir o molde com a membrana, foi aplicado vácuo entre a membrana e o molde, por meio de uma bomba de vácuo conectada ao molde por uma mangueira plástica. A aplicação de vácuo internamente ao molde teve a finalidade de promover a aderência da membrana à parede interna do molde, garantindo desta forma o formato cilíndrico da amostra, sem discontinuidades e irregularidades na superfície do corpo de prova.

As amostras em estado inicial denso foram compactadas no interior do molde com o auxílio de um bastão de madeira, por meio de vibração da amostra, como ilustrado na Figura 3.6b. Tomou-se o cuidado de tomar um bastão cilíndrico de diâmetro reduzido em relação ao diâmetro da amostra e do emprego de golpes vibratórios suaves, para evitar possível quebra de grãos e de cimentação. A massa de solo seco a ser moldada foi calculada em função do índice de vazios estipulado para o ensaio, os quais consistem em valores aproximadamente iguais aos calculados nos ensaios de cisalhamento direto.



Figura 3.6 – Moldagem de corpo de prova denso: (a) molde bipartido revestido por membrana e conectado por mangueira à bomba de vácuo; (b) compactação da amostra por meio de bastão de madeira.

Após a moldagem dos corpos de prova, procedeu-se ao início do ensaio. Os ensaios foram realizados em quatro etapas: percolação, saturação, adensamento e cisalhamento. A etapa de percolação foi realizada segundo prescrições da norma britânica BS 1377 (BS, 1990). Após posicionado o corpo de prova, já com suas dimensões de ensaio, foi percolado um volume de água destilada pelo seu interior, equivalente a pelo menos duas vezes o volume da amostra, sendo a água percolada pela base do corpo de prova em direção ao topo. Esta etapa teve a duração necessária até que fosse percolado todo o volume de água citado, constituindo-se em uma etapa preliminar e auxiliar no processo de saturação. A Figura 3.7 ilustra a condição de um dos corpos de prova após a etapa de percolação.

O objetivo da etapa de saturação é garantir que os espaços vazios do solo sejam preenchidos totalmente por água. Isto geralmente é obtido através da aplicação de uma contra-pressão no corpo de prova, por meio de água destilada, até um valor alto o suficiente para que todo o ar contido nos poros do solo seja dissolvido na água.

Segundo prescrição da norma britânica BS 1377 (BS, 1990), a etapa de saturação foi realizada por meio da aplicação de incrementos de contra-pressão, sendo esta aplicada em etapas, com o incremento de 50kPa em cada etapa. A pressão confinante na câmara foi aumentada no mesmo valor do incremento de contra-pressão, de tal forma que a tensão efetiva, considerada a diferença entre a pressão confinante e a contra-pressão, durante esta etapa foi

mantida em um valor constante de 20kPa. Por limitações na capacidade de carga da câmara triaxial, o valor máximo de contrapressão estipulado para a saturação foi de 560kPa. O grau de saturação do corpo de prova foi medido através da leitura do parâmetro B no final desta etapa.

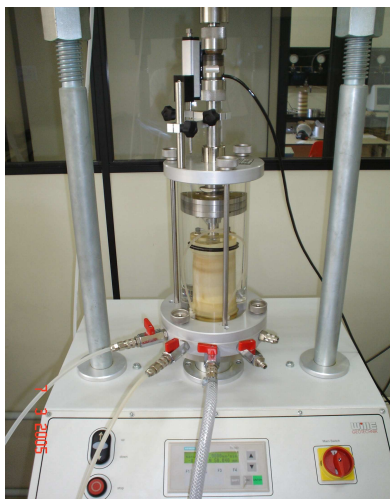


Figura 3.7 – Aspecto da câmara triaxial com corpo de prova após a etapa de percolação e antes do início da saturação.

A etapa de adensamento é iniciada imediatamente após o término da etapa de saturação. A consolidação dos corpos de prova foi isotrópica e conduzida por um tempo suficiente para que o excesso de poro pressão gerado fosse dissipado e, conseqüentemente, as deformações volumétricas fossem estabilizadas. Nos ensaios realizados, foi tomado um tempo mínimo de 30 minutos para todas as amostras.

Durante a etapa de cisalhamento, a pressão confinante foi mantida constante, enquanto a amostra era cisalhada a uma velocidade de deformação axial constante e suficientemente baixa para permitir a dissipação de qualquer excesso de poro-pressão, até que ocorresse a ruptura. Por se tratar de ensaio drenado, a drenagem de água do interior da amostra e a decorrente variação de volume da amostra eram permitidos. A variação do volume do corpo de prova era medida a partir da variação do volume de uma bureta graduada, conectada ao corpo de prova pela sua base.

A velocidade de deformação axial foi calculada em função do coeficiente de adensamento do solo, conforme preconizado pela norma britânica BS 1377. Por se tratar de solo arenoso de alta condutividade hidráulica e rápida dissipação de poropressão, a velocidade

de deformação, para ambos os solos, foi tomada como a velocidade necessária para ocorrer a deformação axial estipulada para o ensaio, por um período mínimo de duas horas de ensaio. Com isto, a velocidade de deformação axial, para uma taxa de deformação axial de 25%, foi calculada em 0,2 mm/min. Os ensaios triaxiais foram levados a níveis de deformações axiais situados entre 16% e 25%. O ponto de parada era estipulado após a ruptura do material ou até que fosse atingido um estágio de não variação de volume ou de resistência.

## 4 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos através dos ensaios de caracterização inicial e de avaliação do comportamento mecânico (compressão confinada, cisalhamento direto e triaxiais). As etapas dos ensaios, bem como o processo de moldagem dos corpos de prova foram descritos no capítulo 3, enquanto a posterior análise dos dados obtidos será realizada nos capítulos 5 e 6.

### 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A primeira característica física determinada foi o teor de umidade natural das areias, seguindo-se as prescrições da norma brasileira NBR 6457/86 (ABNT, 1986). Os valores obtidos estão indicados na Tabela 4.1, sendo estes valores correspondentes à média de três leituras de teor de umidade de cada areia. De acordo com a tabela, a areia sã apresenta um teor de umidade inferior ao teor da areia alterada.

Tabela 4.1 – Teor de umidade natural dos solos.

Tipo de solo	Umidade Natural (%)
Areia sã	2,3
Areia alterada	6,1

A curva granulométrica de cada areia foi obtida por meio de ensaios granulometria por peneiramento fino, conforme prescrições da norma brasileira NBR 7181/84 (ABNT, 1984). Através de uma análise prévia, foi constatada, para ambas as areias, a existência de uma reduzida quantidade de material passante pela peneira de número 200 (grãos com diâmetro inferior a 0,075mm). Desta forma, em virtude da pequena quantidade de finos, foi realizada apenas a etapa de peneiramento, avaliando-se somente a fração grossa dos materiais. As curvas granulométricas das duas areias estão ilustradas na Figura 4.1, juntamente com a escala de classificação das frações do solo estipulada pela ABNT.

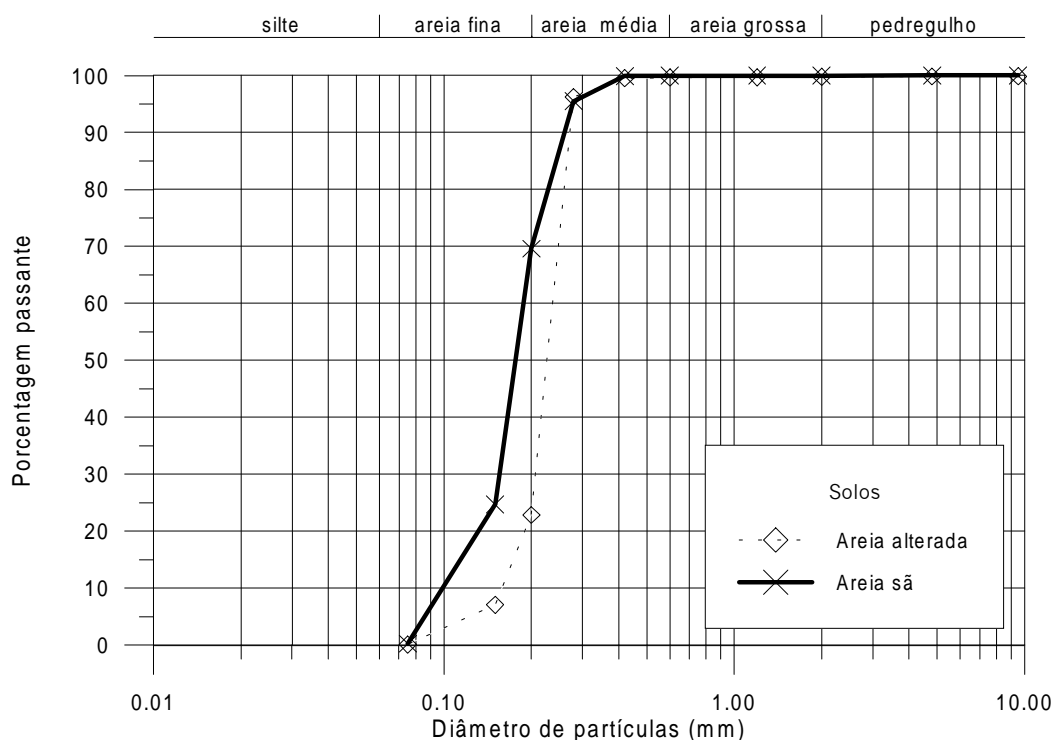


Figura 4.1 – Curvas granulométricas das areias ensaiadas.

Os ensaios para a determinação do peso específico dos grãos foram efetuados seguindo-se a norma brasileira NBR 6508/84. Foram realizados quatro ensaios com cada tipo de areia e os valores são indicados na Tabela 4.2. Estes valores foram tomados como a média dos resultados obtidos e considerados satisfatórios de acordo com a norma.

Tabela 4.2 – Peso específico dos grãos das areias.

Tipo de solo	Peso específico dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )
Areia sã	26,10
Areia alterada	26,38

## 4.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA

Foram realizados quatro ensaios de compressão confinada, sendo dois ensaios para cada areia, em dois graus de compactação distintos (estado denso e fofo). A moldagem dos corpos de prova e a descrição do ensaio foram detalhados no item 3.3.2. Na Tabela 4.3, são apresentados a massa de solo de cada corpo de prova após a moldagem, bem como dois



valores de índices de vazios calculados: antes do início do ensaio (índice de vazios inicial  $e_0$ ), e finais (índice de vazios final  $e_f$ ), determinados após o final da etapa de descarregamento. Para cada areia, as amostras com maior massa referem-se ao estado inicial denso.

Tabela 4.3. – Índices de vazios inicial e final (após o ensaio).

Material	Massa (g)	Índice de vazios de moldagem ( $e_0$ )	Índice de vazios após ensaio ( $e_f$ )
Areia sã	68,52	0,524	0,496
	59,93	0,742	0,685
Areia alterada	60,13	0,755	0,652
	55,44	0,904	0,760

As Figuras 4.2 e 4.3 apresentam os gráficos da variação da altura do corpo de prova em função das tensões verticais atuantes nos corpos de prova durante o ensaio. Nestes gráficos, foi usada a variação da altura do corpo de prova como referência, visto que, pelos valores da Tabela 4.3, há uma diferença entre os índices de vazios inicial das areias sã e alterada, tanto em estado inicial denso como em estado inicial fofo. Deve-se ressaltar que esta diferença foi verificada, apesar de terem sido empregados os mesmos métodos de moldagem para as duas areias. A variação do índice de vazios para cada amostra ensaiada, em função do carregamento vertical aplicado, está representada na Figura 4.4.

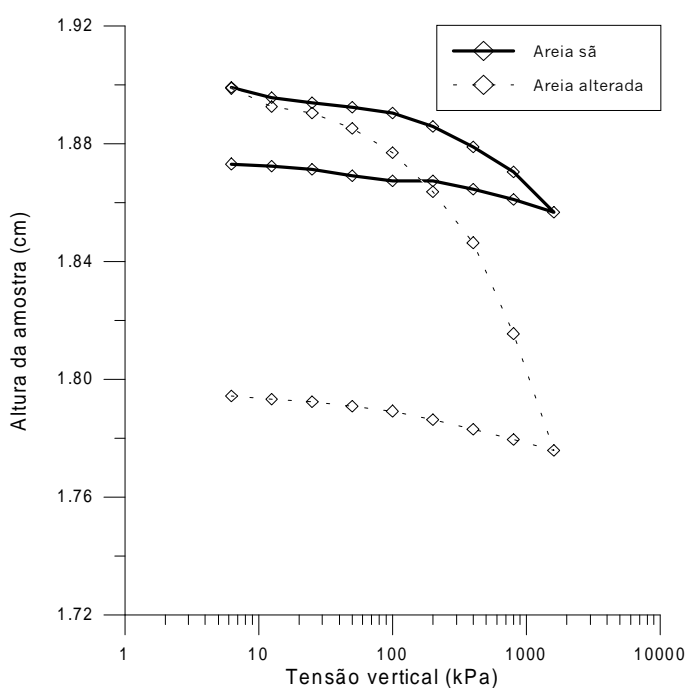


Figura 4.2 – Gráfico tensão vertical  $\sigma'_v$  x altura da amostra, amostras em estado inicial denso.

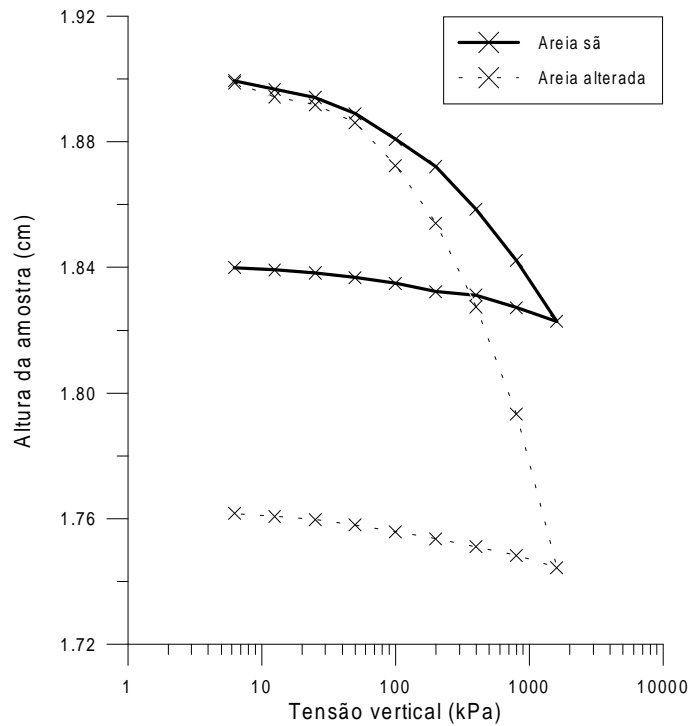


Figura 4.3 – Gráfico tensão vertical  $\sigma'_v$  x altura da amostra, amostras em estado inicial fofo.

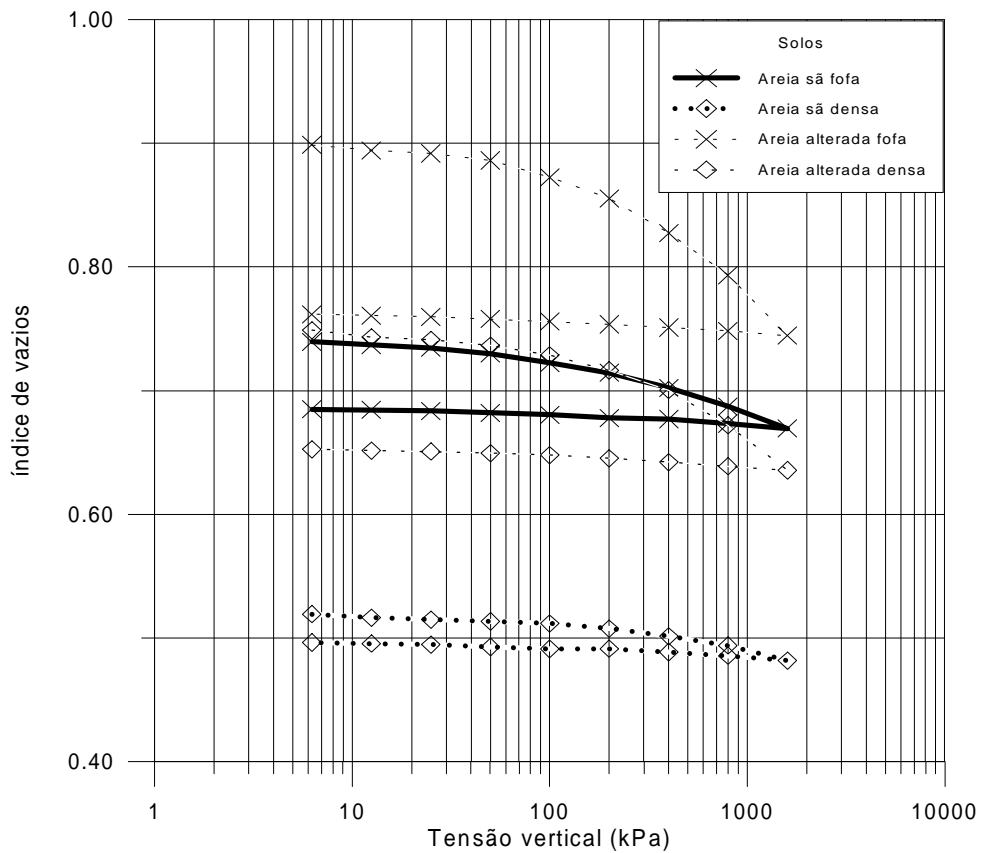


Figura 4.4 – Variação de índice de vazios das amostras com aplicação de carregamento vertical.

Pelo gráfico da Figura 4.2, a areia alterada apresentou um maior deslocamento vertical total, com variação de altura de 0,12cm, enquanto a variação de altura da areia sã foi de aproximadamente 0,04cm, ambos valores tomados após o último estágio de carregamento. Em estado fofo (Figura 4.3), as areias alterada e sã apresentaram variação de altura de 0,16cm e 0,08cm, respectivamente. Durante a etapa de descarregamento, ambas as amostras apresentaram expansão de altura de aproximadamente 0,02cm.

### 4.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

As Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam a massa de cada corpo de prova, o índice de vazios após a moldagem e o índice de vazios atingido após a etapa de adensamento, para as condições seca e inundada, respectivamente. Os valores de massa maiores referem-se às amostras em estado inicial denso.

Tabela 4.4 – Dados de corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto, amostras secas.

Material	Tensão normal de ensaio (kPa)	Massa (g)	Índice de vazios de moldagem	Índice de vazios após adensamento
Areia sã	50	101,6	0,51	0,48
	100	102,0	0,50	0,45
	200	101,3	0,51	0,43
	300	103,0	0,49	0,43
	50	86,3	0,78	0,73
	100	86,7	0,77	0,70
	200	84,2	0,82	0,73
	300	87,8	0,75	0,67
Areia alterada	50	89,5	0,73	0,69
	100	89,3	0,73	0,58
	200	88,8	0,74	0,55
	300	91,1	0,70	0,45
	50	77,2	1,00	0,93
	100	71,0	1,18	0,97
	200	76,3	1,03	0,89
	300	77,4	1,00	0,84

Procurou-se, durante a moldagem, manter os índices de vazios de cada areia e em cada grau de compactação, o mais próximo possível dos valores obtidos nos ensaios de compressão confinada. Os valores apresentados indicam valores médios de índices de vazios para estado

fofo de 0,80 para a areia sã e 1,05 para a areia alterada. Os valores de índice de vazios para estado denso foram de aproximadamente 0,50 para a areia sã e 0,72 para a areia alterada.

Tabela 4.5 – Dados de corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto, amostras inundadas.

Material	Tensão normal de ensaio (kPa)	Massa (g)	Índice de vazios de moldagem	Índice de vazios após adensamento
Areia sã	50	100,7	0,52	0,48
	100	103,0	0,49	0,44
	200	103,2	0,49	0,43
	300	101,9	0,51	0,44
	50	84,1	0,82	0,75
	100	86,2	0,78	0,71
	200	86,0	0,78	0,67
	300	85,4	0,80	0,68
Areia alterada	50	90,9	0,70	0,58
	100	91,6	0,69	0,47
	200	89,8	0,72	0,46
	300	89,4	0,73	0,49
	50	70,1	1,17	0,72
	100	71,0	1,12	0,72
	200	77,6	0,99	0,57
	300	77,0	1,01	0,46

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam os resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras secas de areia sã, sendo que a Figura 4.5 ilustra os resultados de ensaio com amostra em estado inicial denso e a Figura 4.6 indica os resultados de ensaio com amostras em estado inicial fofo.

De acordo com a Figura 4.5, nota-se a existência de uma tensão cisalhante de pico, com posterior queda de tensão, para todos os níveis de tensão normal. A partir de deslocamentos horizontais de 4mm, as amostras tendem à estabilização de tensões cisalhantes. Observa-se também um aumento de altura para as quatro amostras ensaiadas. Para pequenos deslocamentos horizontais as alturas das amostras se reduzem e a partir de deslocamentos horizontais de 1mm, ocorre um aumento de altura, atingindo-se deslocamentos verticais situados entre 0,3mm e 0,5mm. A partir de um deslocamento horizontal de 3mm, as amostras atingem estabilização de deslocamentos verticais.

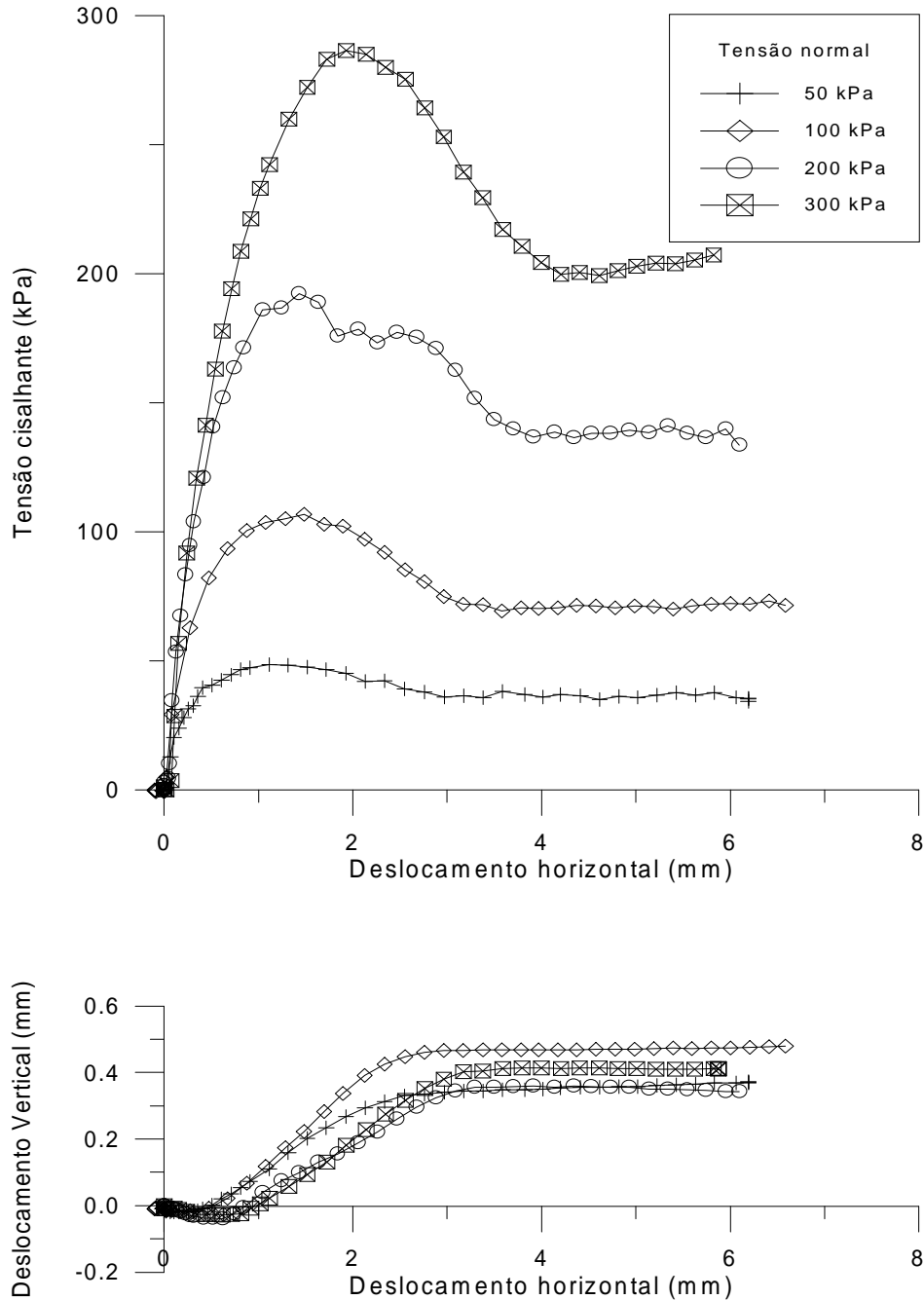


Figura 4.5 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã densa seca.

Pela Figura 4.6, as amostras de areia sã seca em estado fofo experimentam aumentos de tensão cisalhante até que sejam atingidos deslocamentos horizontais de 2mm a 3mm. A partir destes valores, as tensões cisalhantes se estabilizam, de maneira que as tensões de estabilização equivalem às tensões máximas atingidas durante o ensaio. Quanto ao deslocamento vertical, as amostras em estado inicial fofo apresentam redução inicial de altura, seguida de aumento e estabilização em um momento seguinte. Para as amostras com tensão

normal de 50kPa e 200kPa, a variação total de altura ao longo do ensaio é próxima de zero, enquanto para as amostras com tensões normais de 100kPa e 300kPa, há uma pequena redução de altura ao final do ensaio, de aproximadamente 0,1mm.

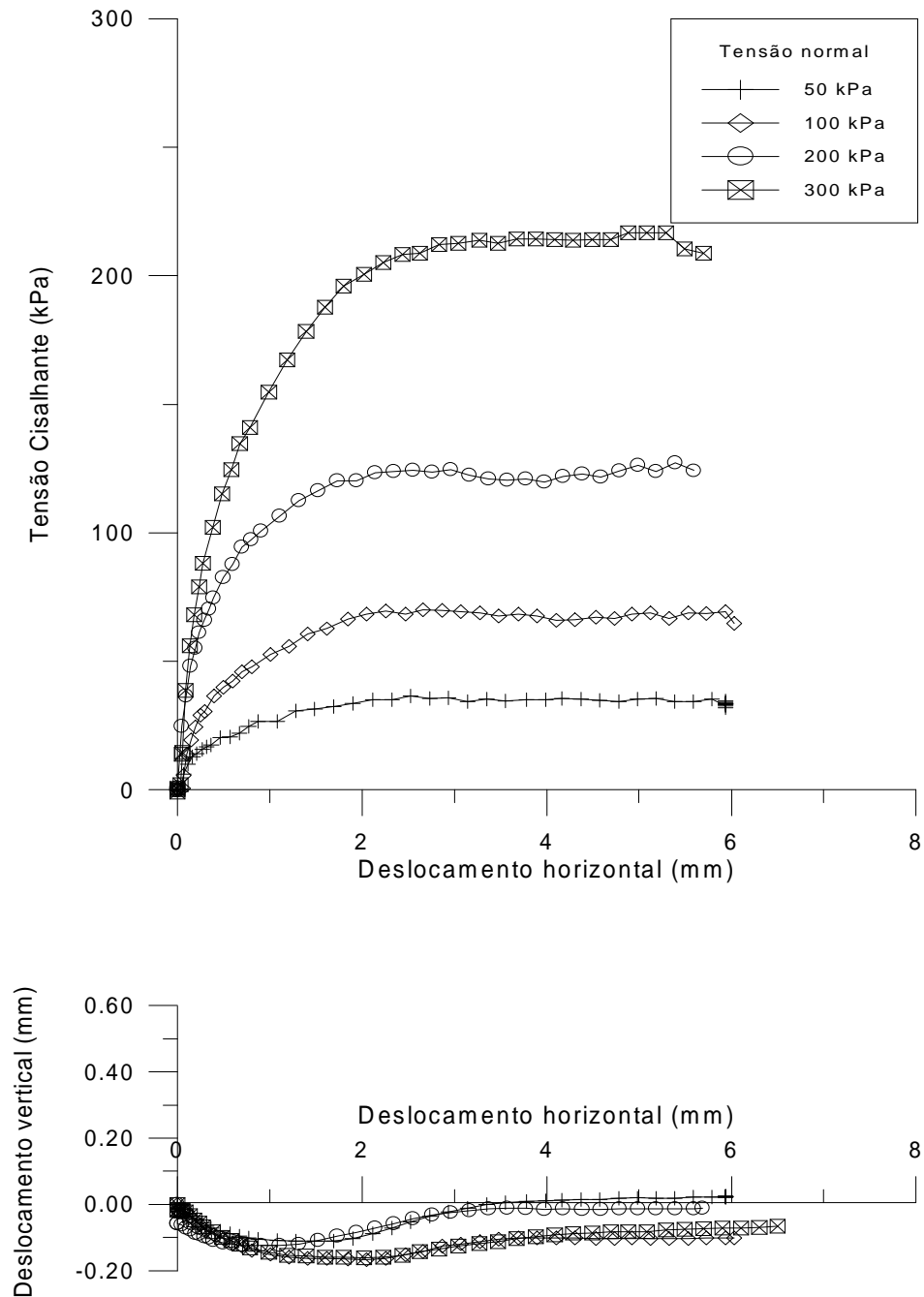


Figura 4.6 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã fofa seca.

Nas Figuras 4.7 e 4.8, são ilustrados os resultados de ensaios com amostras de areia alterada seca, em estado inicial denso e fofo, respectivamente. Pela Figura 4.7, as amostras com tensões normais de 100kPa, 200kPa e 300kPa apresentam aumento de tensão cisalhante durante todo o ensaio, sem ocorrer estabilização, até um nível de deformação horizontal máximo de 6mm. Também é observada uma redução de altura até que se atinjam deslocamentos horizontais próximos a 4mm. A partir deste ponto, há a tendência de estabilização, com deslocamentos verticais totais entre 0,4mm e 0,7mm. Para a amostra com tensão normal de 50kPa, verifica-se um pequeno pico de resistência, da ordem de 40kPa, com pequena queda de tensão cisalhante subsequente. Quanto às deformações verticais, há uma redução inicial de altura, com posterior aumento, até a estabilização de deformações verticais, com aumento de altura total de 0,3mm.

De acordo com a Figura 4.8, as amostras de areia alterada em estado inicial fofo têm as tensões cisalhantes estabilizadas ao final dos ensaios. Os deslocamentos verticais foram de 0,2mm para amostras com tensão normal de 200kPa e 300kPa e de 0,6mm para a amostra com tensão normal de 100kPa, sendo, nos três casos, deformações de contração. Para a amostra com tensão normal de 50kPa, é observada uma redução de 0,1mm de altura, seguida de expansão de igual magnitude, apresentando ao final do ensaio, variação total de altura próxima a zero.

Os resultados de ensaios realizados com amostras de areia sã inundadas são mostrados nas Figuras 4.9 e 4.10. Na Figura 4.9, referente aos ensaios com amostras em estado inicial denso, verificam-se picos de resistência, seguido de queda de tensão cisalhante. As quatro amostras apresentam tendência à estabilização de tensão cisalhante para deslocamentos horizontais superiores a 5mm, além de diminuição de altura no estágio inicial do ensaio, para deslocamentos horizontais de até 1mm. A partir deste ponto, há um aumento de altura, com variação expansiva total de aproximadamente 0,4mm.

Na Figura 4.10, são ilustrados os ensaios em areia sã inundada, em estado inicial fofo. As amostras ensaiadas revelam um comportamento típico de solos arenosos em estado fofo, sem a formação de pico de resistência ao cisalhamento, com estabilização das tensões cisalhantes para grandes deslocamentos horizontais. A amostra com tensão normal de 100kPa apresenta uma redução inicial de altura, seguida de expansão, com variação total de altura durante o ensaio próxima a zero. As amostras com tensões normais de 200kPa e 300kPa

apresentam comportamento similar, com redução de altura, seguida de leve expansão. A amostra com tensão normal de 50kPa apresentou redução de altura de 0,15mm, com posterior estabilização.

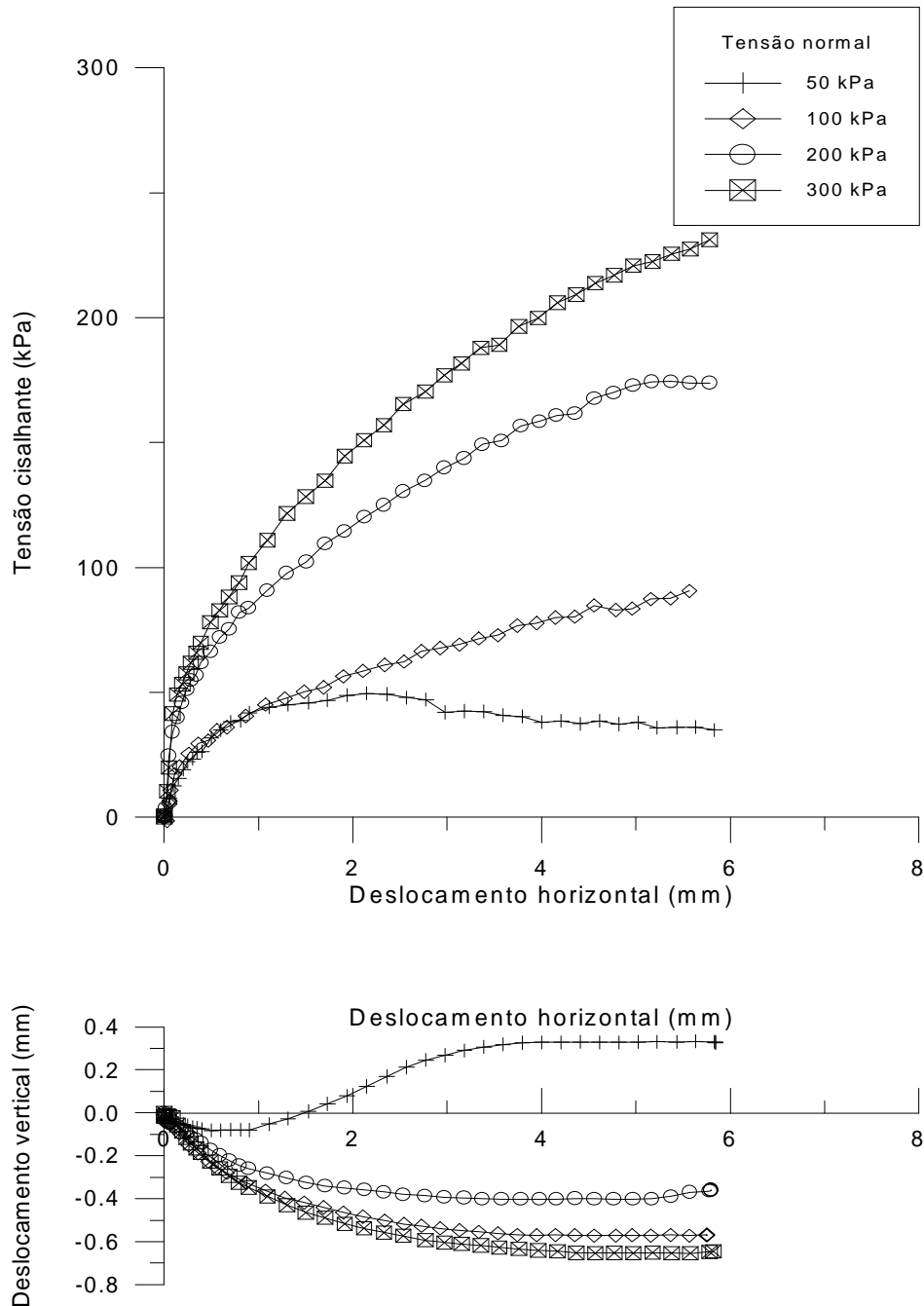


Figura 4.7 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada seca densa.



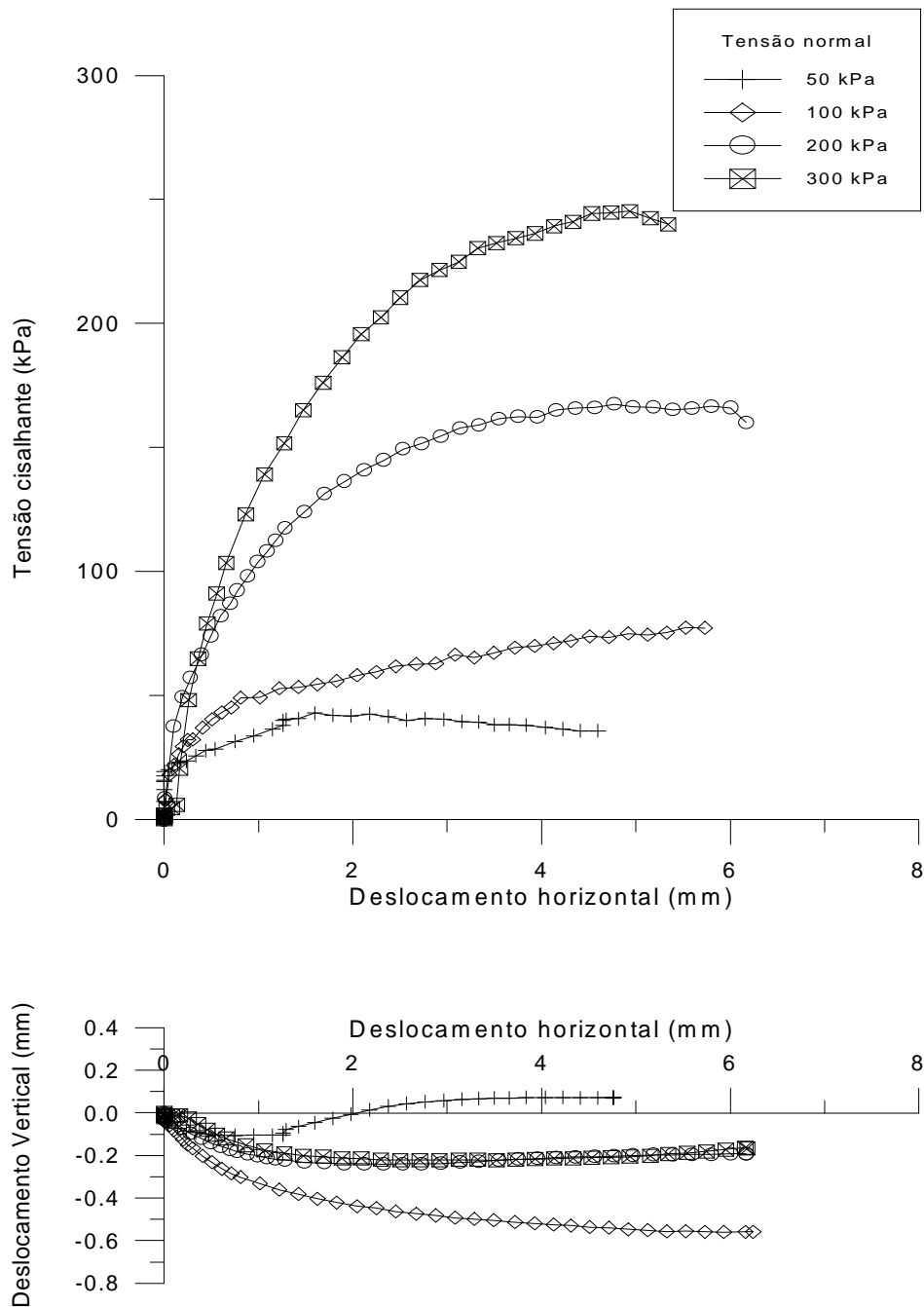


Figura 4.8 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada seca fofa.

A Figura 4.11 apresenta os resultados de ensaios em amostras de areia alterada inundada, em estado inicial denso. Pela figura, as amostras mantêm um aumento constante de tensão cisalhante, até o final do ensaio, sendo este fenômeno melhor exposto nos ensaios com níveis de tensões normais de 200kPa e 300kPa. As deformações verticais foram negativas,

indicando redução de altura durante todo o ensaio, com tendência de estabilização a altos valores de deslocamento horizontal. A amostra com tensão normal de 300kPa apresenta a maior redução de altura, com valor de 1,1mm, enquanto os demais ensaios indicam deslocamentos verticais relativamente próximos, entre 0,4mm e 0,6mm.

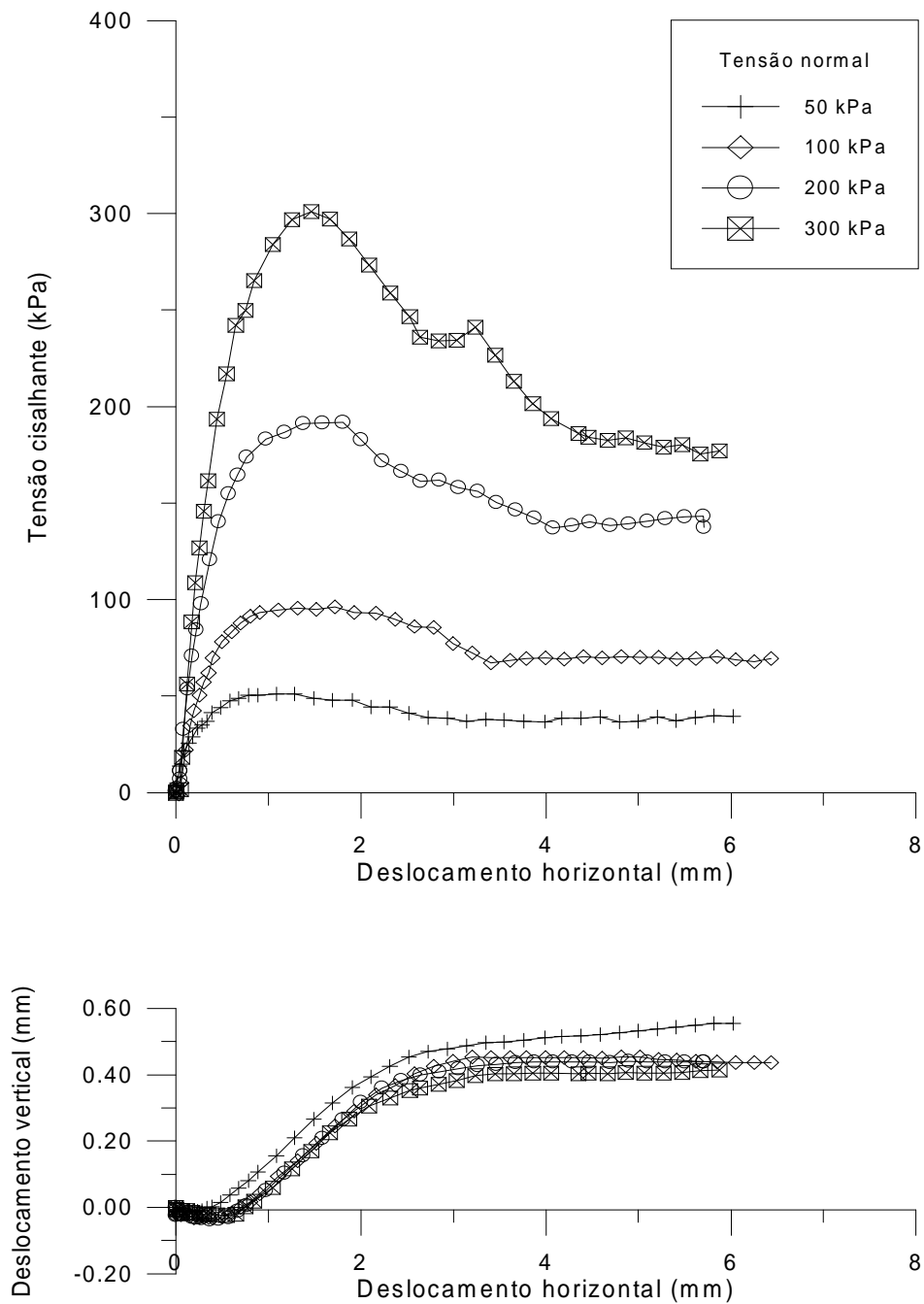


Figura 4.9 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã inundada densa.

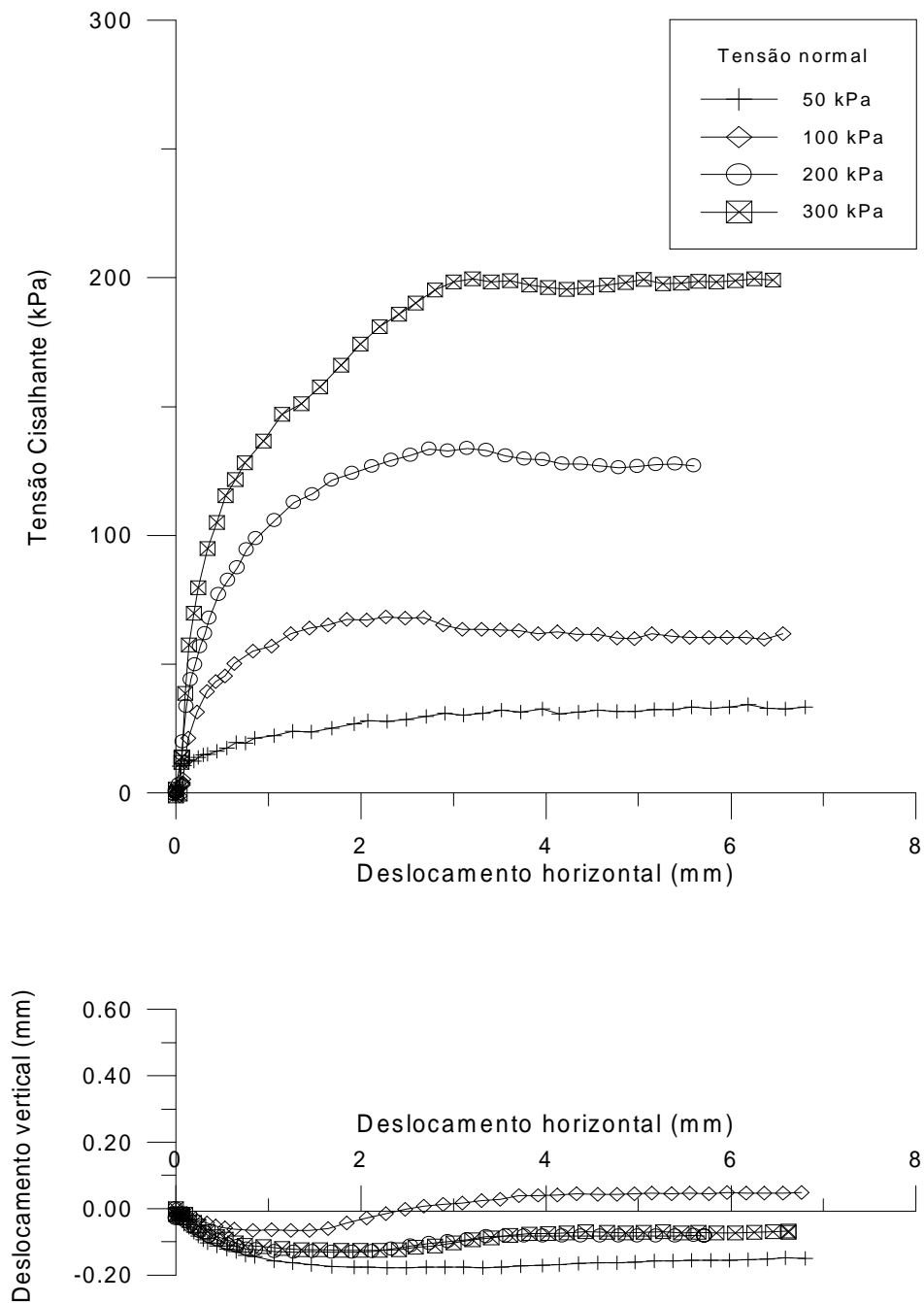


Figura 4.10 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia sã inundada fofa.

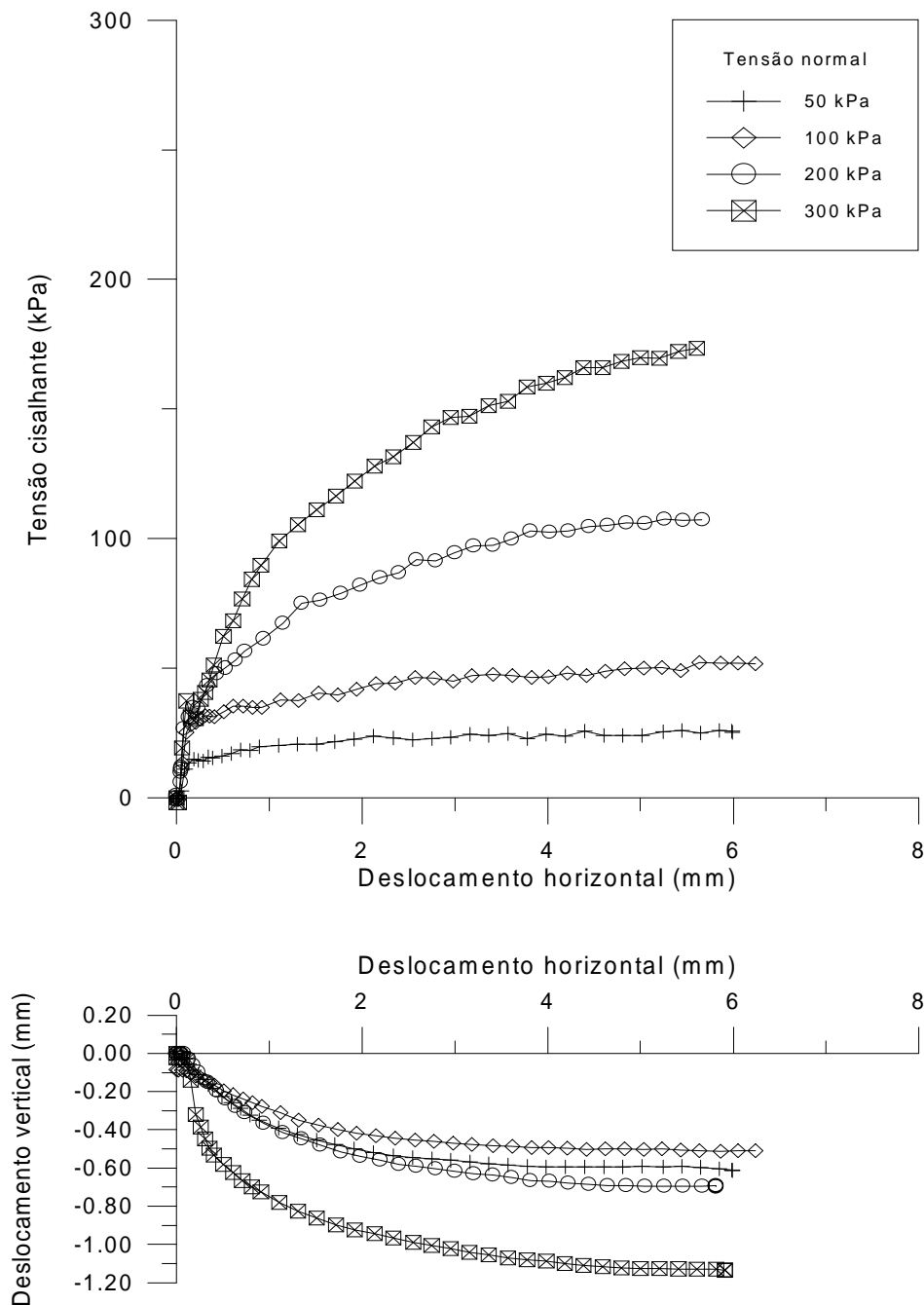


Figura 4.11 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada inundada densa.

A Figura 4.12 ilustra os resultados de ensaios em amostras de areia alterada inundada, em estado inicial fofo. As amostras apresentam aumento de tensão cisalhante durante todo o ensaio, sem ocorrer estabilização de tensão até o nível máximo de deslocamento horizontal de ensaio. Também não ocorre estabilização das deformações verticais, com redução constante de altura para todos os níveis de tensão normal. Para a amostra com tensão normal de 50kPa,

verifica-se a maior diminuição de altura, com deslocamentos superiores a 1mm. Para a amostra com tensão normal de 200kPa, ocorre a menor redução de altura, com aproximadamente 0,6mm de deslocamento, enquanto as demais amostras apresentam redução de altura com valores intermediários.

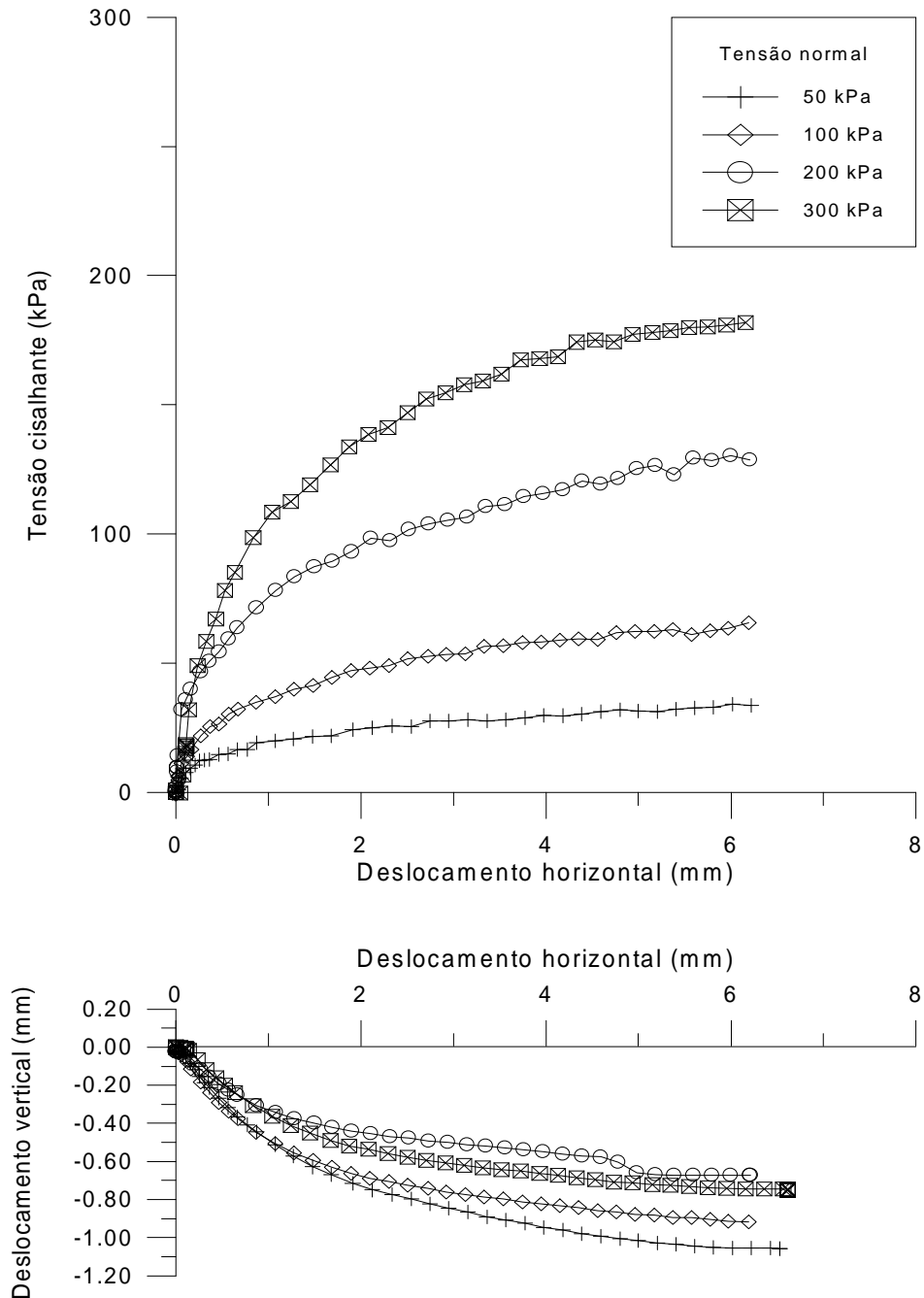


Figura 4.12 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia alterada inundada fofa.

#### 4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS

As considerações sobre os métodos de moldagem e procedimentos de ensaio foram feitos no item 3.4.2.3. A Tabela 4.6 apresenta a massa e o índice de vazios inicial, obtido após a moldagem, assim como o índice de vazios após a etapa de cisalhamento. Para todos os ensaios, o volume dos corpos de prova foi considerado constante, com valor de 196,25cm<sup>3</sup>. Todas as amostras apresentaram iguais dimensões, sendo 5cm de diâmetro e 10cm de altura. O diâmetro das amostras foi delimitado pelo molde cilíndrico e a altura da amostra foi aferida pela medição, por meio de um paquímetro. A medição de altura foi efetuada até que se atingisse a altura padrão de 10cm. Todos os corpos de prova foram moldados com areia seca em estufa. Logo, a umidade dos corpos de prova foi considerada igual a zero.

Tabela 4.6 – Ensaio triaxiais, dados sobre os corpos de prova.

Material	Tensão confinante de ensaio (kPa)	Massa (g)	Índice de vazios inicial	Índice de vazios - após cisalhamento
Areia sã	50	338,75	0,54	0,57
	100	340,80	0,53	0,57
	200	342,72	0,53	0,57
	50	305,00	0,71	0,71
	100	308,30	0,69	0,71
	200	310,84	0,66	0,68
Areia alterada	50	305,00	0,73	0,68
	100	301,50	0,75	0,69
	200	298,00	0,77	0,75
	50	269,25	0,96	0,85
	100	266,80	0,97	0,86
	200	269,25	0,96	0,89

As Figuras 4.13 a 4.16 indicam as variações do parâmetro  $t$  e deformação volumétrica em função da deformação axial  $\epsilon_a$ . O valor de  $t$  refere-se à metade da tensão desvio, sendo expresso por  $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ . As deformações axiais e volumétricas referem-se à altura e ao volume das amostras, respectivamente, após a etapa de adensamento e antes das deformações de cisalhamento. As deformações volumétricas com valores positivos no gráfico indicam expansão volumétrica, enquanto valores negativos no gráfico apontam contração de volume.

Os resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras de areia sã em estado inicial denso são apresentados na Figura 4.13, os quais indicam um comportamento típico das areias para este grau de compactação.

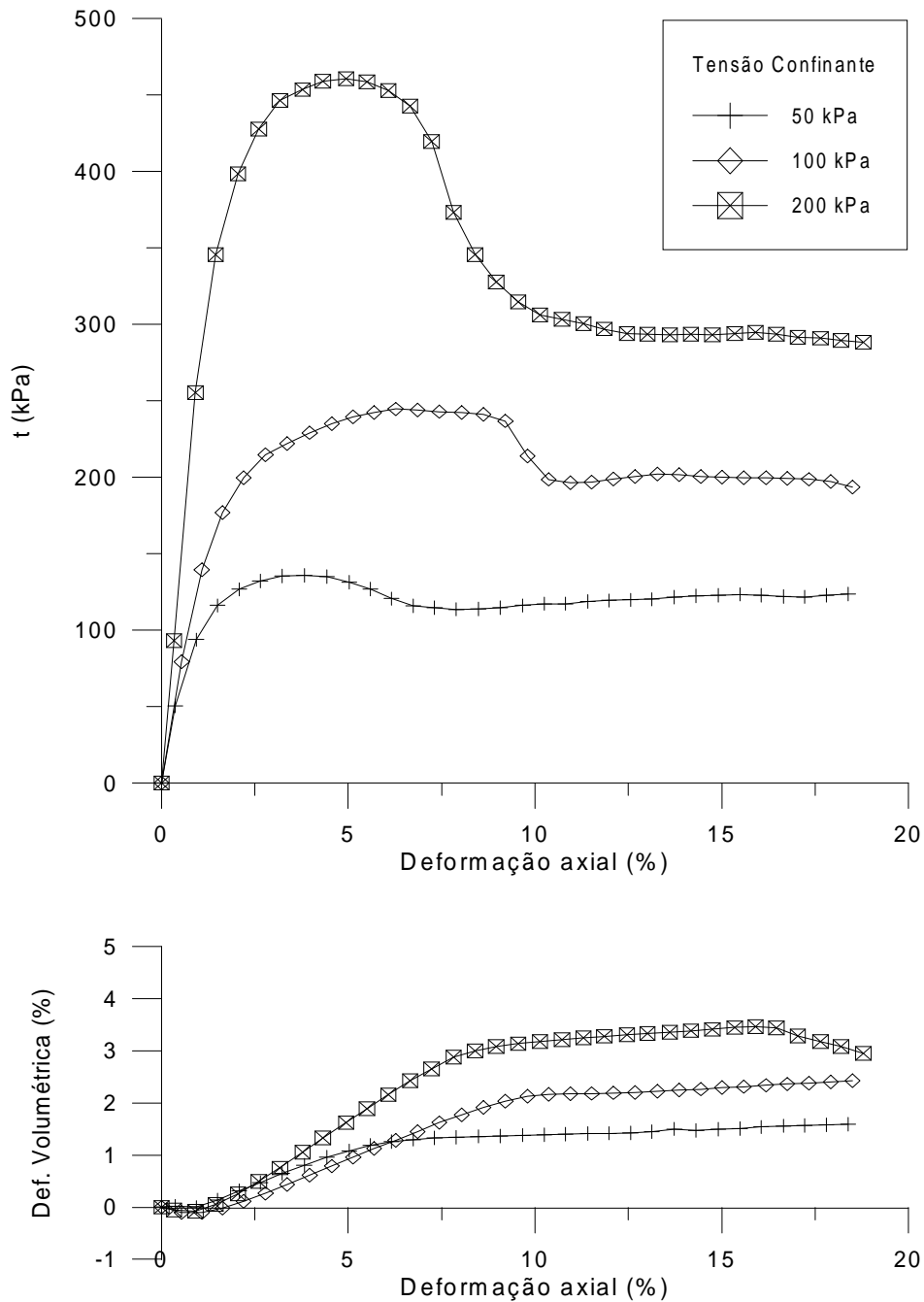


Figura 4.13 – Resultados dos ensaios triaxiais em areia sã densa.

De acordo com os gráficos, para uma tensão confinante de 50kPa, o valor de parâmetro  $t$  de pico é de aproximadamente 135kPa, sendo atingido a uma deformação axial de aproximadamente 3%. Para a tensão confinante de 100kPa, o valor de parâmetro  $t$  de pico é de 241kPa, com deformações axiais de 6%. Para a tensão confinante de 200kPa, o pico de parâmetro  $t$  é de aproximadamente 460kPa, para um nível de deformação axial da ordem de 5%. Para todos os níveis de tensão confinante, há um pico de tensão desvio, após o qual ocorre queda, seguida de estabilização. Os valores estabilizados do parâmetro  $t$  para as tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 200kPa são de 115kPa, 170kPa e 290kPa, respectivamente, sendo obtidos em um nível de deformação axial variável entre aproximadamente 7%, para a tensão confinante de 50kPa e 11%, para as tensões confinantes de 100 e 200kPa.

A Figura 4.14 mostra o corpo de prova de areia sã em estado inicial denso, ensaiado sob uma tensão cisalhante de 200kPa e a ocorrência de um nítido plano de ruptura. Para as amostras densas da areia sã, este mesmo comportamento é verificado para as demais tensões confinantes.



Figura 4.14 – Corpo de prova de areia sã inicialmente denso após ruptura, sob tensão confinante de 200kPa.



O comportamento verificado quanto à variação volumétrica nos três ensaios realizados em estado inicial denso foi acentuadamente dilatante, conforme indica o gráfico deformação axial  $\varepsilon_a$  x deformação volumétrica  $\varepsilon_v$ . Para os três níveis de tensão confinante, as amostras apresentam uma pequena redução inicial de volume, para valores de deformação axial entre 1% e 2%, a partir dos quais ocorre expansão de volume, com magnitude variável em função da tensão confinante. Para as amostras ensaiadas sob tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 200kPa, as deformações volumétricas de expansão foram de 1,3%, 2% e 3,5%, respectivamente, revelando um aumento das deformações com o aumento das tensões confinantes.

A Figura 4.15 apresenta os gráficos deformação axial x parâmetro  $t$  e deformação axial x deformação volumétrica obtidas com os ensaios realizados com areia sã em estado inicial fofo. De acordo com os gráficos apresentados, não há a ocorrência de tensão de pico. Os valores máximos de parâmetro  $t$  são de 90kPa, 159kPa e 265kPa, para tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente, sendo mantidas aproximadamente constantes a partir de deformações axiais da ordem de 10%. O gráfico deformação volumétrica x deformação axial indica que, para a tensão confinante de 50kPa, a variação total de volume é aproximadamente igual a zero, apresentando uma contração inicial, até um nível de deformação axial de 5%. A partir deste nível, há uma expansão, de tal forma que a variação total de volume ao término do ensaio foi nula. O comportamento de contração inicial seguida de expansão volumétrica se repete para os demais níveis de tensão confinante, sendo que para as tensões confinantes de 100kPa e 200kPa, a variação volumétrica total durante o ensaio é positiva, indicando um pequeno aumento de volume da amostra. Em tensão confinante de 100kPa, o aumento de volume é de 0,4%, ocorrendo a partir de 3% de deformação axial, e em tensão confinante de 200kPa o aumento de volume é de 1,3%, com aumento de volume a partir de 2,5% de deformação axial. Para as duas condições de compactação, é interessante observar que o aumento de volume é maior para os maiores níveis de tensões confinantes.

Na Figura 4.16, estão representados os resultados de ensaios triaxiais obtidos da areia alterada em estado inicial denso, enquanto a Figura 4.17 ilustra um corpo de prova de areia alterada em estado inicial denso, com deformação axial de aproximadamente 13%, ensaiado a uma tensão confinante de 200kPa. Pela imagem, não é observada a ocorrência de um plano de ruptura, com o corpo de prova apresentando o mesmo aspecto verificado para os corpos de prova de areia sã em estado fofo.

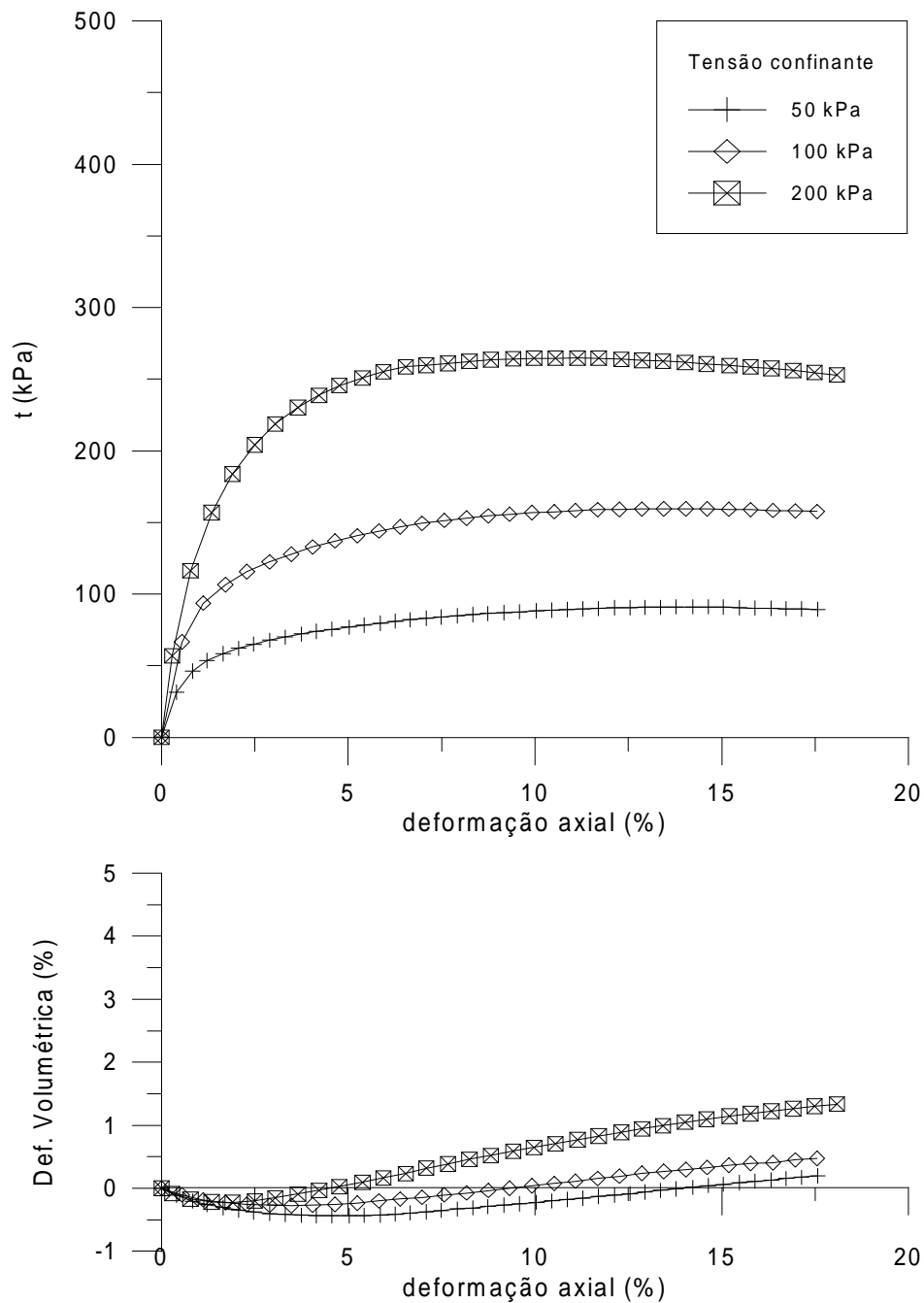


Figura 4.15 – Resultados de ensaios triaxiais em areia sã fofa.

De acordo com a Figura 4.16, embora as amostras estivessem em estado inicialmente denso, não há a ocorrência de um pico do parâmetro  $t$  para nenhum nível de tensão confinante. Há um aumento dos valores de parâmetro  $t$  até que se atinjam deformações axiais aproximadas de 13%, onde ocorre estabilização de tensão para os três ensaios. Os valores máximos de parâmetro  $t$  obtidos são de 67kPa, 127kPa e 232kPa, para tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente. As três amostras apresentam contração de volume

para um nível de deformação axial de até 10%. A partir deste nível, há um pequeno aumento de volume até o final dos ensaios. Porém, a variação total de volume ao longo de todo o ensaio é negativa para as três amostras, sendo de 4% para amostra com tensão confinante de 100kPa, 3,5% para tensão confinante de 50kPa e de 2,5% para tensão confinante de 200kPa.

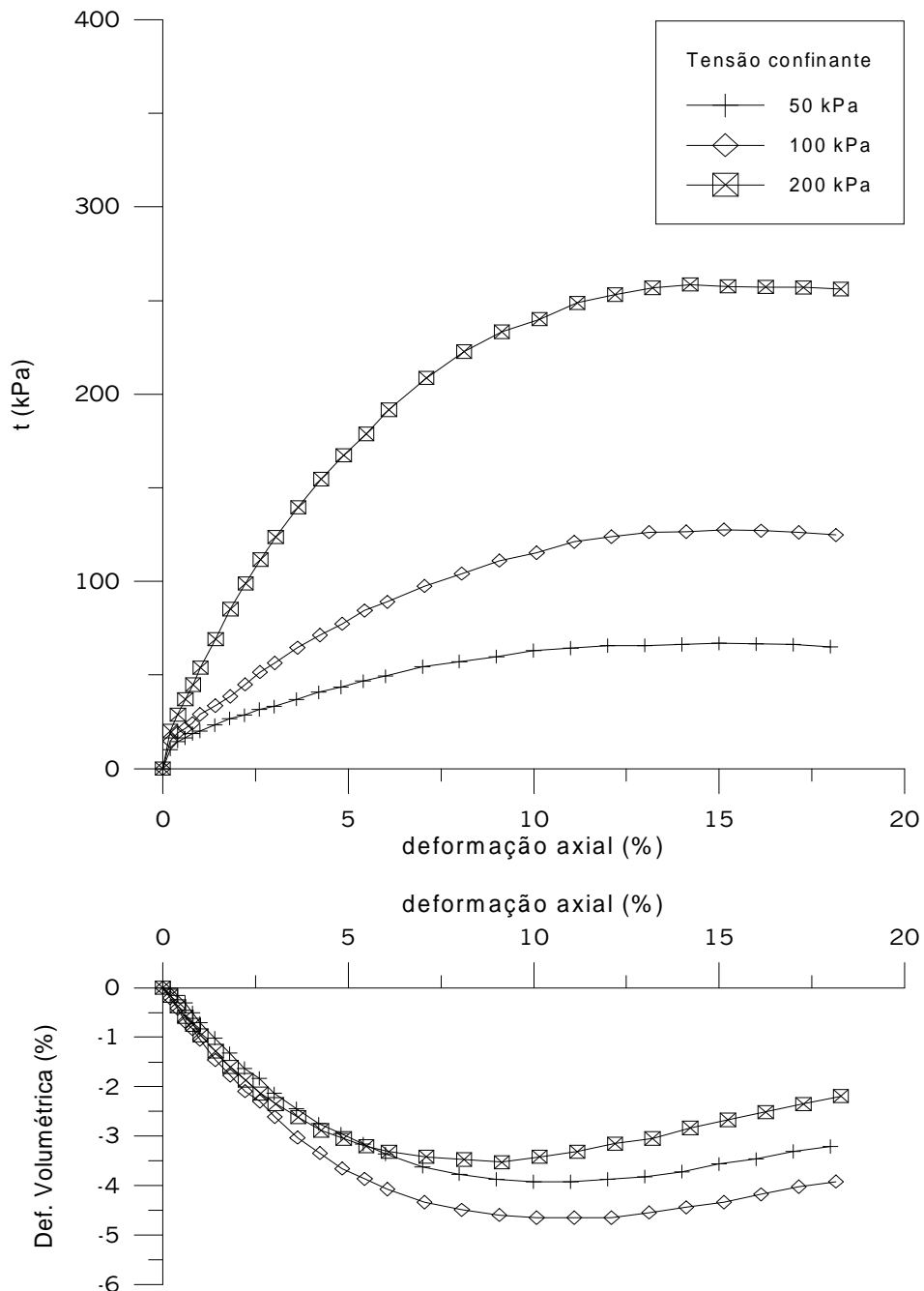


Figura 4.16 – Resultados de ensaios triaxiais em areia alterada densa.

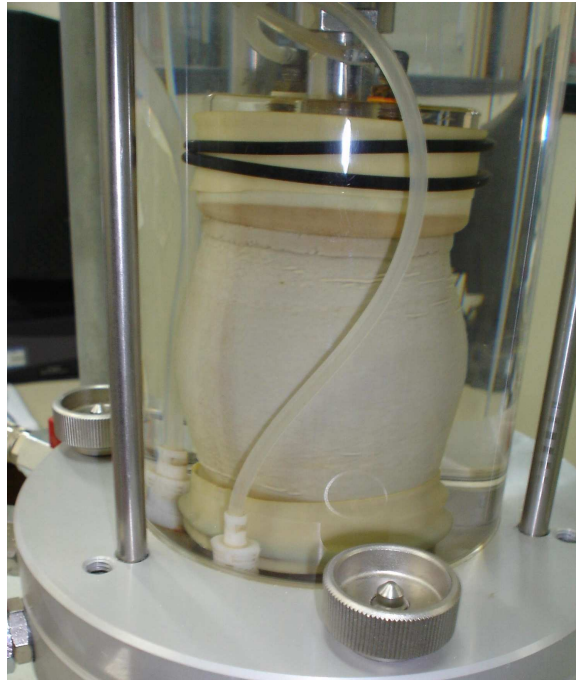


Figura 4.17 – Corpo de prova de areia alterada inicialmente denso submetido a deformação axial de 13%.

A Figura 4.18 ilustra os resultados de ensaios triaxiais obtidos da areia alterada em estado inicial fofo, na qual se visualiza um aumento constante do parâmetro  $t$  até que deformações altas, da ordem de 15%, sejam atingidas, verificando-se a partir de então uma tendência de estabilização. Os valores máximos de parâmetro  $t$  encontrados são de 57kPa, 101kPa e 212kPa para as tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente. Quanto à deformação volumétrica, as amostras ensaiadas em tensão confinante de 50kPa e 100kPa apresentam contração ao longo de todo o ensaio, com tendência de estabilização de deformações volumétricas a deformações axiais altas, de aproximadamente 15%. O ensaio realizado com tensão confinante de 200kPa, a partir de um nível de deformação axial de 13% apresenta um leve aumento de volume a partir deste ponto, até o final do ensaio.

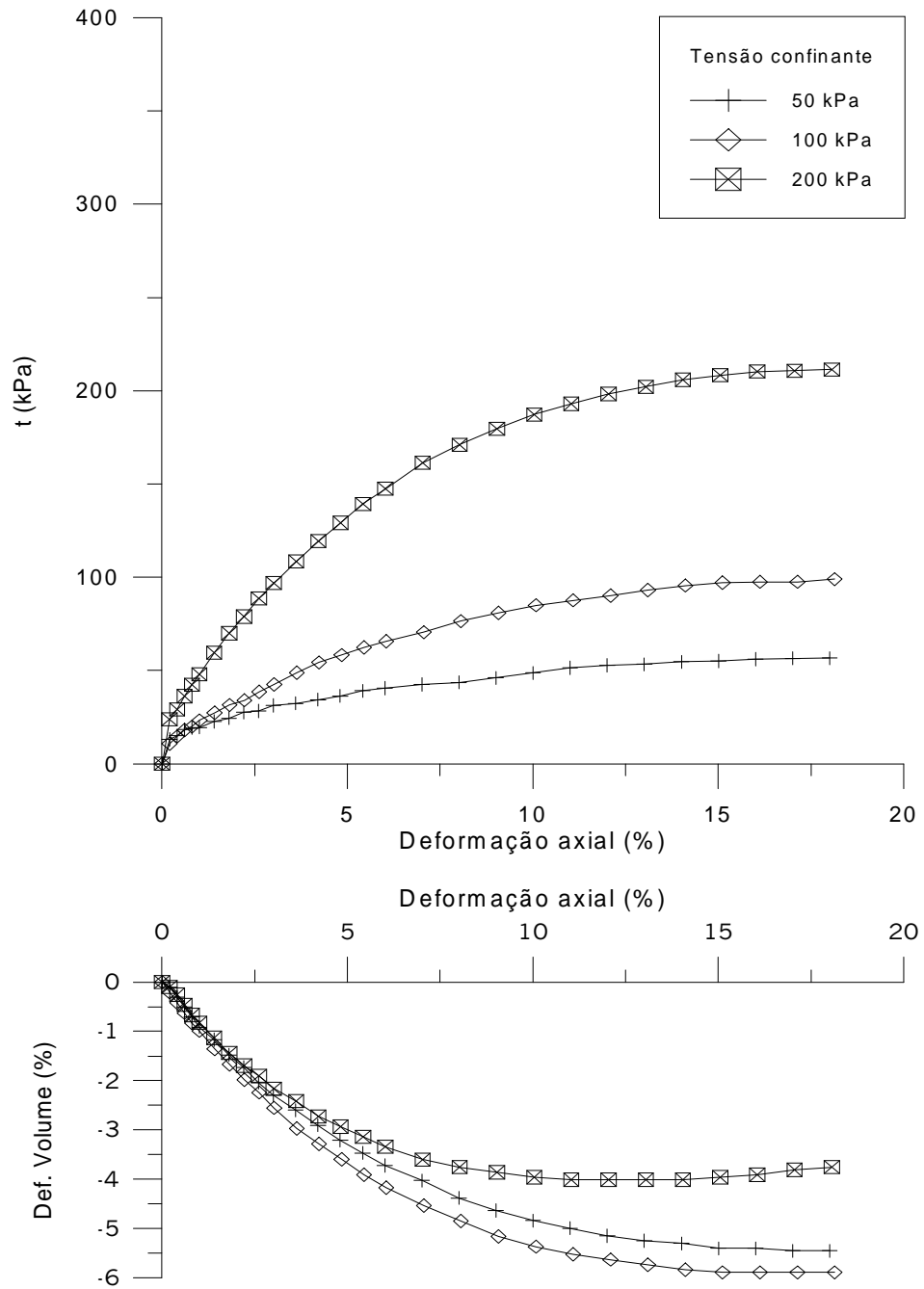


Figura 4.18 – Resultados de ensaios triaxiais em areia alterada fofa.

## 5 ANÁLISES INICIAIS E PARÂMETROS OBTIDOS

O presente capítulo tem como objetivo analisar preliminarmente os resultados de ensaios apresentados no capítulo 4 e obter os principais parâmetros dos solos, referentes às características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Neste capítulo, também serão apresentados os resultados dos ensaios especiais de caracterização, os quais fornecerão ferramentas mais precisas para a compreensão do comportamento mecânico dos solos arenosos estudados e suas causas.

### 5.1 ANÁLISE DE ENSAIOS INICIAIS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios iniciais de caracterização realizados apontam para a ocorrência de dois solos predominantemente arenosos. As curvas granulométricas apresentadas na Figura 4.1, bem como a Tabela 5.1, indicam que ambos os solos possuem distribuições granulométricas caracterizadas por uma marcante uniformidade no tamanho dos grãos, que pode ser constatada pelo baixo coeficiente de uniformidade. Por se tratar de solos pouco profundos e com distribuição uniforme de grãos, as areias apresentam características típicas dos depósitos eólicos comumente encontrados na região.

A diferença mais significativa observada a partir da curva granulométrica refere-se à predominância da fração areia média (grãos com diâmetro entre 0,20mm e 0,60mm) no solo arenoso com alteração, enquanto o solo arenoso são apresenta areia fina (grãos com diâmetro entre 0,06mm e 0,20mm) como fração predominante. O diâmetro efetivo médio das partículas, definido como o diâmetro correspondente à retenção de 90% dos grãos de solo no ensaio de peneiramento, encontrado para a areia alterada foi levemente superior ao diâmetro efetivo médio dos grãos de areia sã. A Tabela 5.1 fornece os principais dados extraídos das curvas granulométricas dos solos arenosos.

De acordo com a Tabela 4.2, os valores de peso específico médio dos grãos são de 2,661g/cm<sup>3</sup> para a areia sã e 2,689g/cm<sup>3</sup> para a areia alterada, não havendo diferença

significativa entre os valores encontrados. Isto sugere, como estimativa inicial, que ambas as areias tenham grãos com semelhante composição mineralógica. Segundo resultados de ensaios apresentados por Vargas (1998) para diversas areias de praias e rios brasileiros, os valores de peso específico de grãos variaram entre  $2,63\text{g/cm}^3$  e  $2,67\text{g/cm}^3$ , o que, segundo o autor, indicaria a predominância de grãos de quartzo.

Tabela 5.1 – Dados obtidos das curvas granulométricas.

Propriedades / Material	Areia sã	Areia alterada
Diâmetro efetivo médio ( $\phi_{10}$ )	0,10mm	0,15mm
Coefficiente de uniformidade	1,8	1,3
Fração areia grossa	0	0,1%
Fração areia média	30,4%	77,1%
Fração areia fina	69,6%	22,8%

## 5.2 ANÁLISE DE ENSAIOS DE COMPRESSIBILIDADE

Tendo sido realizados quatro ensaios de compressão confinada com as duas areias, nas condições iniciais densa e fofa, observa-se inicialmente pela Tabela 4.3, que os índices de vazios máximo e mínimo para os procedimentos de moldagem adotados (estados fofos e densos, respectivamente) dos corpos de prova de cada areia são significativamente diferentes, de forma que foram atingidos índices de vazios acentuadamente superiores para a areia alterada em comparação com a areia sã, tanto em estado fofo como em estado compacto, tendo sido empregados os mesmos procedimentos de moldagem para ambos os solos.

Ao se comparar a variação de altura dos corpos de prova em função das tensões verticais (Figuras 4.2 e 4.3), verifica-se que a areia alterada apresenta maiores deformações em relação à areia sã, tanto em estado inicial denso como em estado inicial fofo. Uma análise inicial permite apontar que as maiores deformações da areia alterada se explicam pela diferença de índices de vazios entre os dois materiais, para um mesmo grau de compactação.

Durante as etapas de carregamento de ensaio, foi verificado que a areia sã apresenta rápida estabilização de deslocamento vertical para cada estágio de carregamento. Para a areia

alterada, foi observado um tempo de estabilização ligeiramente superior, porém sendo inferior a trinta minutos para todos os estágios de carregamento.

Para fins de comparação da compressibilidade entre as areias, foi proposta a obtenção de parâmetros de compressibilidade, na forma de índices de compressão ( $C_c$ ) e de recompressão ( $C_r$ ) e também do coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ), o qual é definido como a razão entre a variação do índice de vazios e a variação da tensão vertical ( $a_v = \Delta e / \Delta \sigma_v$ ). Os índices de compressão e recompressão foram determinados com base no gráfico apresentado na Figura 4.4, de maneira que os valores obtidos referem-se aos níveis mais altos de tensões verticais, entre 400kPa e 1600kPa, onde as variações de índices de vazios são aproximadamente lineares, com inclinação de reta mais bem definida. Os coeficientes de compressibilidade foram calculados para a etapa de carregamento e obtidos a partir da Figura 5.1, que apresenta o gráfico de tensão vertical x índice de vazios, em escala linear de tensões e os valores são referentes ao mesmo intervalo de tensões arbitrado para a obtenção dos índices de compressão e recompressão. Os parâmetros citados são apresentados na Tabela 5.2.

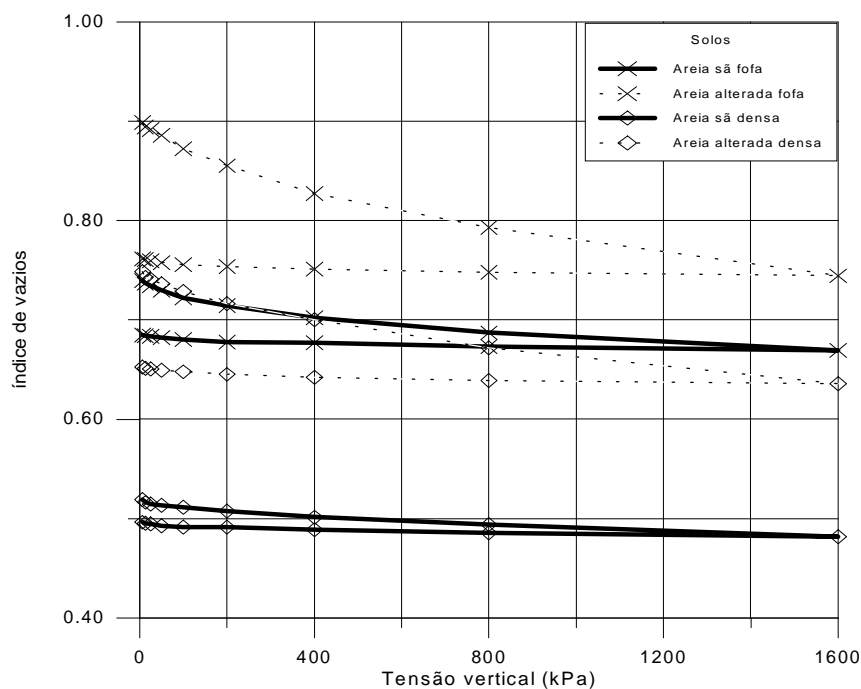


Figura 5.1 – Resultados de ensaios de compressão confinada - índice de vazios x tensão vertical em escala linear de tensões.



Tabela 5.2 – Índices de compressão ( $C_c$ ), de recompressão ( $C_r$ ) e coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) das areias.

Material / estado inicial	$C_c$	$C_r$	$a_v$ ( $\times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ )
Areia sã densa	0,033	0,012	16,4
Areia sã fofa	0,054	0,013	27,3
Areia alterada densa	0,108	0,011	54,1
Areia alterada fofa	0,138	0,011	69,2

### 5.3 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados de ensaios de cisalhamento direto foram expressos por meio de gráficos tensão cisalhante x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal, apresentados nas Figuras 4.5 a 4.12. De acordo com os resultados, o comportamento da areia sã é esperado para solos arenosos, com a formação de um pico de resistência quando ensaiada na condição densa, seguido de uma queda de tensão cisalhante até a ocorrência da estabilização das tensões cisalhantes no plano de ruptura, sob grandes deslocamentos horizontais. Na condição fofa, não há a formação de um pico de resistência, tendo sido atingida uma tensão cisalhante máxima, a qual permanece constante com o aumento do deslocamento horizontal, até o final dos ensaios. Para a areia alterada, tanto em estado inicial mais denso como no estado inicial fofo, não é verificada a formação de tensões de pico. Em alguns ensaios, mesmo sob grandes deslocamentos horizontais, da ordem de 6mm, é mantida uma tendência de aumento da tensão cisalhante.

Quanto às deformações verticais, a areia sã em estado denso apresenta um nítido aumento da altura das amostras, seguido de estabilização de variação de altura. Quando ensaiada em estado inicial fofo, ocorre redução de altura. Em alguns ensaios, é verificada uma expansão de altura após a redução inicial, de modo que a variação total de altura durante o ensaio se mantém próxima a zero. Já a areia alterada apresenta redução de altura para as duas condições de compactação (densa e fofa), em todos os níveis de tensão normal, exceto nos ensaios com tensão normal de 50kPa na condição seca, onde se observa um ligeiro aumento de altura.

Os ensaios de cisalhamento direto, da mesma forma como os ensaios de compressão confinada, confirmam a tendência da areia sã de apresentar um comportamento semelhante ao

comportamento normal dos solos arenosos convencionais, enquanto o comportamento da areia alterada é consideravelmente diverso. Igualmente ao ocorrido nos ensaios de compressão, é verificado que os índices de vazios de moldagem são superiores para a areia alterada, em ambos os graus de compactação.

As Tabelas 5.3 e 5.4 apontam as tensões cisalhantes verificadas nos ensaios com amostras secas e inundadas, respectivamente. As tensões cisalhantes a grandes deformações correspondem às tensões estabilizadas após a tensão de pico, no caso das amostras de areia sã densa, e às tensões máximas atingidas para as areias alterada e sã fofas, já que as tensões cisalhantes de pico foram verificadas somente nos ensaios com areia sã no estado inicial denso. Para as amostras de areia alterada sem estabilização de tensão cisalhante ao fim do ensaio, foi tomado o valor máximo verificado ao final do ensaio, sem haver extrapolação do valor de tensão cisalhante. Por se tratar de ensaios em materiais arenosos sob valores de tensão normal pequenos, não foi observada a ocorrência de intercepto coesivo, sendo a resistência dos materiais definida apenas por seus ângulos de atrito interno efetivos (pico e grandes deformações).

Tabela 5.3 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto – tensões cisalhantes máximas, condição seca.

Material	Tensão normal de ensaio (kPa)	Estado inicial de compactação	Tensão cisalhante (kPa)	
			pico	grandes deformações
Areia sã	50	fofo	-----	36,59
	100	fofo	-----	70,08
	200	fofo	-----	127,24
	300	fofo	-----	216,71
	50	denso	48,41	37,43
	100	denso	106,56	71,92
	200	denso	192,28	138,23
	300	denso	286,31	202,71
Areia alterada	50	fofo	-----	42,90
	100	fofo	-----	77,55
	200	fofo	-----	167,46
	300	fofo	-----	245,30
	50	denso	-----	49,55
	100	denso	-----	90,63
	200	denso	-----	174,45
	300	denso	-----	231,21

Tabela 5.4 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto – tensões cisalhantes máximas, condição inundada.

Material	Tensão normal de ensaio (kPa)	Estado inicial de compactação	Tensão cisalhante (kPa)	
			pico	grandes deformações
Areia sã	50	fofo	-----	34,33
	100	fofo	-----	68,31
	200	fofo	-----	133,64
	300	fofo	-----	199,65
	50	denso	51,12	37,99
	100	denso	96,27	69,33
	200	denso	191,77	140,18
	300	denso	300,99	180,98
Areia alterada	50	fofo	-----	34,08
	100	fofo	-----	65,59
	200	fofo	-----	130,36
	300	fofo	-----	187,63
	50	denso	-----	29,52
	100	denso	-----	59,56
	200	denso	-----	121,78
	300	denso	-----	198,94

A partir das tensões cisalhantes calculadas e das tensões normais de ensaio, foram determinados os ângulos de atrito de cada areia, pelo ajuste dos pontos tensão normal x tensão cisalhante por uma reta, a qual é representada pela equação 5.1, que define o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não coesivos.

$$\tau = \sigma' \cdot \text{tg} \phi \quad 5.1$$

Onde  $\tau$  é a tensão cisalhante,  $\sigma'$  é a tensão normal efetiva e  $\phi$  é o ângulo de atrito interno do solo. Nas Figuras 5.2 a 5.5 (tensão cisalhante x tensão normal dos ensaios) estão plotados os dados numéricos das Tabelas 5.3 e 5.4. O ângulo de atrito interno  $\phi$  representa o próprio ângulo da reta em relação ao eixo das tensões normais.

Na Figura 5.2, estão representados: (a) os pontos de tensão cisalhante de pico e tensão cisalhante a grandes deformações dos corpos-de-prova de areia sã seca no estado denso; (b) as tensões cisalhantes a grandes deformações para a areia sã fofa. A linha tracejada representa o ajuste dos pontos de tensão cisalhante a grandes deformações, enquanto a linha cheia representa o ajuste dos pontos de tensão cisalhante de pico. Conforme mostrado na figura,

ambas as retas passam pela origem dos eixos, o que indica a não ocorrência de intercepto coesivo, mesmo para a areia em estado denso. A Figura 5.2 indica também que os pontos representando a areia sã em estado inicial fofo estão localizados próximos aos pontos de areia sã em estado inicial denso a grandes deformações. Isto indica que o ângulo de atrito interno da areia sã a grandes deformações é invariável, independente do grau de compactação inicial.

Um gráfico semelhante foi construído para a areia alterada seca (pontos de tensão cisalhante máximos para as condições iniciais densa e fofo), conforme apresentado na Figura 5.3. Nota-se que as envoltórias de resistência ao cisalhamento para o estado denso e para o estado fofo são coincidentes, indicando que existe um único ângulo de atrito interno, independente da densidade inicial.

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento das areias sã e alterada, respectivamente, na condição inundada. Observa-se que o comportamento é similar ao descrito para os ensaios em condição seca, com a areia sã apresentando ângulo de atrito interno de pico e ângulo de atrito interno a grandes deformações bem definidos, enquanto a areia alterada apresenta envoltórias de resistência ao cisalhamento aproximadamente coincidentes para as duas condições.

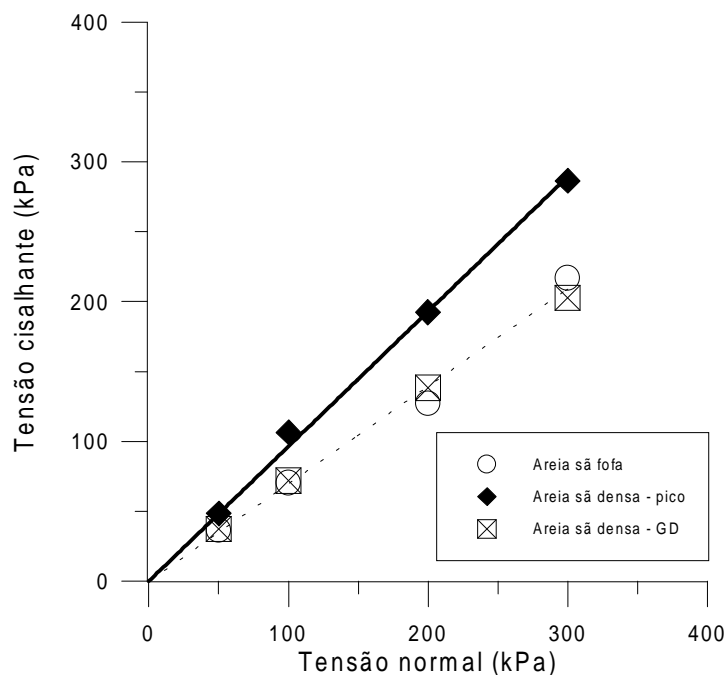


Figura 5.2 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e a grandes deformações para areia sã seca.

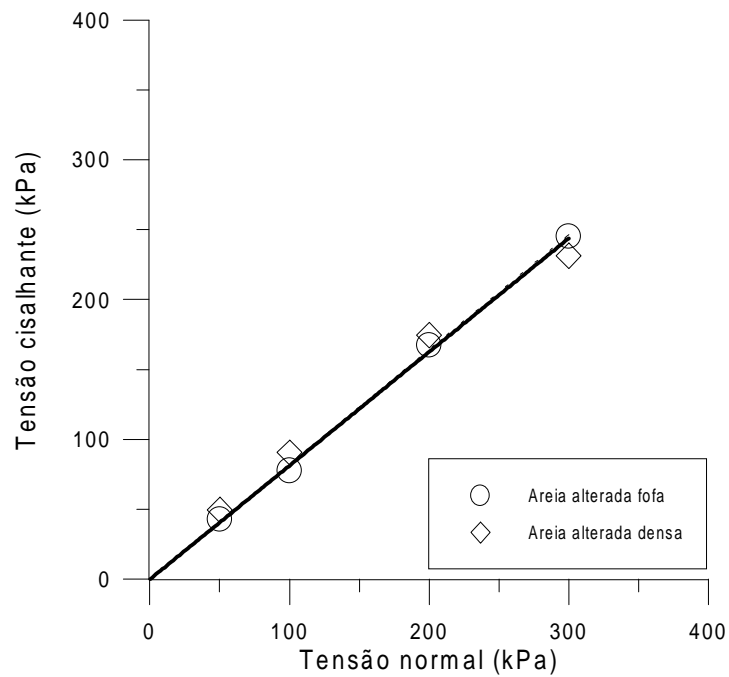


Figura 5.3 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento a grandes deformações para areia alterada seca.

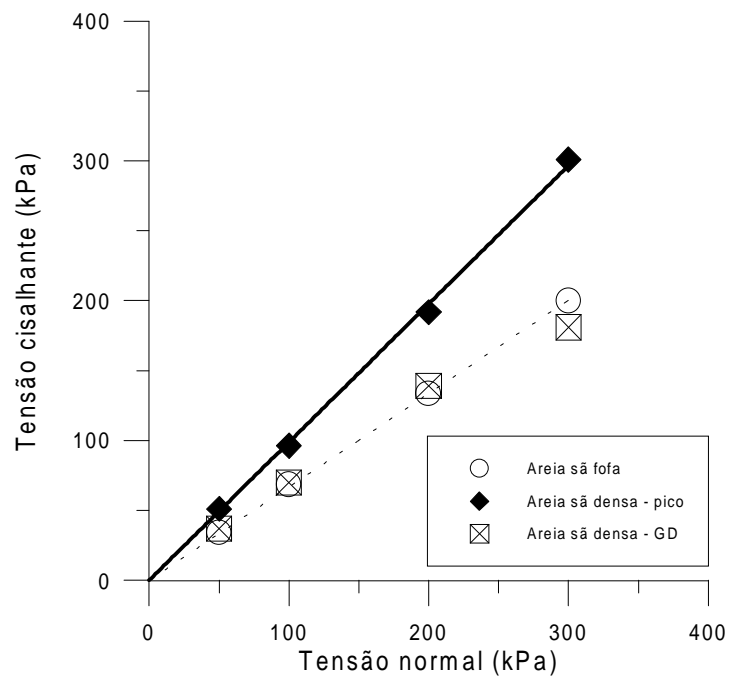


Figura 5.4 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e a grandes deformações para areia sã inundada.

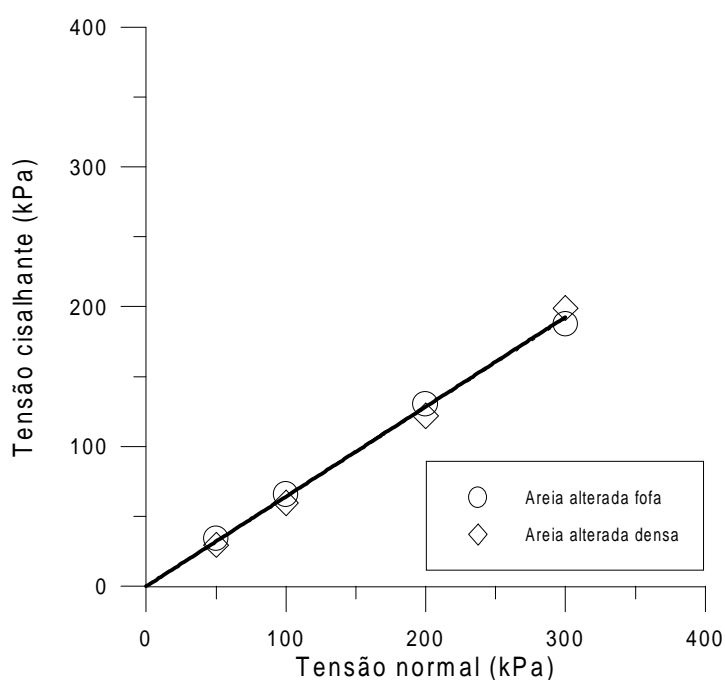


Figura 5.5 – Envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações para areia alterada inundada.

Os ângulos de atrito interno obtidos pelo ajuste das retas aos pontos são indicados na Tabela 5.5 para todas as condições de ensaio (estado inicial denso e fofo, nas condições inundada e seca). Para a areia sã, o ângulo de atrito interno de pico é de aproximadamente  $44^\circ$ , enquanto o ângulo de atrito interno a grandes deformações, tanto para o estado inicial denso como para o estado inicial fofo é semelhante. Na condição seca, o valor médio obtido foi de  $34,7^\circ$  e na condição inundada o valor médio foi de  $33,1^\circ$ , indicando a pouca influência do grau de saturação nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 5.5 – Ângulos de atrito interno calculados a partir dos ensaios de cisalhamento direto.

Material	Grau de compactação	Condição de umidade	Ângulo de atrito (graus)	
			pico ( $\phi_p$ )	grandes deformações ( $\phi_{gd}$ )
Areia sã	Denso	Seca	44,0	34,5
		Inundada	44,7	32,4
	Fofo	Seca	-----	34,9
		Inundada	-----	33,7
Areia alterada	Denso	Seca	-----	39,4
		Inundada	-----	32,7
	Fofo	Seca	-----	39,1
		Inundada	-----	32,5

Em contrapartida, os ensaios com areia alterada mostram que os ângulos de atrito interno a grandes deformações não são afetados pelo grau de compactação inicial dos corpos de prova, mas são fortemente influenciados pelo teor de umidade, apresentando nítida diferença no ângulo de atrito interno, com valores aproximados de 39° na condição seca e 32,5° na condição inundada.

#### 5.4 ANÁLISE DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Os resultados de ensaios triaxiais foram apresentados no item 4.4, com base em gráficos parâmetro  $t$  x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial. Os ensaios foram realizados com trajetórias de tensão convencionais (compressão axial com tensões confinantes constantes). A análise dos resultados obtidos será feita de forma comparativa entre os materiais, pela análise dos parâmetros de resistência do solo. As envoltórias de resistência ao cisalhamento determinadas com base nos ensaios triaxiais, assim como nos ensaios de cisalhamento direto, foram obtidas através da consideração do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não coesivos.

Analisando-se as Figuras 4.13 a 4.16, observa-se um comportamento dos solos semelhante ao observado nos ensaios de cisalhamento direto. Os corpos de prova de areia sã em estado denso apresentam um pico de resistência ao cisalhamento, seguido de uma queda e posterior estabilização da tensão desvio. Portanto, da mesma forma como ocorrido com os ensaios de cisalhamento direto, foram obtidos dois parâmetros de resistência distintos para a areia sã em estado denso: o ângulo de atrito interno de pico ( $\phi_p$ ) e o ângulo de atrito interno a grandes deformações ( $\phi_{gd}$ ), sendo que a areia sã em estado fofo não apresenta resistência de pico, assim como os corpos de prova de areia alterada, tanto em estado denso como em estado fofo. Para esta areia, foram calculados apenas os parâmetros de resistência ao cisalhamento a grandes deformações ( $\phi_{gd}$ ).

As envoltórias de resistência ao cisalhamento são expressas em gráficos  $s'$  x  $t$ , onde  $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$  e  $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$  com as trajetórias de tensão formando um ângulo de 45° em relação ao eixo  $s'$ . Nos gráficos de envoltória de resistência ao cisalhamento, são apresentados os pares de pontos  $s'$  x  $t$  para valores de pico e a grandes deformações, os quais são

apresentados na Tabela 5.6. Os valores de  $t$  são obtidos dos gráficos  $t \times \varepsilon_a$ , ilustrados nas Figuras 4.13 a 4.16, enquanto os valores de  $s'$  representam as tensões efetivas médias correspondentes aos valores do parâmetro  $t$ . Na Tabela 5.6, os valores referentes ao estado de tensões de pico são representados por  $s'_p$  e  $t_p$ , enquanto os valores referentes ao estado de tensões a grandes deformações são expressos por  $s'_{gd}$  e  $t_{gd}$ .

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios triaxiais - tensões de pico e tensões a grandes deformações das areias.

Material	Grau de compactação	Tensão confinante (kPa)	$s'_p$ (kPa)	$t_p$ (kPa)	$s'_{gd}$ (kPa)	$t_{gd}$ (kPa)
Areia sã	denso	50	188,3	135,9	161,3	107,1
		100	290,9	200,3	276,5	171,1
		200	658,5	460,9	482,2	288,8
	fofo	50	-----	-----	144,0	90,9
		100	-----	-----	259,5	159,7
		200	-----	-----	462,1	264,8
Areia alterada	denso	50	-----	-----	66,9	116,9
		100	-----	-----	127,8	227,8
		200	-----	-----	258,6	458,6
	fofo	50	-----	-----	107,5	57,5
		100	-----	-----	201,1	101,1
		200	-----	-----	411,5	211,5

Na Figura 5.6 podem ser observadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas para a amostra de areia sã em estado inicial denso. A linha tracejada indica a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico, enquanto a linha cheia indica a envoltória de resistência ao cisalhamento para valores de deformação axial maiores do que 12%, representando o valor de  $t$  estabilizado a grandes deformações. Os pontos pelos quais foram ajustadas as duas retas são determinados através dos valores da Tabela 5.6 referentes à areia sã em estado inicial denso. As envoltórias de resistência ao cisalhamento podem ser consideradas retas, as quais passam pela origem dos eixos, assumindo a inexistência de intercepto coesivo. De acordo com a inclinação de cada reta, o ângulo de atrito interno de pico para a areia sã foi estimado em  $44,4^\circ$ , enquanto o ângulo de atrito interno a grandes deformações da areia sã foi de aproximadamente  $37,4^\circ$ .

A Figura 5.7 ilustra a envoltória de resistência ao cisalhamento para a areia sã em estado inicial fofo. De acordo com os pontos no gráfico, a envoltória pode ser aproximada por



uma reta, apresentando ângulo de atrito interno efetivo de  $35,9^\circ$ , sem a ocorrência de intercepto coesivo.

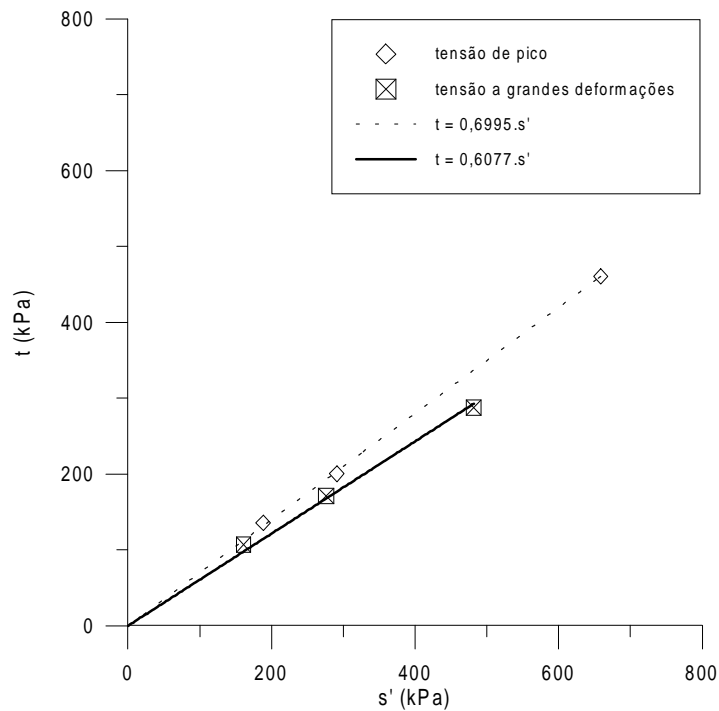


Figura 5.6 – Resultados de ensaios triaxiais - envoltórias de resistência ao cisalhamento para areia sã em estado inicial denso.

O mesmo procedimento empregado para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia sã foi utilizado para a areia alterada. Como a areia alterada em estado denso não apresentou resistência de pico, será considerado apenas o valor máximo do parâmetro  $t$  observado, o qual foi atingido somente ao final dos ensaios.

Nas Figuras 5.8 e 5.9 são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento das areias alteradas, em estado inicial denso e fofo, respectivamente. De acordo com as figuras, para ambas as condições de compactação, os pontos foram ajustados por retas, passando pela origem. Em estado inicial denso, o ângulo de atrito interno obtido foi de  $34,3^\circ$ , enquanto para a areia alterada em estado inicial fofo, o ângulo de atrito interno estimado foi de  $30,9^\circ$ .

A Tabela 5.7 indica os valores de ângulo de atrito interno efetivo obtidos para as duas areias, nas condições densa e fofo. Para a areia sã, são apresentados os valores referentes ao ângulo de atrito interno de pico e ao ângulo de atrito interno a grandes deformações.

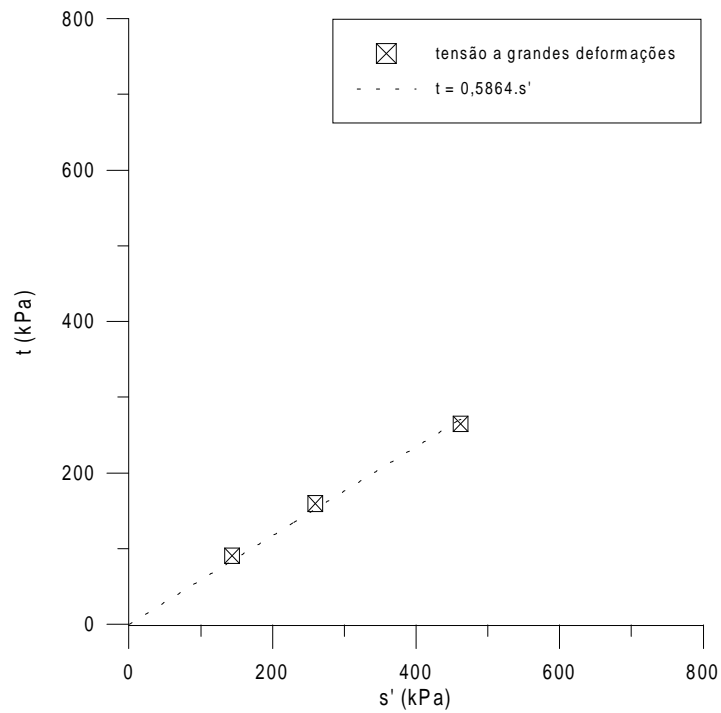


Figura 5.7 – Resultados de ensaios triaxiais - envoltória de resistência ao cisalhamento para areia sã em estado inicial fofo.

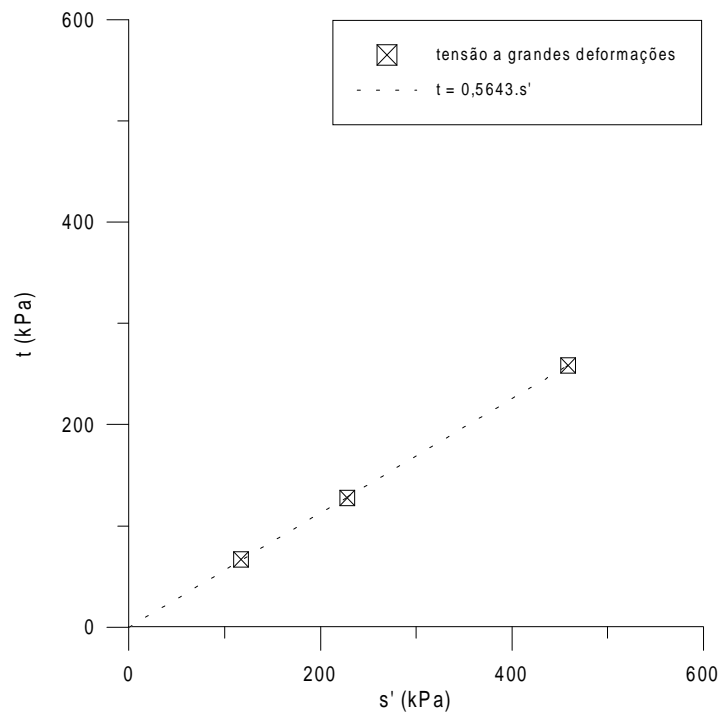


Figura 5.8 – Resultados de ensaios triaxiais - envoltória de resistência ao cisalhamento para areia alterada em estado inicial denso.

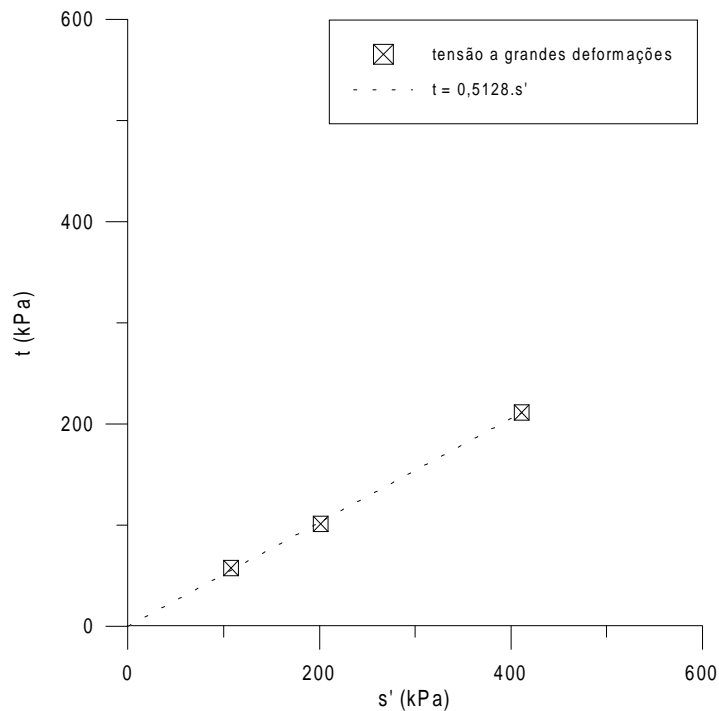


Figura 5.9 – Resultados de ensaios triaxiais - envoltória de resistência ao cisalhamento para areia alterada em estado inicial fofo.

Tabela 5.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos através de ensaios triaxiais.

Material	Grau de compactação	Ângulo de atrito interno (graus)	
		pico	grandes deformações
Areia sã	denso	44,4	37,4
	fofo	-----	35,9
Areia alterada	denso	-----	34,3
	fofo	-----	30,9

Em relação ao comportamento tensão-deformação, há uma variação no comportamento dos materiais como pode ser visto nas Figuras 5.10 e 5.11 que ilustram a variação de volume específico  $n$  das areias ( $v = 1 + e$ ) em função da tensão efetiva média  $s'$  (escala logarítmica), para a areia sã e a areia alterada, respectivamente. Nos gráficos, são indicadas também as curvas de compressão e recompressão obtidas dos ensaios de compressão confinada, com as curvas em linha cheia representando a condição fofo e em linha tracejada indicando a condição compacta. Para a aplicação dos valores obtidos dos ensaios de compressão confinada em um diagrama de tensões efetivas médias, foi feita uma

estimativa das tensões horizontais durante a compressão confinada, por meio do cálculo do coeficiente  $K_0$  para cada areia segundo a Equação de Jaky, válida para areias finas uniformes ( $K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$ ).

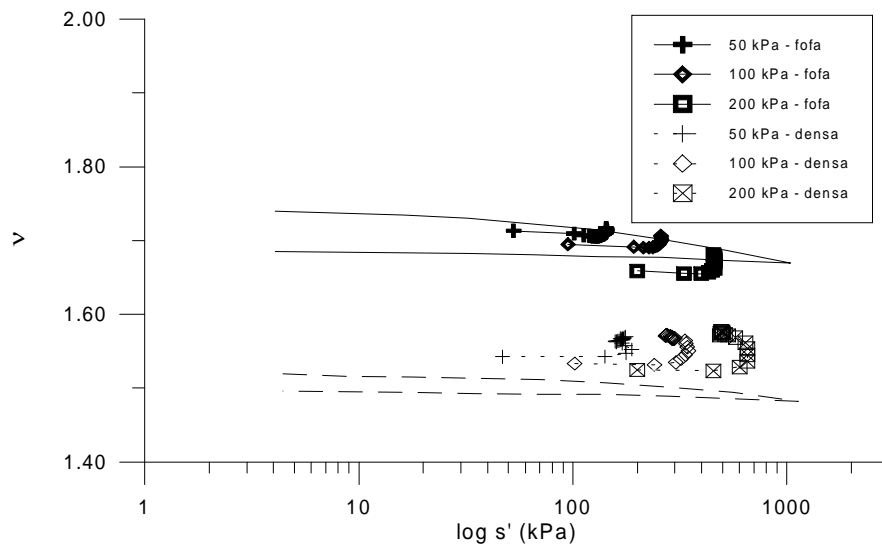


Figura 5.10 – Gráfico  $\log s'$  x  $v$  para areia sã.

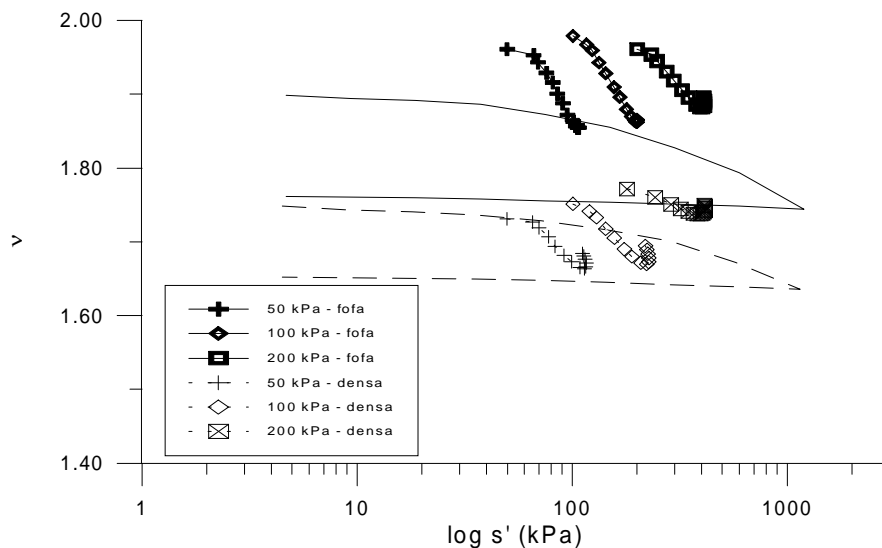


Figura 5.11 - Gráfico  $\log s'$  x  $v$  para areia alterada.

Os resultados da areia sã (Figura 5.10) indicam que os pontos iniciais das curvas  $v$  x  $\log s'$  tendem a acompanhar as curvas de compressão confinada, iniciando-se próximo das

mesmas. Durante o ensaio triaxial das amostras fofas, observou-se uma pequena diminuição inicial do volume específico, seguida de expansão, enquanto que nas amostras densas há uma expansão volumétrica mais acentuada. É interessante observar que as maiores deformações de expansão são verificadas para as maiores tensões confinantes.

Para a areia alterada (Figura 5.11) as deformações apresentadas por todos os ensaios são acentuadamente de compressão, inclusive para amostras densas. Observa-se que o aumento da tensão confinante inicial causa uma redução na magnitude da deformação de compressão, em particular para as amostras inicialmente densas.

A fim de permitir uma comparação direta entre os parâmetros calculados, a Tabela 5.8 apresenta os valores de ângulo de atrito interno obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Os valores referem-se ao ângulo de atrito interno para grandes deformações, incluindo o ângulo de atrito interno de pico para a areia sã densa, o qual é expresso entre parênteses.

Tabela 5.8 – Ângulos de atrito interno (em graus) obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial nas duas areias testadas.

Material	Grau de compactação inicial	Cisalhamento direto		Triaxial (saturada)
		areia seca	areia inundada	
Areia sã	denso	(44,0) 34,5	(44,7) 32,4	(44,4) 37,4
	fofo	34,9	33,7	35,9
Areia alterada	denso	39,4	32,7	34,3
	fofo	39,1	32,5	30,9

Com base nos dados apresentados na Tabela 5.8, pode-se fazer uma comparação direta entre os ensaios a partir dos parâmetros obtidos no ensaio triaxial e no ensaio de cisalhamento direto na condição úmida. Com exceção do ensaio em areia alterada na condição fofa, os resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais foram ligeiramente superiores aos resultados obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto. Para a areia sã, o valor de ângulo de atrito interno de pico obtido foi igual em ambos os ensaios, o que permite admitir que o ângulo de atrito interno de pico da areia sã é de aproximadamente 44°. Os valores de ângulo de atrito a grandes deformações, de acordo com o ensaio e a condição inicial de compactação, variam entre 32° e 37°, gerando um valor médio em torno de 35°.

## 5.5 ANÁLISE DOS ENSAIOS DIFRATOMÉTRICOS E DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA

Os ensaios de difratometria de raios-X e de microscopia eletrônica foram realizados com a finalidade de se investigar as possíveis causas da variação do comportamento mecânico entre as duas areias.

### 5.5.1. Ensaios de difração de raio-X

A realização de ensaios de difratometria de raios-X nos solos testados teve a finalidade de determinar os minerais constituintes dos grãos e determinar a possível presença de outros compostos químicos relevantes que pudessem influenciar no comportamento mecânico das areias.

O ensaio foi realizado empregando-se dois modos de preparação de amostras. No primeiro modo, uma pequena quantidade de solo, com aproximadamente 50 gramas, foi triturada, até que se obtivesse um material em forma de pó. Com este material pulverizado, foi realizado o ensaio padrão de difratometria. Por constituir-se de análise sobre a fração fina, juntamente com a fração granular moída, esta etapa foi denominada análise total.

Os difratogramas dos ensaios de análise total são apresentados nas Figuras 5.12 e 5.13, para areia sã e alterada, respectivamente. Em ambos os difratogramas, há a ocorrência de um pico de intensidade predominante, de aproximadamente  $3,34\text{\AA}$ , correspondente ao quartzo ( $\text{SiO}_2$ ). Foi observado um pico de intensidade secundário de  $3,23\text{\AA}$ , correspondente ao mineral feldspato ( $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$ ). Pela comparação entre as duas figuras, observa-se que os difratogramas apresentam uma grande semelhança, com picos correspondentes aos minerais quartzo e feldspato. Uma análise dos difratogramas obtidos, em conjunto com as características dos solos locais, sugere que o quartzo seja o mineral dominante, com o feldspato ocorrendo em menor proporção. Os resultados de difratometria em amostra total não mostram a presença de argilominerais ou de elementos cimentantes entre os grãos, os quais podem não ser detectados neste ensaios devido às suas propriedades amorfas.

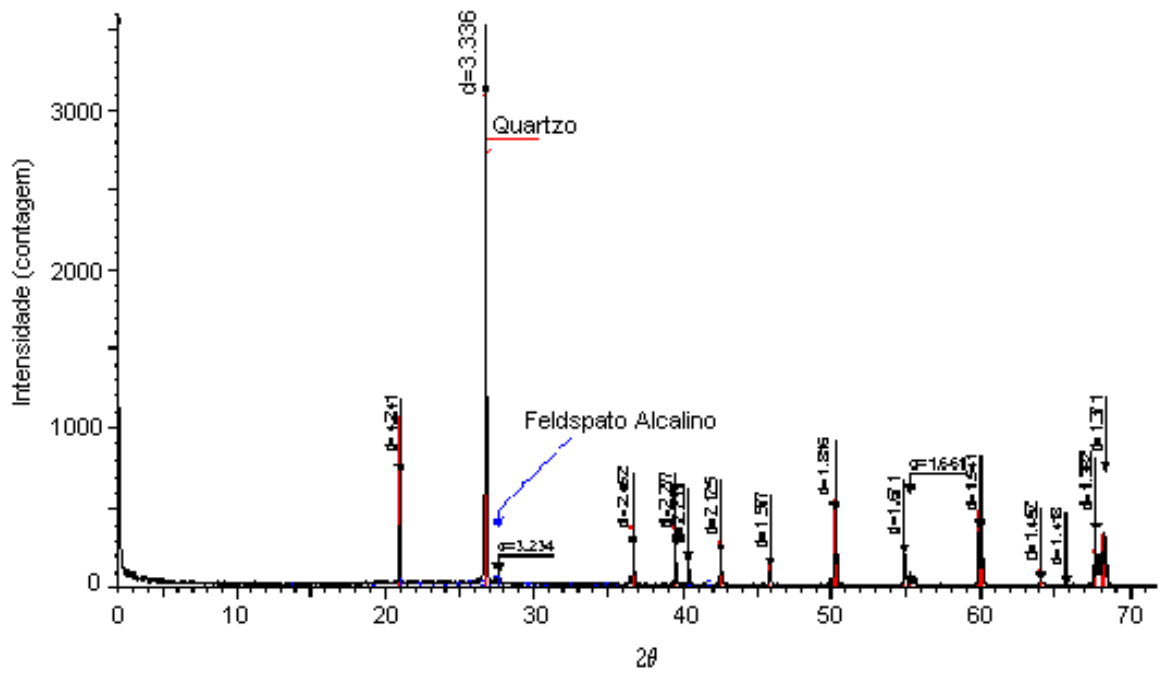


Figura 5.12 – Difratoograma de amostra total de areia sã.

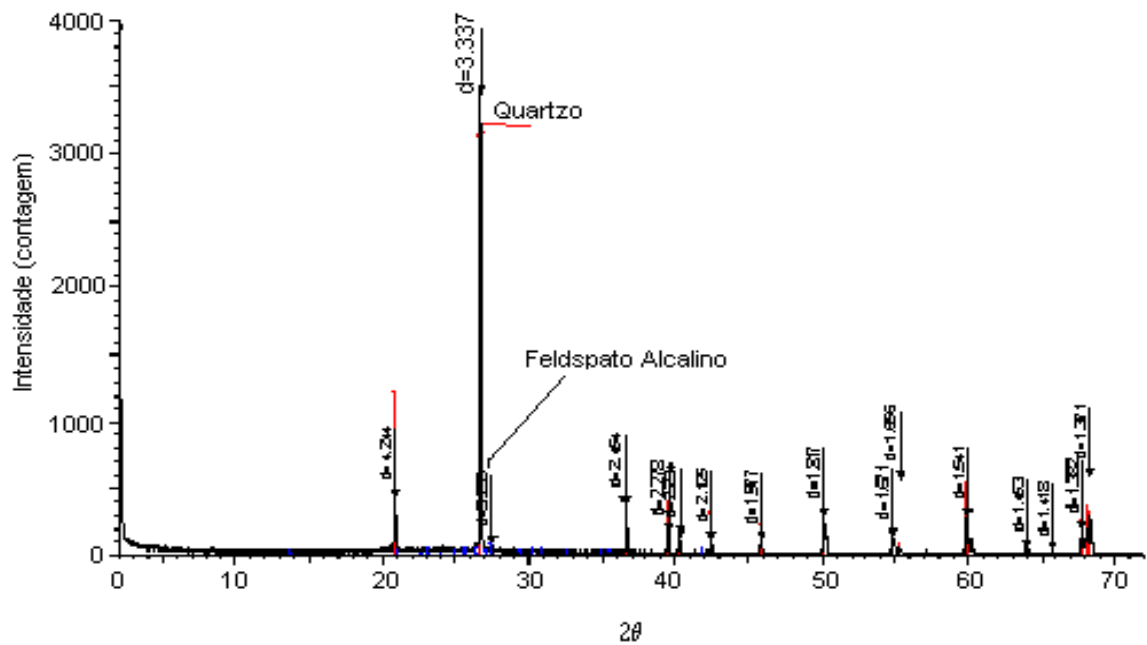


Figura 5.13 – Difratoograma de amostra total de areia alterada.

A segunda etapa dos ensaios difratométricos foi realizada apenas com a fração fina dos solos, separada previamente da fração granular, com a finalidade de verificar a presença de argilominerais e verificar se estes ocorrem em quantidades significativas. Nesta etapa, para ambos os solos, foram efetuados ensaios em três condições: amostras em condição natural, amostras glicoladas e amostras calcinadas.

O ensaio na condição natural foi efetuado colocando-se diretamente, sem preparo especial, uma porção da fração fina do solo em lâmina e executando-se o teste. Os difratogramas das areias sã e alterada são apresentados nas Figuras 5.14 e 5.15, respectivamente. Para a areia sã, foram observados pequenos picos correspondentes aos minerais ilita e caolinita, enquanto para a areia alterada, foram observados picos de intensidade correspondentes aos argilominerais vermiculita e caolinita. Contudo, mesmo tomando-se apenas a fração fina das areias, constatou-se que ambos os solos apresentaram predominância de quartzo, tendo a areia sã apresentado uma maior proporção de quartzo na fração fina em comparação à areia alterada. Na amostra de areia sã também foi observada a ocorrência de feldspato na fração fina.

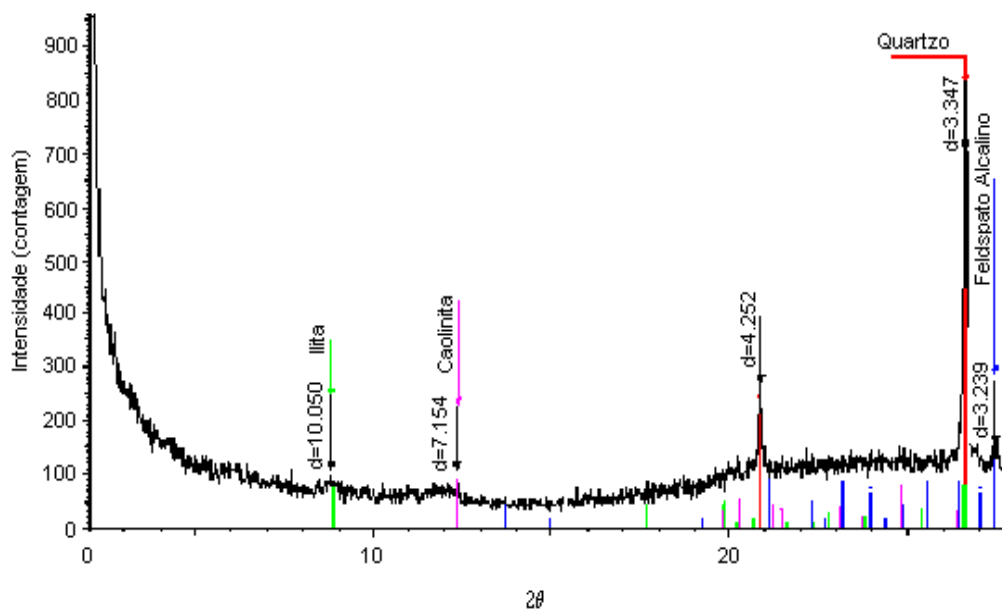


Figura 5.14 – Difratograma de ensaio natural em fração fina, areia sã.



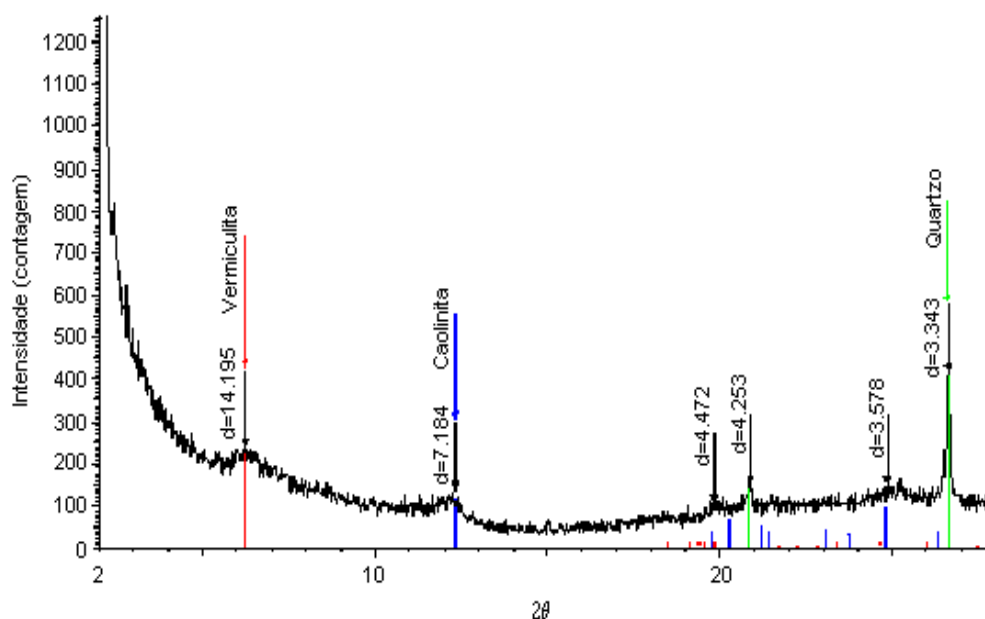


Figura 5.15 – Difratograma de ensaio natural em fração fina, areia alterada.

Os ensaios com amostras glicoladas foram feitos utilizando-se etilenoglicol para a hidratação das partículas de argila. Sob esta condição, foram obtidos os difratogramas apresentados nas Figuras 5.16 e 5.17, respectivamente para as areias sã e alterada. Para a areia sã, não são observados picos de intensidade referentes a argilominerais, sendo encontrados apenas picos de quartzo e feldspato. Para a areia alterada, ocorrem picos de intensidade referentes à vermiculita e à caolinita, da mesma forma como observado no ensaio com amostra natural. Os picos referentes a estes minerais não sofreram alteração, indicando que não houve expansão dos minerais com a hidratação. Para a areia sã, os pequenos picos correspondentes aos argilominerais, observados nas amostras naturais, não foram observados na amostra glicolada.

Os ensaios com amostras calcinadas foram feitos levando-se amostras a um forno, onde a temperatura é aumentada até que se atinja aproximadamente 500°C. Este procedimento destrói os minerais do grupo caolinita e é responsável por alterações em outros argilominerais, pela eliminação da água adsorvida nas partículas. Os difratogramas referentes às amostras calcinadas são ilustrados nas Figuras 5.18, para a areia sã, e 5.19 para a areia alterada. Na Figura 5.18 é observado um pequeno pico de intensidade referente à ilita, sendo observada a ocorrência dos picos predominantes de quartzo e feldspato. Na Figura 5.19, o

difratograma apresenta a ocorrência de um pico predominante de quartzo, com um pequeno pico de vermiculita colapsada. Em ambos os solos, a caolinita não foi observada nas amostras calcinadas, por tornar-se amorfa a altas temperaturas. A illita presente na areia sã não sofreu alteração com a calcinação e a vermiculita presente na areia alterada foi alterada com a calcinação, ocorrendo uma mudança de distância basal de  $14\text{\AA}$  para  $10\text{\AA}$ .

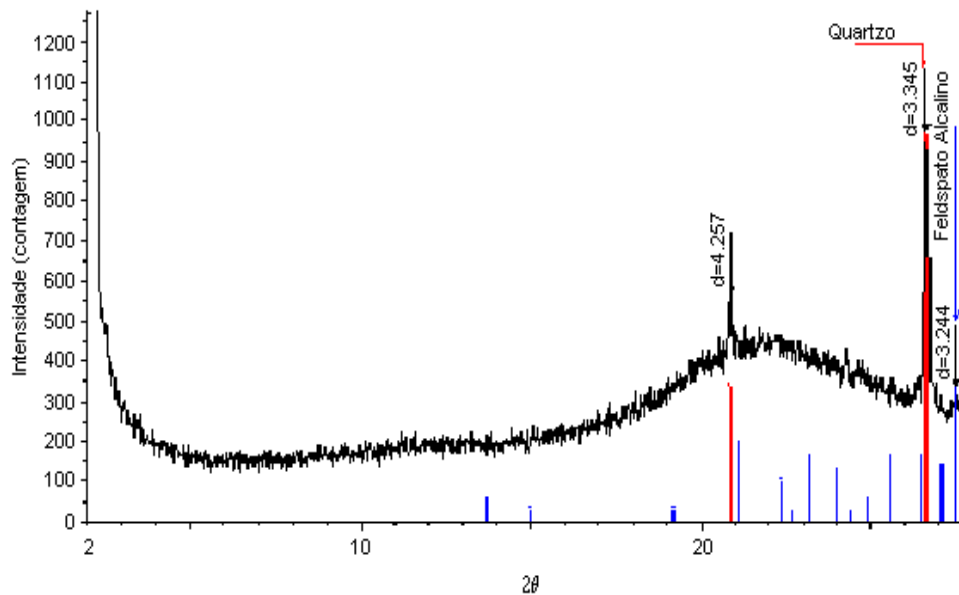


Figura 5.16 – Difratograma de ensaio com amostra glicolada, areia sã.

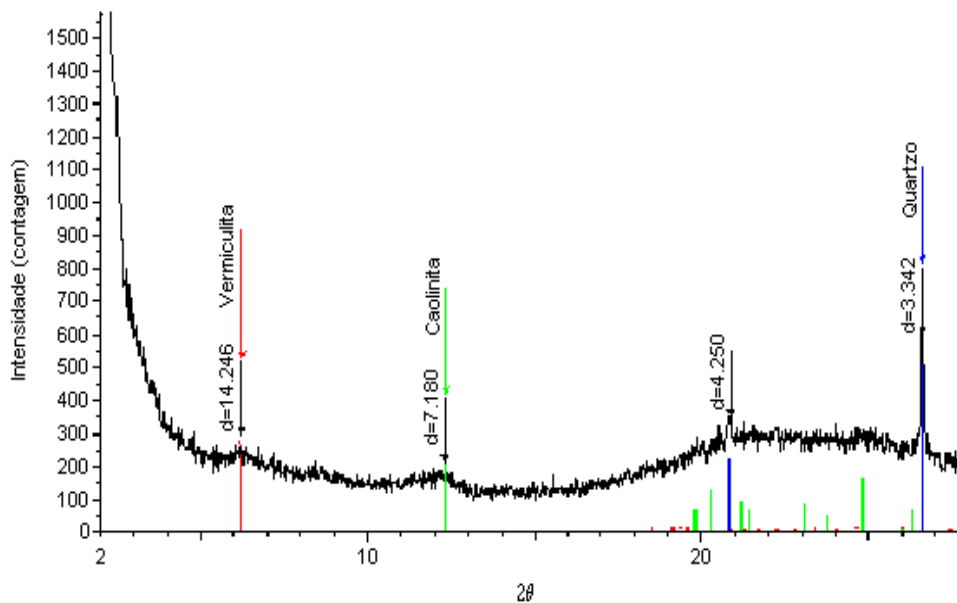


Figura 5.17 – Difratograma de ensaio com amostra glicolada, areia alterada.

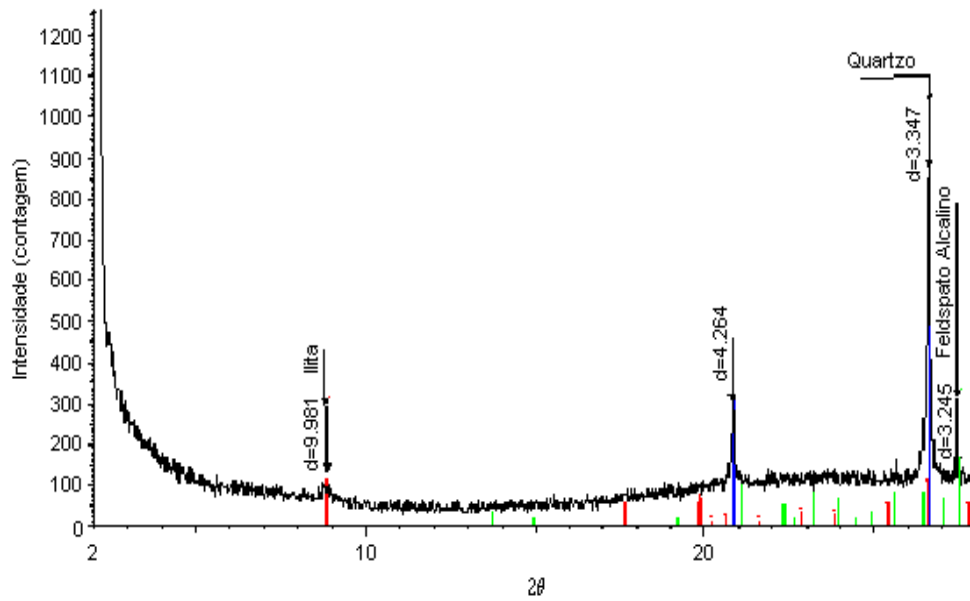


Figura 5.18 – Difratoograma de ensaio com amostra calcinada, areia sã.

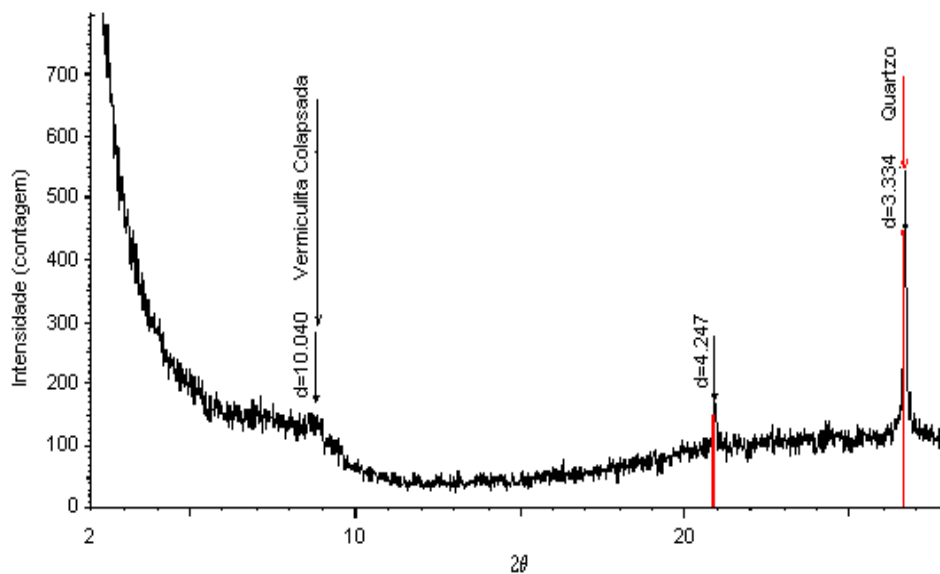


Figura 5.19 – Difratoograma de ensaio com amostra calcinada, areia alterada.

Os resultados de difratometria permitem concluir que os dois solos apresentam composição mineralógica com grande semelhança. Para ambas as areias, o quartzo se constitui como mineral predominante na constituição dos grãos, tendo sido verificada a

ocorrência de feldspato alcalino em quantidades reduzidas na composição granular. Quanto à composição mineralógica da fração fina das areias, foi verificado que a areia sã apresenta uma pequena quantidade de ilita e caolinita, enquanto a areia alterada apresenta pequenas quantidades de vermiculita e caolinita. Porém, em ambas as areias, os argilominerais ocorrem em quantidades muito reduzidas em comparação à ocorrência dos minerais quartzo e feldspato.

Os ensaios de difração não apontaram a ocorrência de outros elementos componentes dos grãos ou de qualquer outro elemento que pudesse estar associado a material cimentante entre grãos. Entretanto, elementos amorfos na forma de óxidos e hidróxidos, os quais podem fazer parte da composição dos materiais cimentantes e estruturais, não são detectáveis por meio de ensaios difratométricos.

### 5.5.2. Ensaios de microscopia eletrônica

Para verificar a possível ocorrência de outros elementos ou arranjo de grãos, foram utilizadas técnicas de microscopia eletrônica. As imagens de microscopia foram tomadas no Centro de Microscopia Eletrônica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tendo sido realizadas em duas etapas.

Durante a primeira etapa, foi preparada uma amostra de cada areia para visualização e aquisição de imagens por meio de microscópio eletrônico convencional de varredura JEOL, modelo JEM 1200ExII. A segunda etapa de análise foi realizada em um microscópio eletrônico de varredura JEOL, modelo JSM 5800 e consistiu de visualização e verificação de composição química de alguns elementos estruturais entre grãos, os quais foram observados durante a primeira etapa. Cabe ressaltar que a primeira e a segunda etapa de análise por microscopia eletrônica foram realizadas em equipamentos distintos, visto que o equipamento no qual foram tomadas as imagens da primeira etapa não possuía equipamento para execução de análises pelo método EDS.

O princípio de funcionamento do microscópio eletrônico consiste em dirigir um feixe de elétrons acelerado por um campo elétrico, para a superfície de uma amostra em

observação, em um ambiente com vácuo. O feixe de elétrons, chocando-se contra a superfície da amostra, distribui-se irregularmente. Uma parte dos elétrons é refletida, enquanto outra parte penetra a uma pequena profundidade da superfície, sendo posteriormente defletidos de volta à superfície da amostra com energia suficiente para escaparem desta. Certa parte destes elétrons são recebidos por um coletor e transformados em energia luminosa por um cintilador. A luz proveniente do cintilador é levada a um fotomultiplicador e um amplificador de vídeo, que transformam a energia luminosa em energia elétrica. Um tubo de raios catódicos reproduz a imagem da área observada da amostra, em função da varredura do feixe de elétrons na superfície da amostra.

Para a primeira etapa, foi preparada uma amostra de cada areia. A preparação consistiu na colagem de uma pequena quantidade de cada areia sobre peças cilíndricas de alumínio (*stubs*). Para permitir a aderência dos grãos e a condutividade elétrica necessária, a peça foi revestida previamente com fita dupla-face de carbono. Após a colagem inicial, a amostra sofreu um processo de metalização com carbono, a fim de proporcionar a condução elétrica necessária. Após a moldagem e metalização, as peças foram levadas ao microscópio. Para cada amostra, foram feitas visualizações com imagens ampliadas em 200, 600 e 1400 vezes.

A Figura 5.20 mostra uma imagem de grãos de areia *sã*, com ampliação de 200 vezes. Na imagem, podem ser vistos grãos de formato arredondado a subarredondado, segundo classificação proposta por Müller (1967) apud Mitchell (1976), com superfície lisa, não sendo encontrados qualquer evidência de material entre grãos. Alguns grãos de areia *sã* apresentaram uma pequena quantidade de material depositado sobre a superfície, conforme mostra a Figura 5.21. Pela imagem, com ampliação de 600 vezes, pode-se notar a presença de pequenos elementos de coloração clara sobre a superfície do grão, o que pode indicar o princípio de ocorrência de alteração no material.

Na Figura 5.22, pode-se observar um grão de areia alterada, com ampliação de 200 vezes. O formato do grão apresenta semelhança em relação ao grão de areia *sã*, porém pode-se verificar uma rugosidade acentuada em sua superfície. Esta rugosidade deve-se à presença de um material depositado, o qual reveste a superfície do grão, formando uma película cimentante. A análise da imagem também sugere que houve um segundo grão, unido ao grão apresentado na imagem (formato do material aderido indica um possível encaixe de grãos).

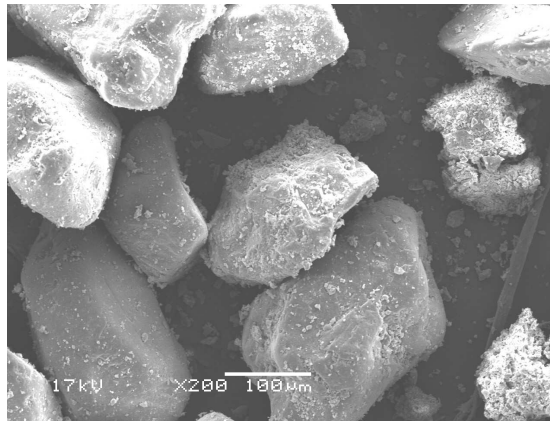


Figura 5.20 – Fotografia de microscopia eletrônica, ilustrando grãos de areia sã, com ampliação de 200 vezes.

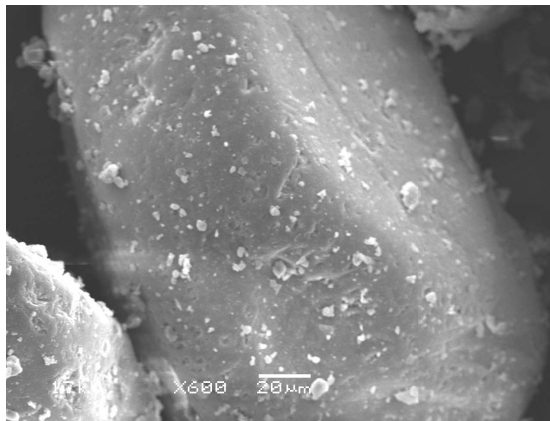


Figura 5.21 – Imagem de grão de areia sã, com ampliação de 600 vezes, onde podem ser vistos elementos de coloração branca sobre a superfície dos grãos.

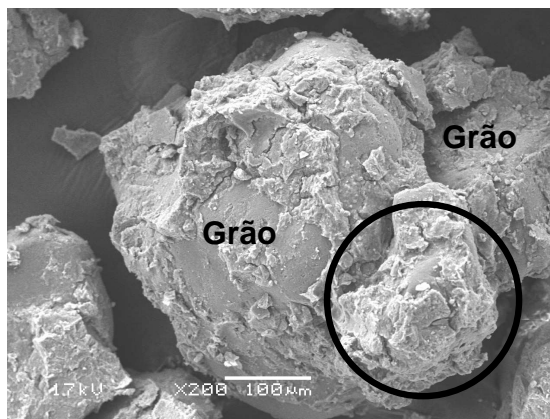


Figura 5.22 – Dois grãos de areia alterada ligados por uma ponte de material cimentante (em detalhe), imagem com ampliação de 200 vezes.

A comparação das Figuras 5.20 e 5.22 indica que o tamanho dos grãos de areia alterada é ligeiramente maior em relação ao grão de areia sã, fato constatado pela análise das curvas granulométricas. Observa-se também que a presença do material recobrindo o grão de areia alterada contribui para que seja acusado o aumento de diâmetro de grãos.

Outros grãos de areia alterada foram analisados, com a finalidade de observar a possível presença de grãos unidos por alguma forma de estrutura. A Figura 5.23a apresenta uma imagem com ampliação de 200 vezes, ilustrando um grão de areia alterada ao centro, com cinco grãos localizados em torno do grão central. Observa-se na imagem o formato irregular do grão, variando entre subarredondado e subangular. Este formato sugere que previamente houve outro grão de areia ligado a este através do ponto onde são observadas irregularidades na superfície do grão. No detalhe da figura, nota-se a ocorrência de uma estrutura delgada de ligação entre dois grãos, a qual possui uma rigidez que a mantém íntegra mesmo após a manipulação da amostra. Esta estrutura é melhor visualizada na Figura 5.23b, a qual apresenta uma imagem da ligação estrutural com ampliação de 600 vezes.

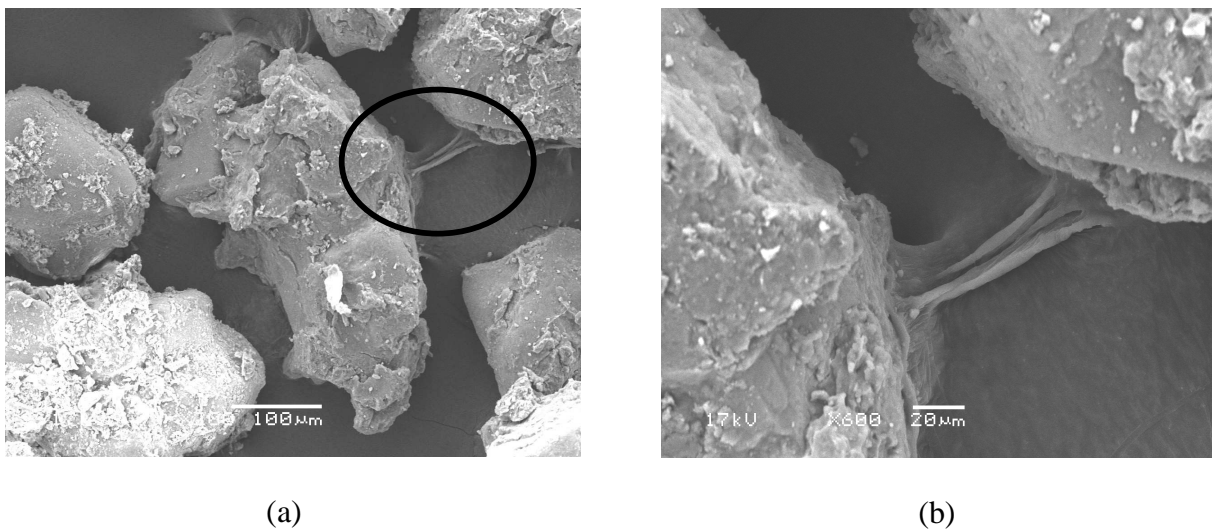


Figura 5.23 – Areia alterada - (a) Imagem ampliada em 200 vezes, ilustrando dois grãos de areia unidos por uma estrutura delgada; (b) ligação estrutural em detalhe, com ampliação de imagem de 600 vezes.

Na Figura 5.24, são visualizados dois grãos unidos por material cimentante, porém a estrutura observada é mais espessa, recobrindo uma maior área da superfície dos grãos. Com isto, observa-se a ocorrência de diferentes tipos de estruturas, variando desde ligações

delgadas a ligações cimentantes com maior espessura. Observa-se novamente a rugosidade da superfície dos grãos pela presença da cimentação superficial aderida.

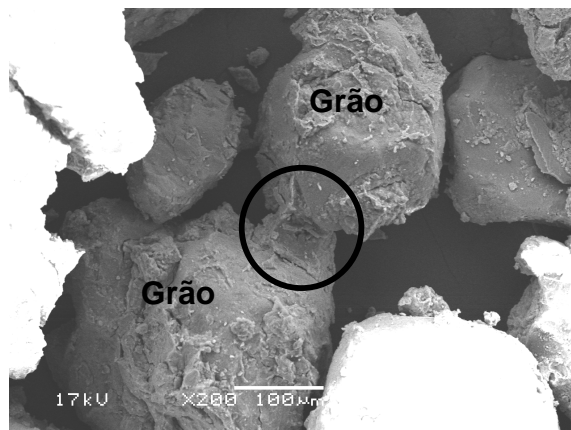


Figura 5.24 – Imagem ampliada 200 vezes, com dois grãos de areia unidos por um estrutura espessa (em detalhe).

A análise inicial de imagens coletadas de ambos os materiais indicou que a areia são apresenta grãos com superfície lisa, não sendo encontrado material cimentante entre grãos. Isto condiciona o comportamento mecânico desta areia apenas às condições de formato de grãos, composição mineralógica e características físicas como densidade, sem a influência de estrutura ou cimentação. A areia alterada apresenta um material cimentante recobrindo os grãos individualmente, bem como servindo de material de ligação entre dois ou mais grãos, o que condiciona o comportamento mecânico desta areia a estas estruturas.

Tendo sido comprovada a ocorrência de cimentação entre grãos da areia alterada, foram realizadas novas visualizações por microscopia eletrônica em conjunto com o emprego da análise de espectrometria de raios-X por energia dispersiva (EDS – *Energy Dispersive Spectrometry*), por meio de um espectrômetro, com o objetivo de determinar a composição química do material de ligação.

O espectrômetro de energia dispersiva consiste em um equipamento acoplado a um microscópio eletrônico de varredura, que permite a análise de composição química de materiais visualizados por meio do microscópio. A análise é efetuada pela medição da energia e distribuição de intensidade de sinais de raios-X gerados por uma corrente de elétrons aplicada em determinado ponto do material em análise. A corrente de elétrons gerada pelo



microscópio eletrônico e direcionada à superfície a ser analisada, ao atingir a superfície do material, gera um fluxo de raios-X a partir do contato do fluxo de elétrons com os átomos do material analisado. O nível de energia dos raios-X emitidos é característico de cada elemento químico constituinte do material. O equipamento EDS coleta os raios-X emitidos, identifica a quantidade de raios e o nível de energia de cada um, automaticamente identificando os elementos presentes.

O resultado da análise é fornecido por meio de um gráfico, onde a contagem de raios-X é representada em função do espectro de energia de raio-X processado pelo espectrômetro. O espectro de energia de raio-X processado pelo espectrômetro varia de 0 a 10 keV, sendo que cada elemento apresenta um valor específico de energia. Pela posição no eixo que representa o nível de energia, pode-se determinar qual o elemento presente. O eixo de contagem indica a quantidade de raios-X captados em cada ponto do espectro de energia. Desta maneira, os elementos mais abundantes na amostra apresentam uma maior contagem e portanto, maiores picos no gráfico. O *software* responsável pela aquisição e interpretação dos dados fornece os elementos químicos encontrados, bem como a concentração de cada elemento em cada ponto analisado. O espectrômetro permite uma análise química acurada, com erro relativo entre 1 e 2%, em áreas de verificação com diâmetros de 0,5 a 3 micrômetros.

A primeira análise pelo método EDS foi efetuada na estrutura indicada na Figura 5.25ba. Na imagem, a cimentação entre dois grãos aparece em destaque, enquanto a Figura 5.25b indica o ponto exato (ponto 1) onde foi efetuada a leitura dos componentes químicos. Na Figura 5.26, é mostrado o espectro de energia de raios-X emitidos a partir do ponto 1, indicando os componentes químicos presentes no ponto. Pela figura, bem como pela Tabela 5.9, que indica a concentração de elementos no ponto, nota-se um pico de energia de valor 1,87 keV, correspondente ao nível de energia do elemento silício (Si), sendo este nível de energia o mais encontrado na contagem dos raios-X. Logo, o elemento químico predominante neste ponto foi o silício. Como segundo elemento predominante na contagem de raios-X, tem-se o ferro (Fe), com números de energia característicos de 6,40 keV e 7,11 keV, dependendo dos íons existentes ( $\text{Fe}^{+2}$  ou  $\text{Fe}^{+3}$ ). Observa-se a predominância do elemento silício, ocorrendo também a presença de átomos de oxigênio, o que indica a combinação entre estes dois elementos, levando à ocorrência de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) no ponto analisado. Observa-se também a presença, em menor proporção, de elementos secundários como alumínio (Al) e enxofre (S).

Deve-se frisar que não se considera nesta análise o elemento carbono, pois a presença do mesmo se deve ao processo de metalização das amostras.

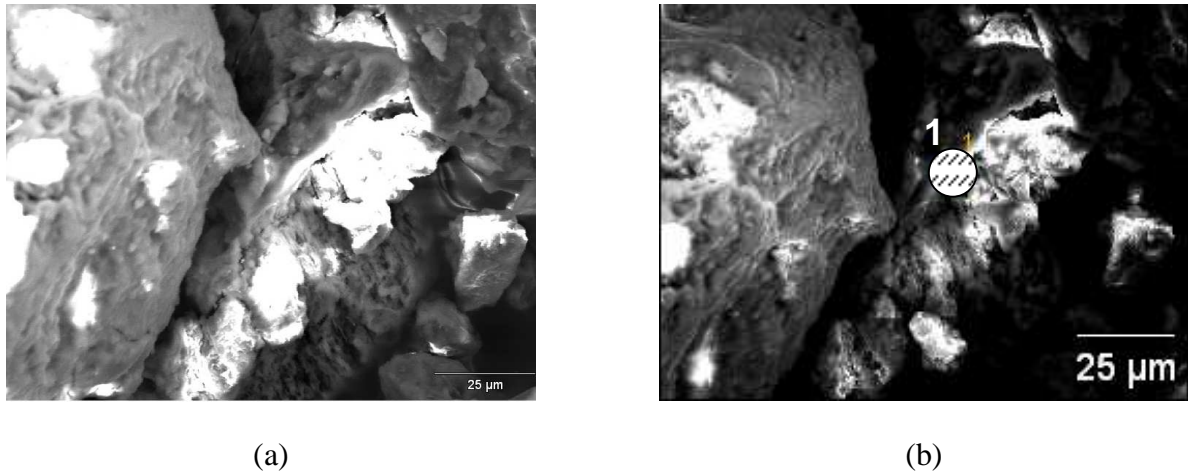


Figura 5.25 – Areia alterada - (a) Imagem de ligação estrutural entre dois grãos de areia (em detalhe); (b) ponto de leitura de composição química (ponto 1).

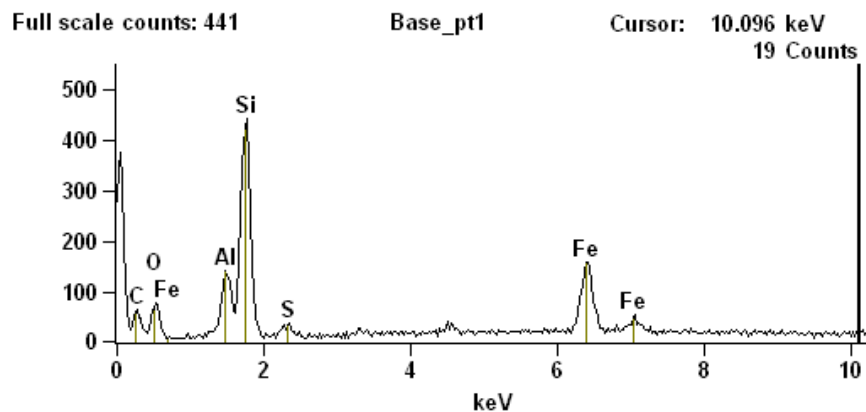


Figura 5.26 – Espectrograma com indicação proporcional dos componentes químicos no ponto 1, Figura 5.25(b).

Tabela 5.9 – Concentração de elementos (em %) no ponto 1 [Figura 5.25(b)].

Ponto / elementos	C	O	Al	Si	S	Fe
Ponto 1	45.51	20.30	4.96	16.98	1.10	11.14

O segundo ponto analisado é apresentado na Figura 5.27a, o qual consiste em uma ligação estrutural entre dois grãos de areia, sendo mostrado em destaque na figura. A análise

por EDS foi feita no material componente desta ligação. Nesta análise, foram realizadas cinco leituras de composição química em pontos distintos (pontos 1 a 5), indicados na Figura 5.27b.

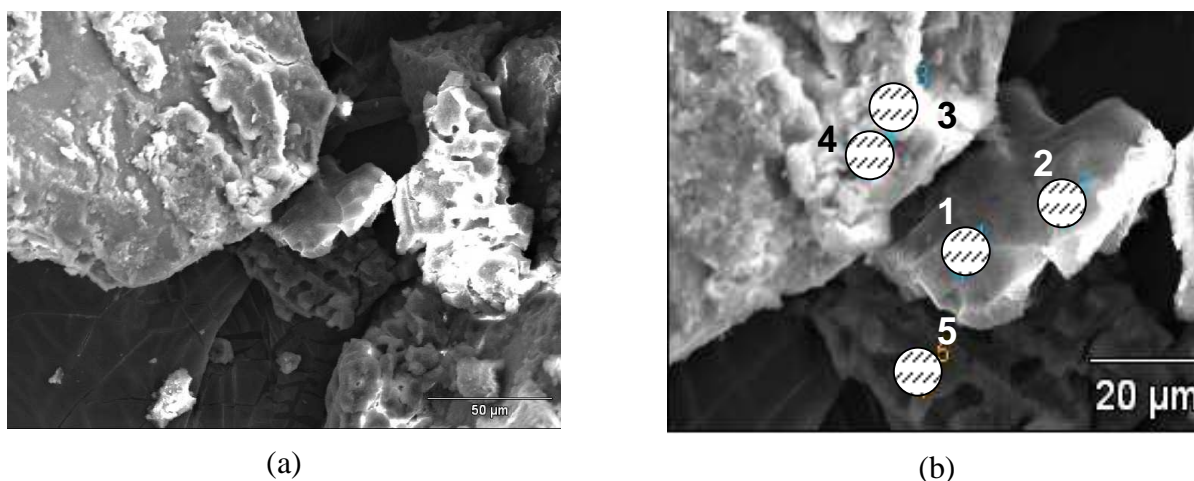


Figura 5.27 – Areia alterada - (a) Imagem ampliada 600 vezes, mostrando grão de areia alterada com ligação estrutural (em detalhe). (b) Pontos onde foram efetuadas as leituras por EDS.

Nesta análise, são tomadas duas localizações diferentes. Os pontos 1 e 2 fazem parte da estrutura de ligação entre dois grãos, enquanto os pontos 3 e 4 situam-se sobre a superfície de um dos grãos, tratando-se, portanto, de leitura de composição de material de recobrimento de grão. O ponto 5 situa-se sobre uma segunda ligação estrutural entre grãos, observada ao fundo da imagem. Pelas imagens, a ligação estrutural entre grãos possui o aspecto de um gel, assumindo um formato de placa fraturada de pequena espessura, com trincas e fraturas.

A Figura 5.28 mostra os espectrogramas dos cinco pontos analisados, enquanto a Tabela 5.10 mostra a proporção de elementos químicos encontrados em cada ponto indicado. Pela análise dos gráficos e da tabela, os pontos 1 e 2, referentes à ligação estrutural entre grãos, apresentam uma concentração predominante de ferro, com valores percentuais acima de 92% e pouca ocorrência de outros elementos. Nos pontos 3 e 4, referentes ao elemento cimentante sobre a superfície do grão, há um predomínio do elemento silício, o que indica a ocorrência de sílica amorfa recobrindo a superfície do grão. O ponto 5, também referente a uma ligação entre grãos, apresenta predominância do elemento ferro (aproximadamente 93% em concentração atômica), o que indica que as duas ligações estruturais analisadas são semelhantes quanto à composição química.

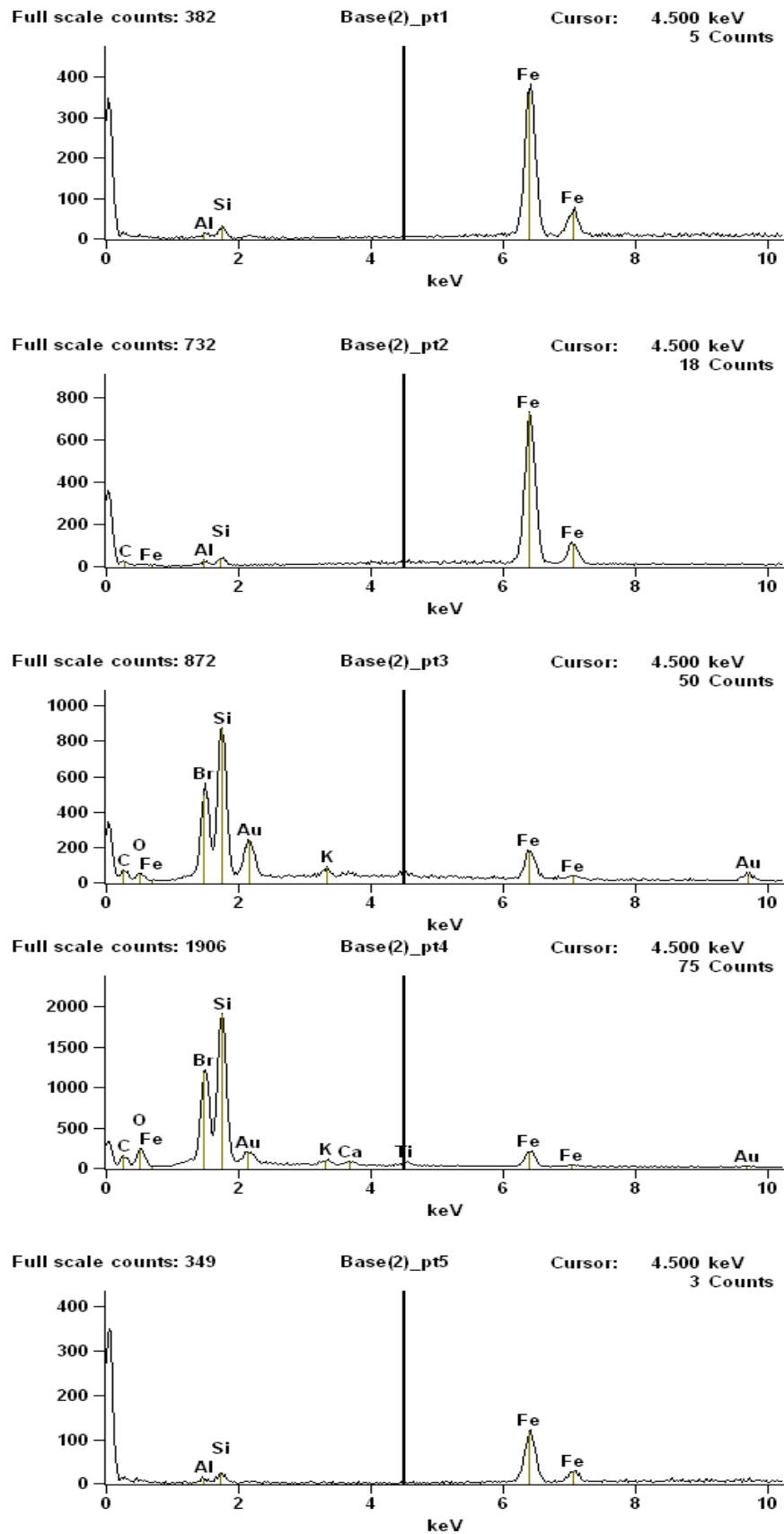


Figura 5.28 – Espectrogramas dos cinco pontos analisados (apresentados na Figura 5.26).

Tabela 5.10 – Concentração de elementos (em %) nos pontos apresentados na Figura 5.26.

Pontos / elementos	C	O	Al	Si	K	Ca	Ti	Fe	Br	Au
Ponto 1			0.82	2.06				97.13		
Ponto 2	3.87		1.06	1.54				93.54		
Ponto 3	16.75	5.57		23.99	1.90			16.35	1.78	33.65
Ponto 4	20.62	17.76		33.50	1.81	0.97	1.99	14.71	0.00	8.64
Ponto 5			2.05	5.00				92.95		

Nesta segunda análise, fica caracterizada a presença de ferro nas ligações entre grãos, enquanto que no material de recobrimento do grão ocorre a presença predominante de sílica, havendo portanto uma distinção nas composições químicas dos materiais de ligação intergranular e de recobrimento superficial do grão.

O terceiro ponto analisado representa a ligação, com formato filamentar, entre dois grãos de areia alterada. A Figura 5.29a apresenta uma imagem com ampliação de 200 vezes, onde podem ser visualizados os dois grãos e, em destaque na Figura 5.29b, a ligação estrutural.

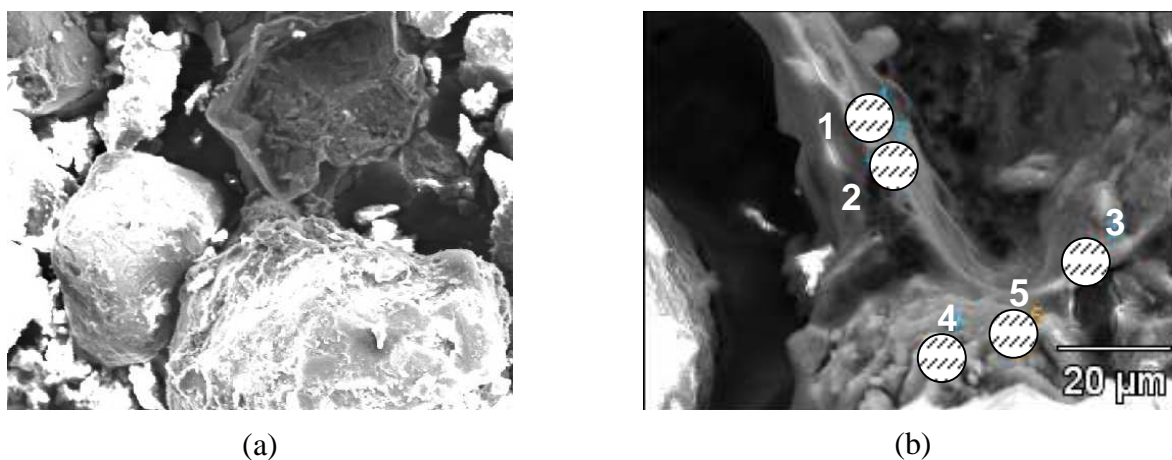


Figura 5.29 – Areia alterada - imagens mostrando: (a) ligação estrutural entre dois grãos de areia (ampliação de 200 vezes); (b) indicação dos pontos onde foram feitas as análises químicas (ampliação de 600 vezes).

Foram efetuadas cinco leituras de composição química desta estrutura, sendo os pontos 1, 2 e 3 tomados sobre o material de ligação entre os grãos, enquanto os pontos 4 e 5 são pontos situados sobre o material de recobrimento de um dos grãos. A Figura 5.30 apresenta os espectrogramas dos cinco pontos analisados, enquanto a Tabela 5.11 indica a proporção de elementos químicos encontrados em cada ponto.

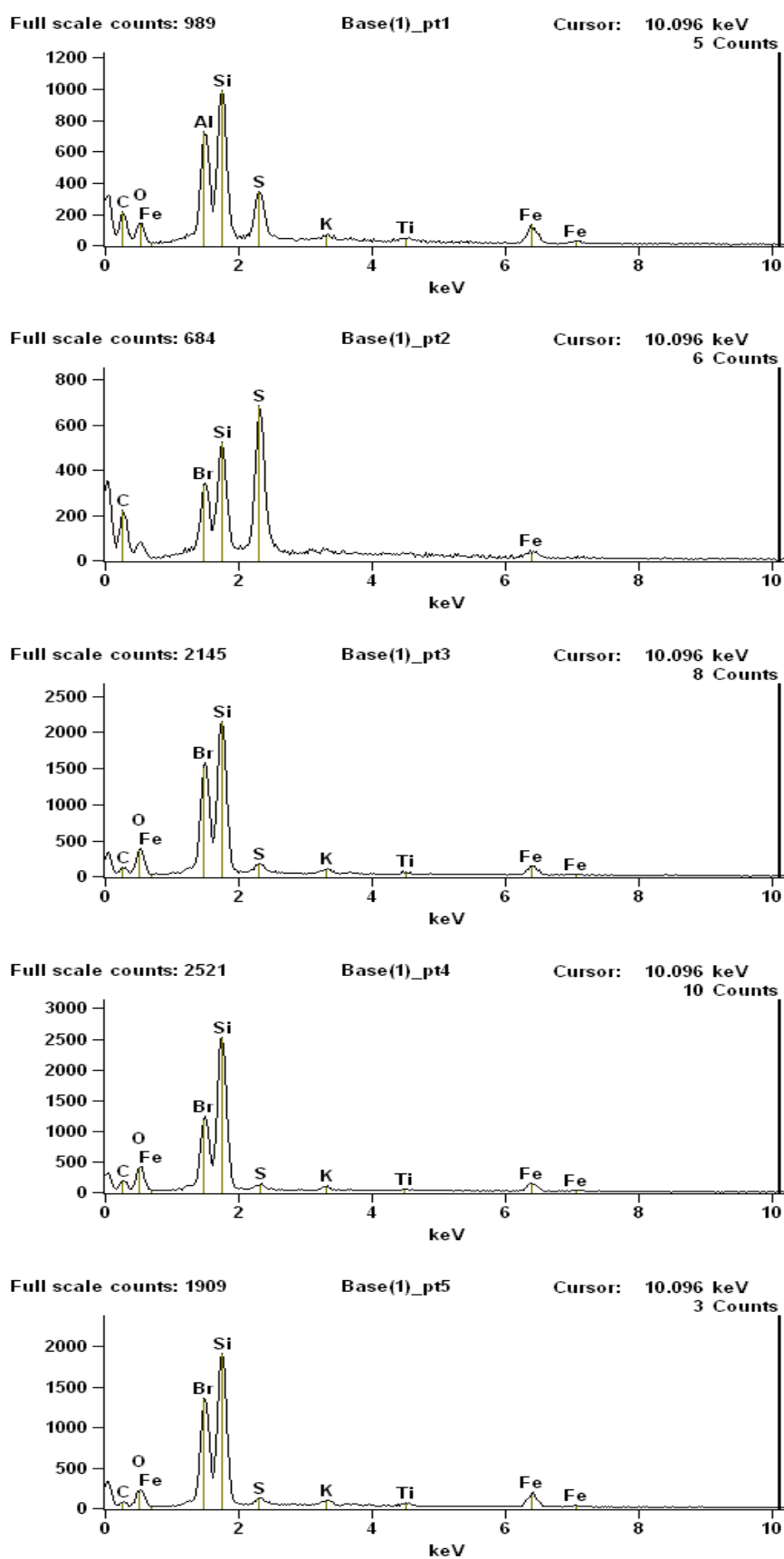


Figura 5.30 – Espectrogramas dos pontos analisados (indicados nas Figuras 5.28a e 5.28b).

Tabela 5.11 – Concentração de elementos dos pontos apresentados na Figura 5.30 (em %).

Pontos / elementos	C	O	Al	Si	S	K	Ti	Fe	Br
Ponto 1	58.92	14.88	7.15	11.32	4.42	0.46	0.27	2.57	
Ponto 2	79.68			7.20	11.60			1.15	0.38
Ponto 3	34.09	33.70		24.94	2.18	0.92	0.67	3.50	0.00
Ponto 4	40.82	30.50		23.76	1.06	0.70	0.29	2.86	0.00
Ponto 5	25.49	29.71		33.79	1.80	1.63	1.19	6.40	0.00

Pela análise dos gráficos e da tabela, observa-se a predominância de silício em combinação com oxigênio, o que indica a ocorrência de sílica como composto predominante, tanto na ligação entre grãos como no material de recobrimento. Deve-se observar, entretanto, que no ponto 2 foi observada uma significativa ocorrência de enxofre (S), sendo observada também a ocorrência de bromo (Br). Picos de energia correspondentes ao elemento bromo foram observados nos cinco espectrogramas, o que sugere que o elemento tenha sido encontrado nos cinco pontos analisados, embora a concentração atômica deste elemento nos pontos 3, 4 e 5 não tenha sido determinada. Embora a presença de enxofre tenha sido detectada nos cinco pontos, a presença significativa deste elemento foi observada somente no ponto 2.

Nas duas primeiras análises feitas, a presença destes dois elementos foi extremamente reduzida. Na terceira análise, foi constatada a ocorrência destes elementos em quantidades maiores, o que sugere que a área de coleta das amostras de areia com alteração pode ter sofrido o ataque de materiais contaminantes por fontes externas. A presença do enxofre pode ser proveniente de produtos derivados de hidrocarbonetos, como gasolina ou óleo diesel, bem como de produtos empregados como fertilizantes. O bromo é um elemento presente em produtos empregados como defensivos agrícolas ou em compostos aditivados à gasolina. A presença destes elementos sugere uma possível contaminação da área por gases provenientes da queima de combustíveis ou por elementos empregados como agrotóxicos ou fertilizantes em áreas de cultivo próximas à área de coleta das amostras, os quais podem ter se fixado à estrutura encontrada nas areias.

## 6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo analisa as principais características físicas e mineralógicas dos solos arenosos estudados neste trabalho, as quais foram apuradas através da difratometria de raios-X, a microscopia eletrônica por varredura (MEV) e a espectrometria de energia dispersiva (EDS). Ademais, o capítulo também analisa a maneira como algumas destas características se encontram relacionadas com o comportamento mecânico das areias verificado através dos ensaios de laboratório, descrito e analisado nos capítulos anteriores. Também é feita uma análise comparativa entre as propriedades das areias, com relação aos parâmetros geotécnicos.

### 6.1 CARACTERÍSTICAS DE LOCALIZAÇÃO DOS MATERIAIS

As amostras de areia alterada foram coletadas a uma pequena profundidade, não superior a um metro, em relação à superfície do terreno, enquanto as amostras de areia sã foram coletadas a profundidade superior a dois metros. Portanto as areias representam dois materiais distintos em relação ao perfil pedogenético.

A Figura 6.1 indica um corte do terreno próximo ao ponto de coleta das amostras. Pela imagem, observa-se uma variação na coloração do material, constituindo-se em uma areia com coloração mais escura próximo à superfície e tornando-se de coloração mais clara com o aumento da profundidade. Isto pode representar a presença maior de elementos depositados na superfície dos grãos nas camadas de areia mais próximas à superfície do terreno, especialmente elementos compostos por ferro, que dariam às areias superficiais a coloração avermelhada, enquanto o solo mais profundo (areia sã), encontra-se menos suscetível ao contato com os agentes químicos transportados pela água superficial infiltrada.

Para as areias estudadas, é constatado que a modificação de característica da areia alterada consiste em um processo pedogenético de deposição de compostos de sílica e ferro na superfície dos grãos, sem alteração de formato ou de composição mineralógica dos mesmos. Há uma alteração de textura da superfície dos grãos, a qual é recoberta por uma camada



cimentante de aspecto coloidal que se estende a grãos adjacentes. Assim, os grãos de areias da área em estudo possuem características intrínsecas invariáveis ao longo da profundidade, sendo a única modificação ocorrente na superfície dos grãos, com a deposição de elementos que posteriormente se constituem em uma estrutura intergranular, de forma que este fenômeno mais intenso nas camadas arenosas mais próximas à superfície.



Figura 6.1 – Foto do corte do terreno mostrando a variação de cor e possível alteração das areias com a profundidade.

## 6.2 RESULTADOS DE DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X E MICROSCOPIA ELETRÔNICA

Os ensaios de difratometria de raios-X e microscopia eletrônica, em conjunto com o emprego de análise de composição química pelo método EDS, constituíram-se em importantes ferramentas empregadas na caracterização dos solos estudados, pois permitiram o levantamento de propriedades e características de grande relevância para o esclarecimento do comportamento mecânico observado através dos ensaios de laboratório.

A seguir, serão feitas considerações sobre as principais características apuradas por meio dos ensaios de difração de raios-X e microscopia e como as características evidenciadas se relacionam com o comportamento mecânico dos solos ensaiados. Deve-se ter em conta, contudo, que as considerações sobre a inter-relação entre algumas das propriedades do solo e o seu comportamento mecânico são interpretativas, baseadas apenas nos dados e propriedades averiguados e coletados ao longo deste trabalho. Para a apuração mais acurada da correlação entre as características do solo e os comportamentos verificados, deve-se levar em

consideração aspectos adicionais aos verificados neste trabalho, como levantamento e mapeamento geológico detalhado da área, levantamento pedológico detalhado, com a descrição morfológica dos perfis da região, levantamento e estudo do regime hidrológico da região, o qual é condicionante das condições de percolação no solo, levantamento de ocupação do solo e atividades humanas realizadas na região de coleta dos materiais, entre outros.

A primeira característica determinada, por meio dos ensaios de difração de raios-X, foi a composição mineralógica dos grãos das areias. A partir destes ensaios, foi observado que ambas as areias apresentam grãos com acentuada predominância de quartzo em sua composição, sendo constatada também a presença em pequena quantidade de feldspato alcalino não alterado. A proporção entre estes dois minerais foi aproximadamente a mesma em ambas as areias, o que permite concluir que os dois solos arenosos são semelhantes quanto à composição mineralógica dos grãos. A semelhança entre suas composições mineralógicas é em um forte indicador de que as areias tenham origem geológica semelhante, constituindo-se em materiais resultantes da desagregação mecânica de uma matriz rochosa em comum. A presença de quartzo como mineral predominante das areias pode indicar uma idade geológica elevada deste material, pois outros minerais possivelmente constituintes dos grãos podem ter sido alterados e desagregados por intemperismo químico ao longo do tempo. Os ensaios difratométricos também permitiram verificar que as areias apresentam uma quantidade reduzida de argilominerais, o que é condizente com a curva granulométrica dos materiais.

A visualização dos materiais por meio de microscopia eletrônica (ver Figura 6.2) permitiu identificar a principal característica de diferenciação entre as areias que é a presença de um material cimentante recobrendo a superfície dos grãos da areia alterada. Embora alguns sinais de presença deste material tenham sido observados na superfície de grãos de areia sã, a pequena quantidade encontrada não indica que haja influência deste material no comportamento mecânico da areia sã. Por outro lado, a frequência com que foi observada e a quantidade de material cimentante presente na areia alterada permite concluir que a sua presença é significativa e determinante no comportamento mecânico desta areia.

Uma característica relacionada à presença do material de recobrimento dos grãos de areia alterada refere-se às diferentes formas em que ocorrem as ligações entre os grãos.

Através das imagens coletadas, detectou-se a presença de um material que recobre os grãos de areia alterada individualmente, bem como promove sua interligação com grãos adjacentes. As ligações estruturais não apresentam uma forma única, tendo sido observadas diferentes tipos de ligações, as quais variam de ligações delgadas até ligações com grande espessura. Em alguns grãos foram observadas formas côncavas arredondadas no recobrimento, indicando que nestes locais havia um encaixe de grãos rompido pela manipulação do material. Foi constatado que as ligações entre grãos, de forma geral, apresentam um aspecto coloidal, com a presença de trincas e poros e a ocorrência de cimentação com superfície rugosa e fraturada em alguns pontos (Figura 6.2).

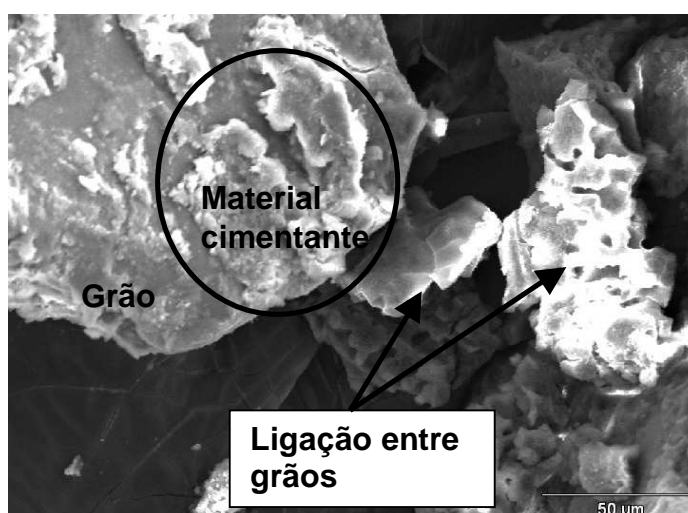


Figura 6.2 – Aspecto geral do material cimentante dos grãos de areia alterada e de uma ligação entre grãos.

Quanto à composição química, o material componente da estrutura entre grãos tem como elementos químicos predominantes o silício e o ferro, embora tenha havido uma variação da composição das ligações cimentantes de ponto para ponto. Esta estrutura apresenta também outros elementos em quantidades pouco significativas. Apesar de não ser possível determinar com exatidão quais compostos constituem este material, mas apenas os elementos químicos presentes, a presença de silício e ferro como elementos predominantes indica que nos pontos analisados, os prováveis compostos das ligações estruturais sejam sílica amorfa e hidróxido de ferro, os quais não são detectáveis por meio de ensaios de difração de raios-X por serem compostos amorfos. A presença de ferro em quantidades significativas, como observado nos espectrogramas, é responsável pela coloração castanho-avermelhada

apresentada pela areia alterada, coloração típica de solos com grande quantidade de compostos de ferro.

Em um dos pontos de ligação entre grãos analisados pelo método EDS (e somente naquele ponto), foi constatada a presença de enxofre e bromo em quantidades significativas, dois elementos não ocorrentes nos demais pontos verificados. A presença destes elementos como constituintes do material de estrutura entre grãos não pode ser explicada pela decomposição química prévia dos minerais constituintes dos grãos de areia, pois os minerais componentes das areias não apresentam estes dois elementos químicos em suas composições. Assim, é provável que estes elementos constituam-se em contaminantes do solo local. É possível que alguns pontos da jazida onde houve a coleta de material possa ter havido contaminação do solo, por meio da percolação de água de superfície. Uma possível causa da presença de enxofre e bromo é a contaminação do ar da região por gases oriundos da queima de combustíveis como gasolina e óleo diesel ou o uso de defensivos agrícolas. Ressalta-se que o ponto de coleta não está distante mais do que 200m da rodovia estadual pavimentada RS – 389 (Estrada do Mar), a qual apresenta fluxo elevado de veículos, particularmente durante o período do verão.

De uma forma geral, pode-se afirmar que o material cimentante encontrado na superfície dos grãos de areia alterada apresenta características homogêneas em relação à composição química, sendo composto predominantemente por dois elementos (silício e ferro), porém em proporções variáveis de ponto para ponto. Em algumas análises, há uma pequena tendência de predomínio do ferro nas ligações entre grãos e do silício no material de recobrimento individual do grão. A presença de outros elementos se deu em quantidades pouco significativas.

### 6.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS AREIAS

Nos itens seguintes, será feita uma comparação entre os resultados de ensaios realizados com as duas areias, salientando-se as condições nas quais a cimentação torna-se responsável pela variação de resultados.

### 6.3.1 Características físicas dos solos

Os ensaios preliminares de investigação de propriedades físicas das areias haviam indicado serem solos arenosos com distribuição granulométrica e composição de grãos semelhantes. As posteriores visualizações dos grãos por meio de microscópio eletrônico e análise por difratometria de raios-X permitiram a averiguação destas propriedades com maior clareza.

Com a finalidade de permitir a comparação entre as principais características dos grãos das areias, são apresentadas na Figura 6.3 duas imagens, cada uma representando uma areia, ambas com aumento de 200 vezes. Na Figura 6.3a podem ser vistos grãos de areia alterada, enquanto a Figura 6.3b apresenta grãos de areia sã. A comparação direta entre as duas imagens permite afirmar que as dimensões do grão de areia alterada são ligeiramente superiores às dimensões do grão de areia sã e que ambas apresentam uma uniformidade de grãos, especialmente a areia sã. Observa-se também a superfície rugosa do grão de areia alterada, em contraste com os grãos com superfície lisa da areia sã.

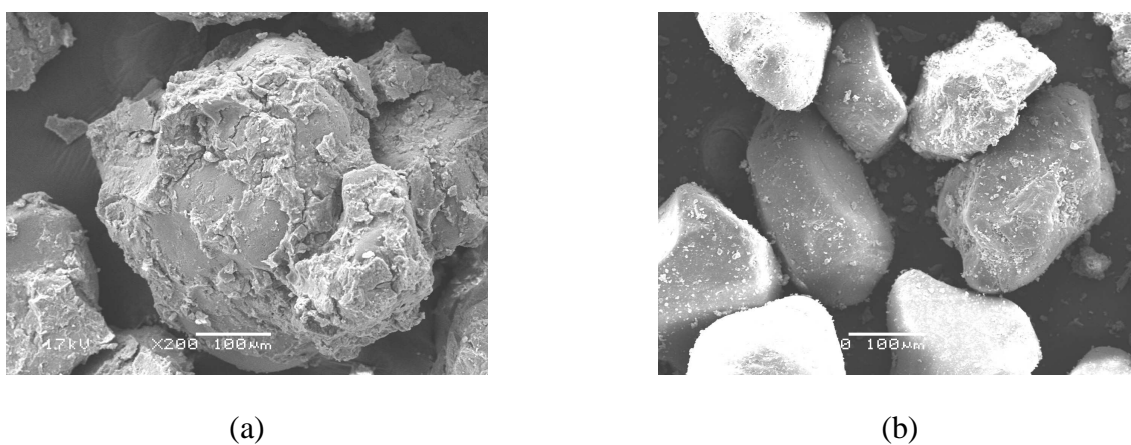


Figura 6.3 – Imagens comparativas, com ampliação de 200 vezes, ilustrando: (a) grãos de areia alterada e (b) areia sã.

Os ensaios de difratometria de raios-X forneceram informações adicionais à visualização microscópica das amostras. Através da difratometria, foi constatado que os solos em questão são arenosos, com reduzida quantidade de argilominerais presentes, o que condiz com a pouca quantidade de material fino encontrado durante a caracterização inicial. Foi igualmente constatado que os solos apresentam acentuada semelhança quanto à composição

mineralógica, grãos compostos predominantemente por quartzo, com a ocorrência de feldspato alcalino em quantidades reduzidas.

Após a execução dos ensaios preliminares e complementares de caracterização, pode-se apontar que, como características gerais, a areia sã apresenta grãos arredondados a subarredondados, compostos predominantemente por quartzo, com presença de feldspato alcalino não alterado em menor escala, sem a ocorrência de material cimentante ou qualquer tipo de estrutura entre grãos em quantidades que pudessem acarretar em alteração no comportamento mecânico do material. A areia alterada apresentou grãos compostos por quartzo e feldspato alcalino, na mesma proporção encontrada para a areia sã, porém com uma marcante ocorrência de material cimentante composto principalmente por sílica e elementos compostos de ferro. Na areia alterada foi verificada uma pequena variação de formato de grãos, em relação à areia sã, com grãos subarredondados a subangulares, com tamanhos ligeiramente superiores aos grãos de areia sã. A pronunciada uniformidade de tamanho dos grãos indica uma provável origem eólica, o que está de acordo com as características dos solos arenosos da região. Na região onde os solos estão situados, há a ocorrência de solos arenosos eólicos para profundidades de até aproximadamente 10 metros, profundidade a partir da qual os solos arenosos tem características predominantes de sedimentação marinha.

A análise das propriedades físicas dos solos arenosos permite concluir que ambos são semelhantes quanto à composição mineralógica, bem como à distribuição granulométrica, sendo a diferença mais marcante referente à presença do material cimentante na superfície dos grãos de areia alterada, o que leva este material a apresentar uma marcante irregularidade na superfície dos grãos e dimensões levemente superiores aos grãos de areia sã, além de um comportamento mecânico alterado em relação ao observado para a areia sã.

### 6.3.2. Características de compressibilidade das areias

Após a execução dos ensaios de compressão confinada e obtenção dos parâmetros de compressibilidade das areias (índices de compressão e recompressão e coeficiente de compressibilidade), pode-se visualizar os principais dados referentes aos ensaios na Tabela 6.1. Na tabela, são apontados os índices de vazios obtidos em moldagem, os valores

calculados após o último estágio de carregamento (1600kPa) e após o descarregamento. São também apontados os índices de compressão ( $C_c$ ) e recompressão ( $C_r$ ), e os coeficientes de compressibilidade ( $a_v$ ) calculados para cada areia, em cada grau de compactação.

Tabela 6.1 – Valores obtidos através dos ensaios de compressão confinada.

Material	Grau de compactação	Índices de vazios			$C_c$	$C_r$	$a_v$ (m <sup>2</sup> /kN)
		Moldagem	Final carregamento	Após descarregamento			
Areia sã	denso	0,52	0,48	0,50	0,033	0,012	16,4
	fofo	0,74	0,67	0,68	0,054	0,012	27,3
Areia alterada	denso	0,75	0,64	0,65	0,108	0,011	54,1
	fofo	0,90	0,74	0,76	0,138	0,011	69,2

Inicialmente, é observada uma diferença significativa de índices de vazios para as areias moldadas sob mesmos métodos de compactação (condições densas e fofas de compactação), de forma que a areia alterada apresenta maiores índices de vazios, tanto para amostras fofas como para amostras compactas. Em condições nas quais não houvesse a presença de cimentação entre grãos, os índices de vazios das duas areias, para um dado grau de compactação, deveriam ser aproximadamente iguais, visto que suas propriedades físicas são semelhantes. No entanto, a presença do material cimentante entre os grãos da areia alterada conduz a uma diferença entre os índices de vazios para mesmos métodos de compactação dos solos, ao impedir a aproximação dos grãos, mantendo-os sob um certo afastamento. Como a areia sã não possui esta estrutura cimentante, a aproximação dos grãos é livre, permitindo que sejam reduzidos os espaços intergranulares pelos processos de moldagem e, conseqüentemente, permitindo menores índices de vazios.

Foi observada uma clara diferença entre os coeficientes de compressibilidade das areias, apresentando a areia alterada valores expressivamente superiores aos valores calculados para a areia sã, para um mesmo grau de compactação, o que pode ser explicado pelos maiores índices de vazios das amostras de areia alterada. É interessante observar que, em relação aos módulos dos estágios de recompressão das duas areias, os valores foram bastante próximos, independente do grau de compactação inicial.

Ao se tomar a areia sã em estado inicial fofo e a areia alterada em estado inicial denso, observa-se que os índices de vazios são aproximados, com valores de 0,74 e 0,75,

respectivamente. Levando-se em conta que a areia sã fofo e a areia alterada densa estão sob índices de vazios próximos, concluiu-se que a areia alterada ainda mantém-se em um estado real fofo mesmo sob processo de densificação, durante a moldagem das amostras, semelhante ao aplicado à areia sã, devido à impossibilidade de quebra de todas as ligações cimentantes. Desta forma, torna-se relevante compreender o termo denso, ao ser aplicado à areia alterada, como referente apenas a um estado de maior densidade relativa (ou grau de compactação) desta areia em relação ao estado fofo do mesmo material.

Foi observado que as areias, sob mesmos métodos de compactação, apresentam diferenças de deformação vertical, devido aos maiores índices de vazios das amostras de areia alterada. Ao se comparar amostras sob índices de vazios próximos, observa-se a ocorrência de variação de comportamento entre os materiais. A Figura 6.4 ilustra as curvas de compressão das duas areias em índices de vazios próximos. Pelo gráfico, torna-se clara a diferença de comportamento das areias, sendo a areia alterada mais compressível em comparação à areia sã, mesmo quando testadas com índices de vazios iniciais semelhantes.

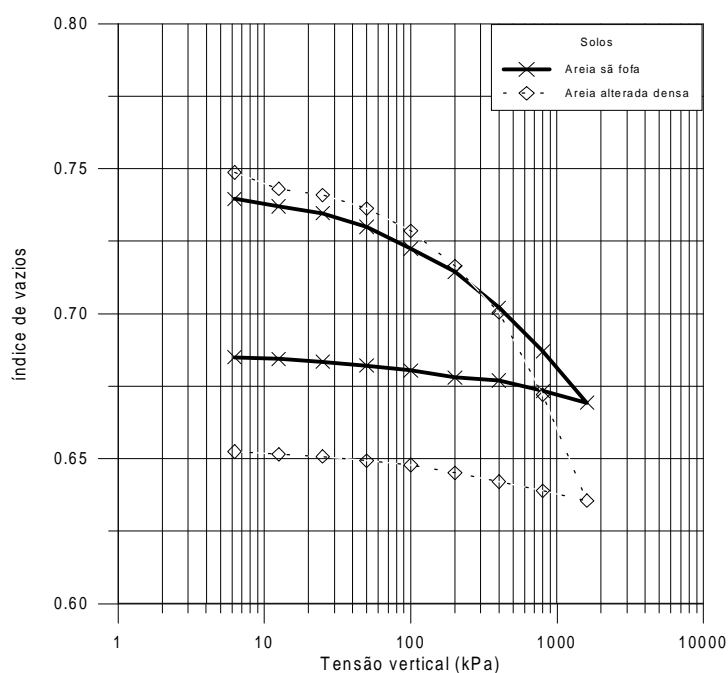


Figura 6.4 – Variação de índice de vazios das amostras de areia sã fofo ( $e_0 = 0,74$ ) e alterada densa ( $e_0 = 0,75$ ).

Pelo gráfico da Figura 6.4, a compressibilidade das areias é aproximadamente igual para valores de tensão normal de até 100kPa, pelo paralelismo das curvas de compressão. A



partir deste valor, a diferença de compressibilidade entre as duas areias aumenta consideravelmente, de forma que para valores de tensão normal entre 400kPa e 1600kPa, o coeficiente de compressibilidade da areia alterada é duas vezes superior ao coeficiente da areia sã. Com isto, a presença da cimentação na areia alterada não conduz a alterações no comportamento quanto à compressibilidade até valores de tensão normal próximos à 100kPa. A diferença de compressibilidade verificada para níveis de tensões verticais acima deste valor sugere que há um nível de tensões verticais a partir do qual ocorre um princípio de quebra de cimentação e a areia alterada experimenta maiores deformações verticais em comparação à areia sã. Ao final do estágio de carregamento, a areia alterada apresenta maior redução de índice de vazios em comparação à areia sã com mesmo índice de vazios inicial, porém ainda apresenta maior índice de vazios do que a areia sã em estado inicial denso, o que indica que a aplicação de um carregamento de 1600kPa não foi suficiente para romper totalmente a estrutura entre os grãos, remanescendo ligações estruturais que impedem que os índices de vazios das amostras de areia alterada e sã em estado inicial denso se aproximem.

### 6.3.3. Características quanto à resistência ao cisalhamento e deformabilidade

Os dois solos arenosos estudados neste trabalho apresentam diferenças em relação à resistência ao cisalhamento, da mesma forma como foi verificado em relação ao comportamento quanto à compressibilidade. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em termos de ângulos de atrito interno (Tabela 5.5) mostram comportamentos distintos entre as duas areias. É importante ressaltar que, assim como verificado nos ensaios de compressão confinada, amostras de areia sã e alterada com mesmos graus de compactação (densas e fofas) mantêm índices de vazios diferentes, embora preparadas com o mesmo método de compactação (Tabelas 4.4 e 4.5), pela presença de cimentação na superfície dos grãos de areia alterada.

Como características principais observadas nos ensaios de cisalhamento direto, pode-se afirmar que o comportamento da areia sã é diferenciado em relação ao comportamento da areia alterada. Ambas as areias apresentam parâmetros de resistência ao cisalhamento a grandes deformações independentes do grau de compactação inicial (densidade relativa), o que condiz com o comportamento conhecido de areias.

Os ensaios em areia sã, tanto em estado seco como em estado inundado, evidenciam um comportamento típico de solos arenosos quanto à resistência ao cisalhamento. Foram caracterizadas duas densidades distintas, com um estado compacto e índice de vazios inicial médio aproximado de 0,45 e em um estado fofo com índice de vazios inicial médio aproximado de 0,70, ambos os valores obtidos após a etapa de adensamento do ensaio. Foi verificada a ocorrência de uma resistência de pico para as amostras em estado inicial denso e uma resistência constante bem definida a grandes deformações para amostras densas e fofas.

De acordo com a Tabela 5.5 e a Figura 5.2, a areia sã apresenta um pronunciado ângulo de atrito interno de pico ( $44^\circ$ ), o que pode ser explicado pelo baixo índice de vazios obtido na moldagem dos corpos de prova densos, sendo que este valor não apresentou alteração significativa com a variação do teor de umidade. Verificou-se também que o ângulo de atrito interno a grandes deformações para este material é de aproximadamente  $34^\circ$  para as amostras secas e  $33^\circ$  para as amostras inundadas, o que revela a pequena variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia sã em função do teor de umidade das amostras.

Com relação à areia alterada, a Tabela 5.5 revela que as amostras em estado denso de areia alterada não apresentam picos de tensões cisalhantes. Ao se analisar as Tabelas 4.4 e 4.5, verifica-se que os índices de vazios das amostras de areia alterada em estado inicial denso, após a etapa de adensamento do ensaio de cisalhamento direto, ainda são superiores aos valores verificados para a areia sã densa, o que contribui para seu comportamento típico de areia em estado fofo, sem apresentação de resistência ao cisalhamento de pico. Foi verificada que o ângulo de atrito interno apenas para grandes deformações se mantém independente do grau de compactação inicial, mas é expressivamente influenciado pelo teor de umidade das amostras. Foram calculados os ângulos de atrito interno de  $39^\circ$  para as amostras secas e  $32,5^\circ$  para as amostras inundadas, revelando um aumento significativo da resistência com a diminuição do teor de umidade.

Comparando-se diretamente os parâmetros dos dois solos, na condição inundada, os ângulos de atrito interno das areias sã e alterada são aproximadamente iguais para grandes deformações, entre  $32^\circ$  e  $33^\circ$ , tanto para condições iniciais densas como fofas. Desta forma, pode-se afirmar que a presença da cimentação em torno dos grãos de areia alterada não causa

influência no ângulo de atrito interno a grandes deformações das areias em condição de inundação, mesmo que a presença deste material tenha levado a areia alterada a apresentar índices de vazios superiores aos índices de vazios da areia não cimentada. Na condição seca, a resistência ao cisalhamento da areia alterada é significativamente superior à resistência da areia sã na mesma condição.

Os ângulos de atrito interno calculados a partir dos ensaios triaxiais, ilustrados na Tabela 5.7, mostram que o ângulo de atrito interno de pico da areia sã é de aproximadamente  $44^\circ$  e o ângulo de atrito a grandes deformações é de aproximadamente  $37^\circ$  para amostras inicialmente densas e  $36^\circ$  para amostras inicialmente fofas. Para as amostras de areia alterada, os valores obtidos são de aproximadamente  $34^\circ$  para amostras inicialmente densas e  $31^\circ$  para amostras inicialmente fofas, indicando uma pequena variação em função do grau de compactação inicial. Da mesma forma como observado nos ensaios de cisalhamento direto, não são observadas tensões de pico para amostras de areia alterada inicialmente densas. Observa-se que os ângulos de atrito interno calculados através dos ensaios de cisalhamento direto com amostras inundadas e através dos ensaios triaxiais não apresentam diferenças significativas, embora tenha sido observado que os valores calculados por meio dos ensaios triaxiais são ligeiramente superiores.

A Figura 6.5 apresenta os dados de ensaios triaxiais em areia sã, em estado inicial denso, com índice de vazios médio inicial de 0,53 e em estado inicial fofo, com índice de vazios inicial médio de 0,70. Pelo gráfico, é possível verificar novamente um comportamento característico de solos arenosos, tanto em relação à mobilização de tensões como em relação às deformações volumétricas. Pode-se perceber que os valores estabilizados de tensão desvio a grandes deformações são levemente superiores para as amostras inicialmente densas em comparação ao mesmo valor obtido com as amostras inicialmente fofas.

Na Figura 6.6, são mostrados os gráficos com os resultados de ensaios triaxiais em areia alterada em estado inicial denso, com índice de vazios médio aproximado de 0,75 e em estado inicial fofo, com índice de vazios médio de 0,96. Observa-se a ausência de tensões de pico para as amostras densas e o comportamento contrativo para todas as amostras, da mesma forma como verificado nos ensaios de cisalhamento direto.

Com relação às deformações volumétricas, para a areia sã, são verificadas deformações de expansão volumétrica nos ensaios em estado inicial denso e pequenas

deformações de contração inicial, seguidas de expansão para as amostras inicialmente fofas, de modo que as deformações totais ao final dos ensaios foram levemente expansivas. Foi observado que as deformações foram maiores para tensões confinantes maiores, tanto para amostras densas como para amostras fofas.

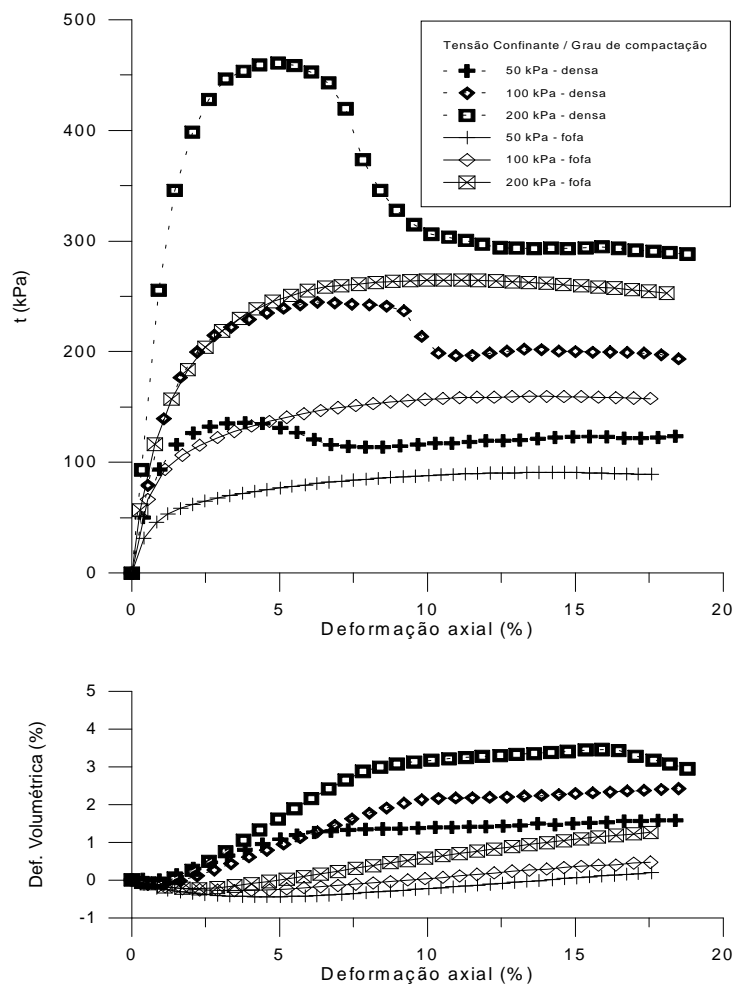


Figura 6.5 – Comparação de resultados de ensaios triaxiais para areia sã, em estados iniciais densos ( $e_0=0,53$ ) e fofos ( $e_0=0,70$ ).

Para a areia alterada, as deformações volumétricas foram acentuadamente de compressão, sendo que as amostras fofas apresentam maiores reduções de volume. É observado também que as amostras inicialmente fofas apresentam uma tendência de estabilização de deformações, enquanto para as amostras inicialmente densas, há um comportamento expansivo para níveis de deformação axial superiores a 10%.

A expressiva redução volumétrica ocorrida nas amostras de areia alterada indica que, durante o cisalhamento, a cimentação dos grãos deste material sofre uma considerável quebra, o que leva a uma aproximação dos grãos e conseqüente redução de volume e de índices de vazios. A redução de volume no decorrer do ensaio leva as amostras de areia alterada a índices de vazios mais próximos aos verificados para a areia sã, proporcionando a verificação de ângulos de atrito interno aproximadamente iguais a grandes deformações para os dois materiais. Há uma grande redução de índice de vazios das amostras de areia alterada densa, o que faz com que este material, com este grau de compactação inicial, apresente uma pequena expansão de volume para deformações axiais mais elevadas.

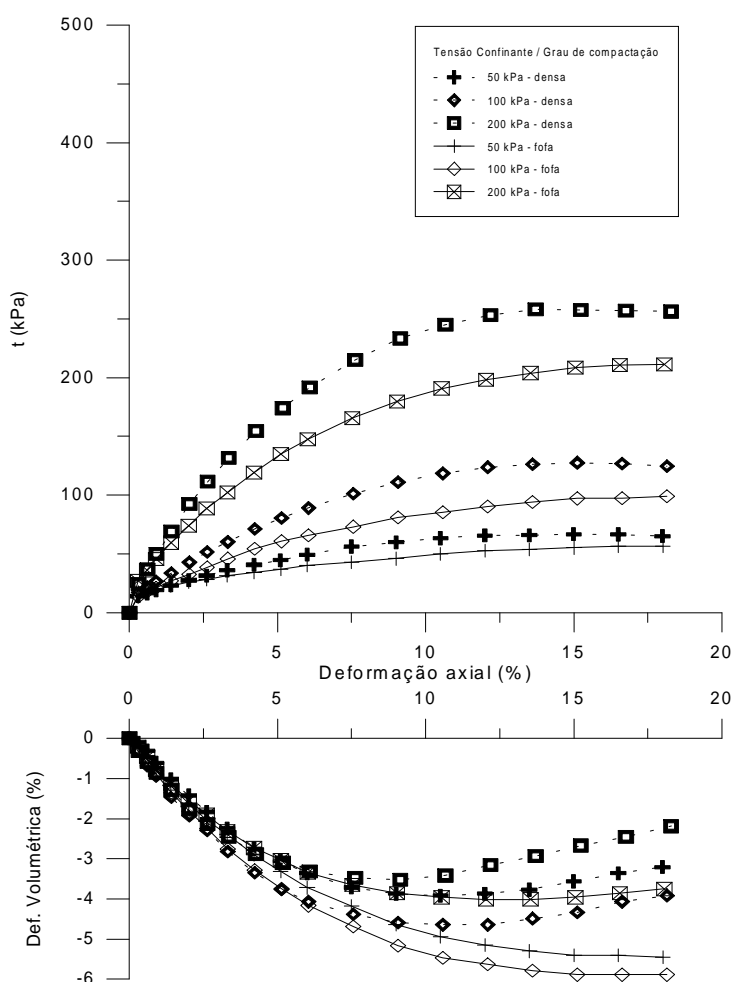


Figura 6.6 – Comparação de resultados de ensaios triaxiais para areia alterada, em estados iniciais densos ( $e_0 = 0,75$ ) e fofos ( $e_0 = 0,95$ ).

O programa de ensaios apresentado contemplou a análise do comportamento mecânico das areias quando ensaiadas sob dois teores de umidade distintos, comparando os resultados

obtidos nestas duas condições. As Figuras 6.7 e 6.8 apresentam comparações diretas entre os resultados de ensaios entre areias em estado seco e inundado, para ambas as areias.

A Tabela 6.2 apresenta os índices de vazios ao início da etapa de cisalhamento de cada amostra de areia sã, bem como a tensão cisalhante verificada a grandes deformações, enquanto a Figura 6.7 mostra uma comparação entre os resultados de areia sã, nas condições seca e inundada. A Figura 6.7a mostra os gráficos de deslocamento horizontal x tensão cisalhante e deslocamento horizontal x deslocamento vertical para as amostras de areia sã em estado seco, nas condições inicialmente densa e inicialmente fofa e a Figura 6.7b mostra os mesmos gráficos obtidos nas amostras de areia sã na condição inundada. Pela Tabela 6.2, os valores médios de índice de vazios das amostras foram de 0,45 na condição densa e 0,70 na condição fofa, de forma que as amostras secas e inundadas foram ensaiadas a partir dos mesmos índices de vazios.

Tabela 6.2 – Dados das amostras de areia sã nos ensaios de cisalhamento direto.

Condição de Umidade	Grau de compactação inicial	Tensão normal (kPa)	Índice de vazios	Tensão cisalhante a grandes deformações (kPa)
Seca	Denso	50	0,47	37,43
		100	0,45	71,92
		200	0,43	138,23
		300	0,43	202,71
	Fofa	50	0,73	36,59
		100	0,70	70,08
		200	0,73	127,24
		300	0,67	216,71
Inundada	Denso	50	0,48	37,11
		100	0,44	70,32
		200	0,43	139,26
		300	0,44	180,89
	Fofa	50	0,75	34,33
		100	0,71	68,31
		200	0,67	133,64
		300	0,68	199,65

Observa-se que não houve variação significativa dos resultados, tanto com respeito às tensões cisalhantes como em relação à deformação das amostras ao longo do ensaio, em função dos diferentes teores de umidade. Nota-se claramente a ocorrência de tensões de pico e a expansão de volume das amostras inicialmente densas, observando-se também que as

tensões cisalhantes das amostras inicialmente densas e inicialmente fofas, para uma mesma tensão normal, convergem para um valor único a grandes deslocamentos horizontais. Observa-se também a estabilização das deformações volumétricas para um mesmo valor de deslocamento horizontal para o qual se inicia a estabilização das tensões cisalhantes no plano de ruptura das amostras.

A comparação direta dos resultados, apresentada na Figura 6.7, permitiu caracterizar um comportamento mecânico típico dos solos arenosos para a areia sã, tanto em estado inicial denso como em estado inicial fofo. Os materiais apresentam os mesmos índices de vazios nas condições seca e inundada e revelam o mesmo comportamento mecânico durante o cisalhamento, o que leva a concluir que o comportamento deste material sofre reduzida influência da condição de saturação.

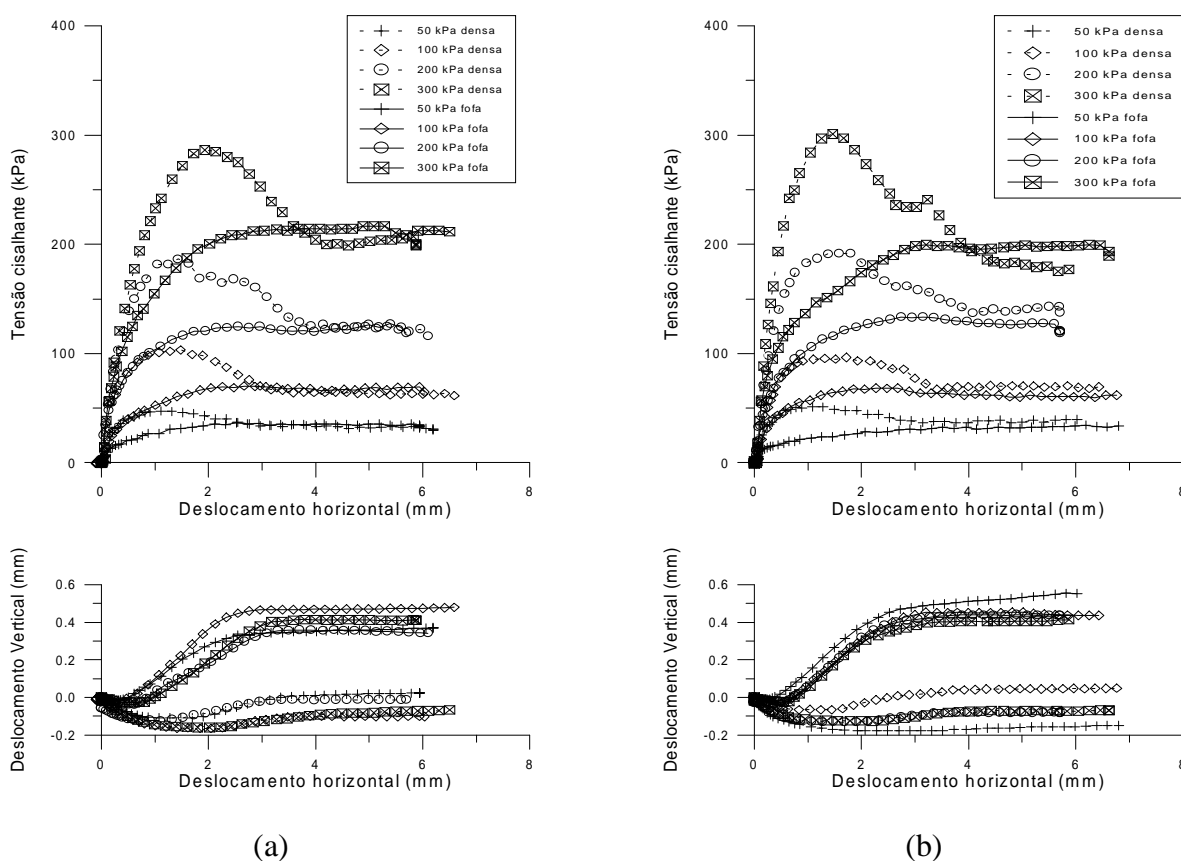


Figura 6.7 – Comparação entre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em areia sã: (a) seca; (b) inundada.

A Tabela 6.3 apresenta os índices de vazios ao início da etapa de cisalhamento das amostras de areia alterada, bem como as tensões cisalhantes aproximadas obtidas a grandes deformações. Os ensaios em areia alterada, ao contrário do comportamento verificado para a areia sã, mostram uma grande variação de índice de vazios ao término da etapa de adensamento, levando as amostras com maiores tensões normais a apresentarem maior redução de índice de vazios. Assim, as amostras de areia alterada, para uma mesma condição de umidade e compactação, iniciam a etapa de cisalhamento sob diferentes índices de vazios.

Tabela 6.3 – Dados das amostras de areia alterada nos ensaios de cisalhamento direto.

Condição de Umidade	Grau de Compactação Inicial	Tensão normal (kPa)	Índice de vazios de moldagem	Índice de vazios após adensamento	Tensão cisalhante a grandes deformações (kPa)
Seca	Denso	50	0,73	0,69	49,55
		100	0,73	0,59	90,63
		200	0,74	0,55	174,45
		300	0,70	0,45	231,21
	Fofa	50	1,00	0,93	42,90
		100	1,18	0,97	77,55
		200	1,03	0,89	167,46
		300	1,00	0,84	245,30
Inundada	Denso	50	0,70	0,58	29,52
		100	0,69	0,47	59,56
		200	0,72	0,46	121,78
		300	0,73	0,49	198,94
	Fofa	50	1,17	0,72	34,08
		100	1,12	0,63	65,59
		200	0,99	0,57	130,36
		300	1,01	0,46	187,63

A Figura 6.8 ilustra os resultados de ensaios de cisalhamento em areia alterada, onde é possível comparar o efeito da saturação neste material. A Figura 6.8a apresenta os resultados de ensaios em areia alterada seca e a Figura 6.8b apresenta os resultados de ensaios em areia alterada inundada. As amostras de areia alterada inundadas, para uma mesma tensão normal e compactação inicial, apresentam maior redução de índice de vazios em comparação às amostras secas, revelando que a areia alterada pode apresentar diferença de compressibilidade com a variação do teor de umidade. Nota-se também que a areia alterada na condição seca apresentou maiores tensões cisalhantes, o que se refletiu no maior ângulo de atrito interno verificado nesta condição.



Durante os ensaios de cisalhamento direto a areia alterada na condição inundada apresentou maiores deformações de redução de volume em relação à areia alterada seca. Através das Tabelas 4.4 e 4.5, constata-se que os índices de vazios das amostras de areia alterada seca no início da etapa de cisalhamento são superiores aos índices de vazios das amostras do mesmo material na condição inundada, com valores médios aproximados de 0,55 para a areia seca densa e 0,48 para a areia inundada densa. Na condição fofa, os valores médios foram de 0,90 para amostras secas e 0,60 para amostras inundadas, pois houve uma grande variação dos índices de vazios na etapa de carregamento vertical.

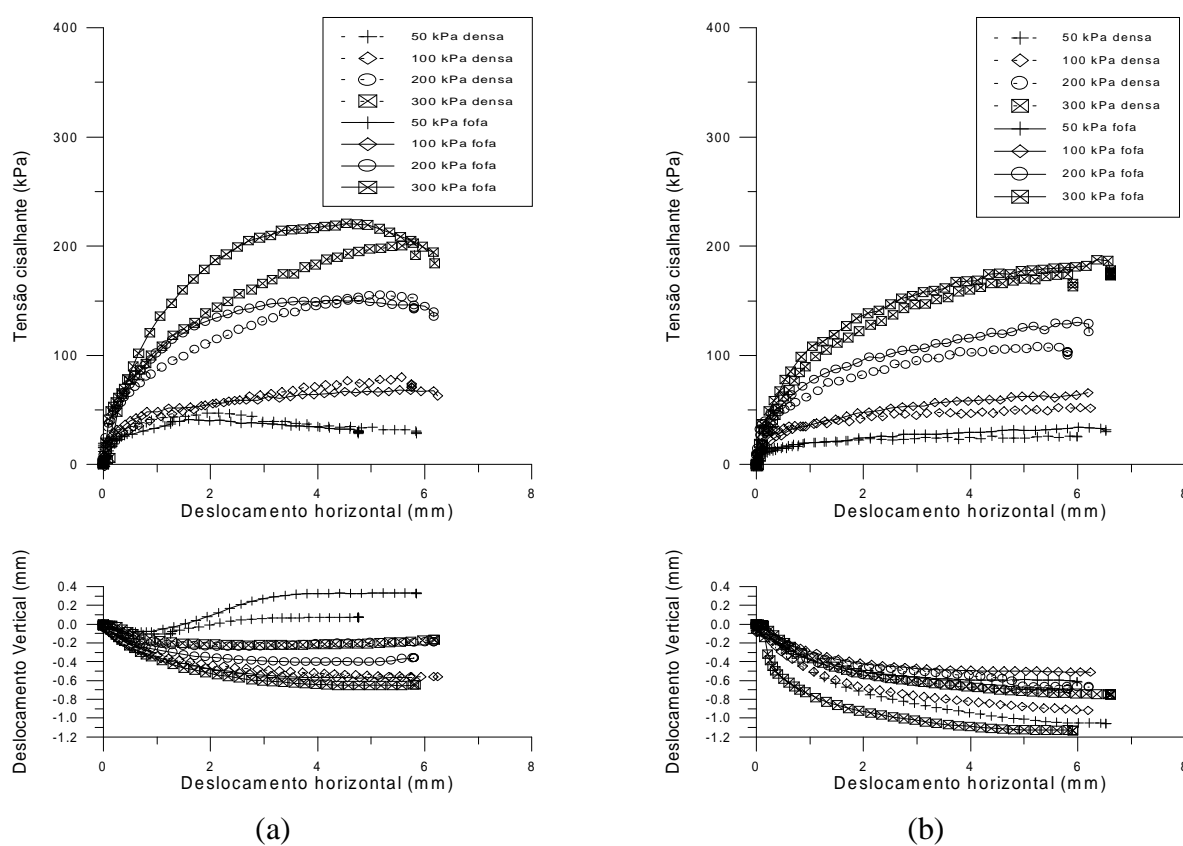


Figura 6.8 – Comparação entre os resultados de areia alterada (a) seca; (b) inundada.

Quando ensaiadas na condição inundada as duas areias apresentaram ângulos de atrito para grandes deformações semelhantes, com o valor entre  $32^\circ$  e  $34^\circ$ , tanto para condições iniciais densas como fofas. A areia sã teve um pequeno aumento do ângulo de atrito interno na condição seca quando comparado com a condição inundada, assumindo valores de aproximadamente  $34,5^\circ$  na condição seca. Por outro lado, a areia alterada apresentou um

considerável aumento do ângulo de atrito interno na condição seca, com ângulo de atrito de 39° quando seca e 32,5° no caso inundado.

### 6.3.3.1 Curva de sucção x grau de saturação

A fim de se obter uma melhor compreensão sobre as possíveis causas das diferenças apontadas, foi determinada a curva de sucção das areias a partir da determinação dos valores de sucção média para diferentes teores de umidade. Para se obter a curva de cada areia, foram obtidos experimentalmente sete pontos em um gráfico teor de umidade x sucção média a partir de corpos de prova moldados com a mesma técnica de compactação utilizada anteriormente, a diferentes teores de umidade.

O primeiro teor de umidade refere-se ao teor de umidade das amostras secas ao ar, o qual corresponde ao teor de umidade das amostras ensaiadas na condição seca. Para a determinação deste valor, foi efetuada a medição do teor de umidade de cada areia após secagem em estufa e posterior período de exposição ao ar. O valor de umidade mais alto corresponde ao teor de umidade alcançado por cada areia após inundação. Para ambas as areias, este valor foi determinado após a execução de dois ensaios de cisalhamento direto inundados, onde foram tomadas amostras das areias ensaiadas e medido o teor de umidade conforme prescrições da Norma Brasileira NBR 6457/86 (ABNT, 1986). Os cinco pontos intermediários foram tomados com teores de umidade uniformemente distribuídos dentro da faixa de variação entre os teores de umidade mínimo e máximo.

Após a determinação dos teores de umidade, foram moldadas amostras de cada areia, com o mesmo índice de vazios, em moldes cilíndricos com dimensões padrão de 2cm de altura e 5cm de diâmetro. Todas as amostras foram moldadas com índice de vazios de 0,75, correspondente a um estado denso da areia alterada e um estado fofo da areia sã. Para a determinação da sucção, foi empregado o método do papel filtro, o qual é descrito com detalhes por Rodrigues (1997). As amostras foram moldadas em estado seco com posterior umedecimento, até se atingir os graus de saturação estipulados para o ensaio.

A Figura 6.9 mostra as curvas de sucção obtidas para ambas as areias (grau de saturação x sucção média). Observa-se inicialmente que não foi possível atingir um estado de

saturação completo das amostras, visto que os valores máximos de saturação observados do gráfico, referentes à condição de inundação, encontram-se em 70% para a areia sã e 60% para a areia alterada. As curvas de saturação x sucção são bastante semelhantes para ambas as areias até graus de saturação de 25%. A partir deste valor de saturação ocorre um pronunciado incremento de sucção até valores de 30-40MPa. A partir de 25% de saturação, a areia alterada já passa a ter grandes valores de sucção enquanto que a areia sã apresenta este aumento para valores inferiores a 15% (não há um ponto intermediário na curva). Portanto, a areia alterada apresenta influência da sucção em um intervalo de grau de saturação bem mais amplo do que a areia sã.

Deve-se ressaltar que, por não haver um ponto intermediário entre os pontos correspondentes aos graus de saturação 15% e próximo a zero, não se pode definir com exatidão, a partir da curva obtida, o grau de saturação para o qual ocorre o aumento da sucção na areia sã, havendo a possibilidade de que este grau de saturação seja inferior a 15%.

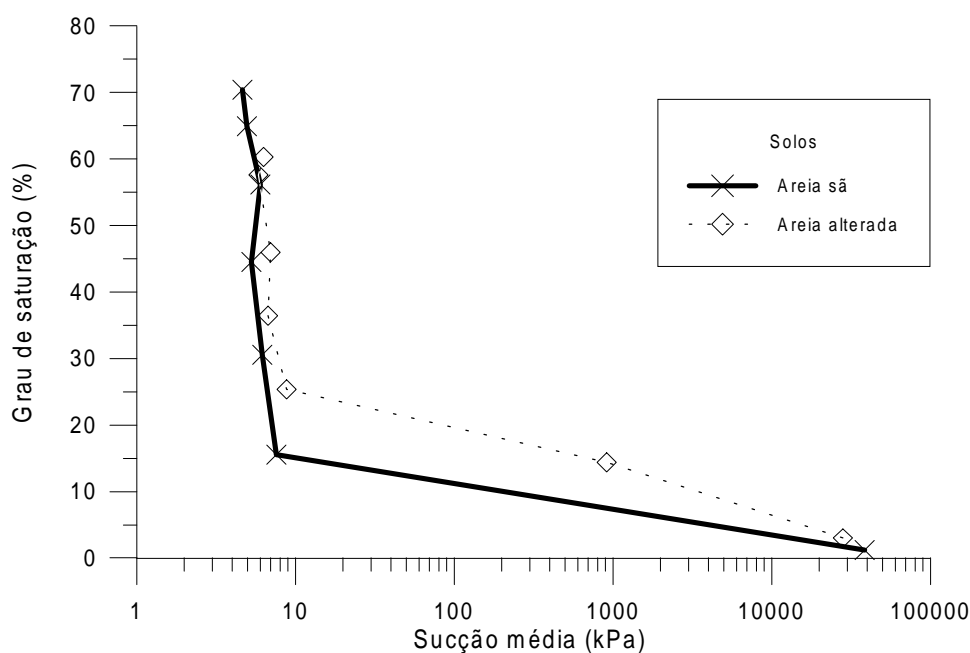


Figura 6.9 – Curva característica de sucção x grau de saturação das areias.

O material que envolve os grãos da areia alterada, às vezes tendo um papel cimentante, apresenta um aspecto poroso e fraturado, o que faz com que esta areia tenha uma curva de sucção bastante diferenciada da areia sã. Para baixos níveis de umidade, formam-se meniscos capilares nos poros e fissuras do material, o que promove um aumento da resistência deste material aderido e resulta em um aumento da resistência ao cisalhamento do solo alterado. A

variação do ângulo de atrito da areia alterada em função do grau de saturação foi de cerca de 7°.

A areia sã não apresenta material cimentante entre os grãos, o que faz com que os meniscos sejam formados somente em um pequeno número de reentrâncias da superfície dos grãos para baixos valores de umidade. Desta forma, não há mudança do ângulo de atrito interno entre grãos para baixos teores de umidade.

### **6.3.3.2 Características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade sob mesmos índices de vazios**

Uma análise complementar dos resultados de ensaios de cisalhamento direto foi feita ao se comparar o comportamento das areias submetidas a ensaios sob índices de vazios e tensões normais semelhantes. A Figura 6.10 apresenta os gráficos tensão cisalhante x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal para quatro amostras de areia, sendo duas de areia sã e duas de areia alterada. A figura mostra dois ensaios com tensões normais de 50kPa em dois corpos de prova com índices de vazios em torno de 0,73, um de cada areia e outros dois ensaios com tensão de 300kPa com índices de vazios de 0,45 também com os dois materiais. Todos os ensaios foram executados em condições de inundação e os índices de vazios foram determinados após a aplicação da carga vertical do ensaio.

O exame dos resultados mostra que ocorrem diferenças significativas de comportamento entre amostras comparáveis. As duas areias ensaiadas sob tensão normal de 300kPa, e índice de vazios de 0,45, apresentam tensões cisalhantes a grandes deformações idênticas, de aproximadamente 180kPa. Porém, o comportamento quanto à resistência mobilizada durante o ensaio foi sensivelmente diverso. A areia sã apresenta um pico de resistência pronunciado, com posterior queda de tensão até que se atingisse a tensão cisalhante constante. A areia alterada não apresenta pico de resistência, mas um crescimento contínuo até os valores máximos verificados. Em relação à variação volumétrica, a areia sã apresenta comportamento dilatante, enquanto a areia alterada apresenta redução de volume.

Para as areias ensaiadas sob tensão normal de 50kPa, e índice de vazios de 0,73, o comportamento de mobilização de resistência ao cisalhamento durante o ensaio foi muito semelhante, com curvas praticamente sobrepostas. No entanto, praticamente não há variação de volume da amostra de areia sã ao final do ensaio, enquanto a redução de volume da areia alterada é acentuada. Assim, nos ensaios de cisalhamento direto a areia alterada apresenta redução volumétrica em todos os níveis de tensão vertical e índices de vazios testados, o que se entende como resultado da quebra do material ligante entre os grãos durante o cisalhamento.

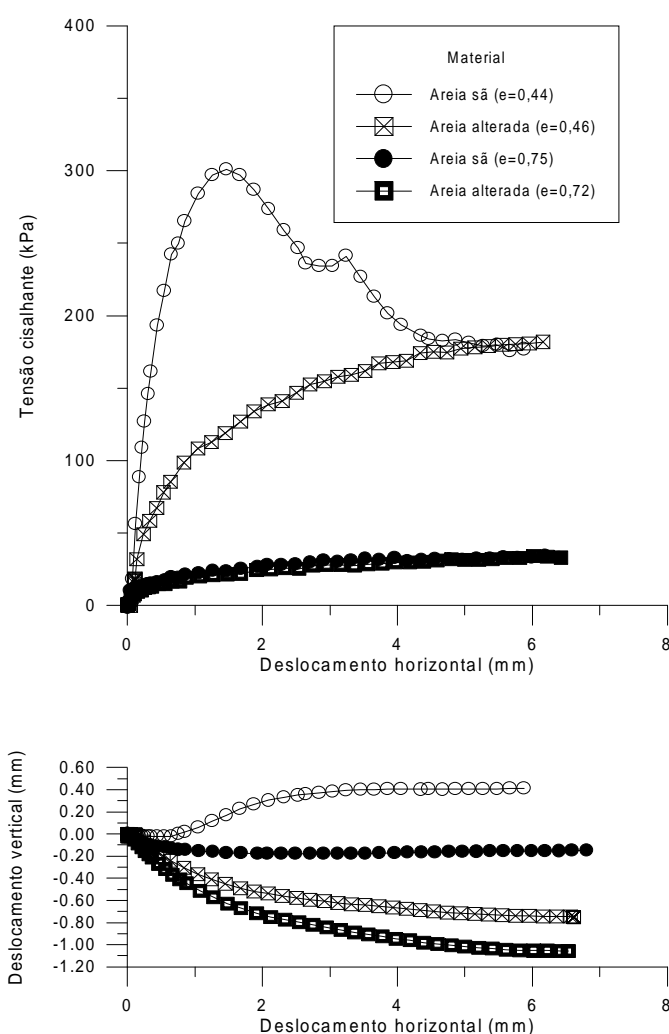


Figura 6.10 – Comparação de resultados de ensaios de cisalhamento direto de areia sã e alterada sob mesmos índices de vazios – condição inundada.

A Figura 6.11 apresenta uma comparação entre ensaios realizados com amostras de areia sã e alterada com índices de vazios aproximados e para mesmas tensões confinantes. São apresentados dois pares de resultados, um com tensão confinante de 50kPa e o outro com

tensão confinante de 200kPa. Para os ensaios em 50kPa, a amostra de areia sã apresentou índice de vazios de 0,71 e a amostra de areia alterada apresentou índice de vazios de 0,73. Para as amostras submetidas à tensão confinante de 200kPa, os índices de vazios da areia sã e alterada foram de 0,68 e 0,72, respectivamente. Para os dois níveis de tensão, as amostras de areia sã encontravam-se em estado inicial fofo enquanto as amostras de areia alterada encontravam-se em estado inicial denso.

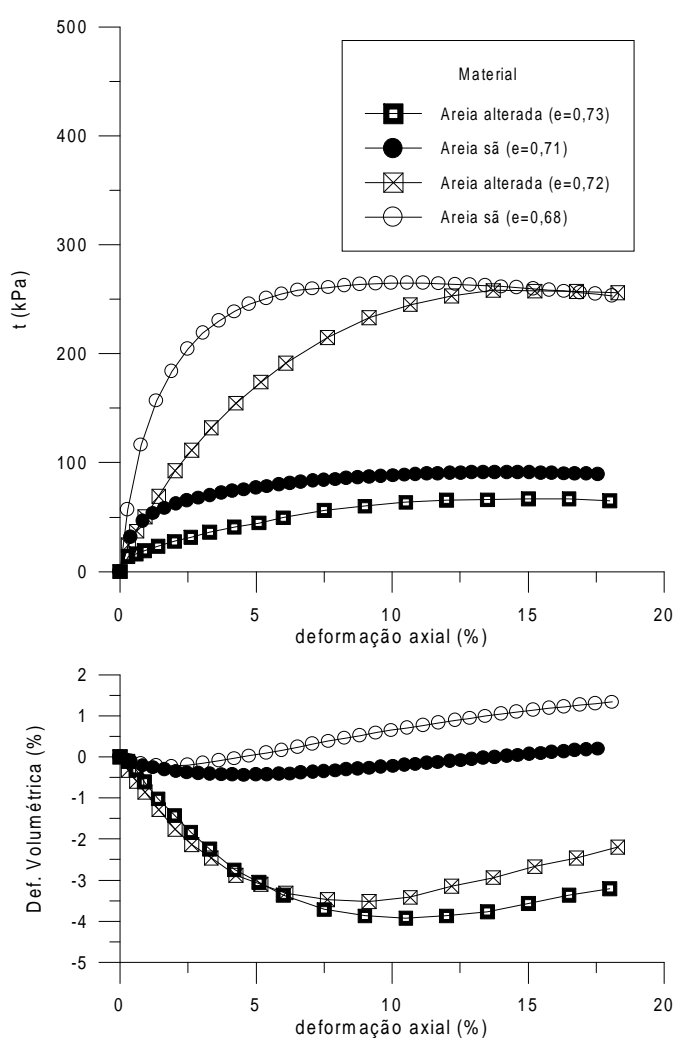


Figura 6.11 – Ensaios triaxiais em areia sã e alterada sob mesmos índices de vazios.

Apesar de estarem em estado inicial denso, as amostras de areia alterada não apresentam tensões de pico, além de apresentarem redução acentuada de volume. Igualmente, ao se comparar os resultados dos ensaios das duas areias, observa-se uma menor rigidez inicial das amostras de areia alterada. Assim, ao contrário do comportamento verificado em solos estruturados, o material ligante presente entre os grãos de areia alterada causa uma

redução da rigidez em relação à areia sã. Isto indica que a cimentação verificada para a areia alterada consiste em uma cimentação a nível de grãos. O solo, ao ser submetido a cisalhamento, apresenta uma pequena restrição a movimento apenas em relação aos grãos que se encontram unidos pelo material de cimentação. Entretanto, como este material é mais compressível que os grãos de areia, o comportamento global da amostra torna-se menos rígido. Isto explicaria porque a rigidez do conjunto torna-se menor, o que foi evidenciado pelos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 CONCLUSÕES

Os solos arenosos da região da planície costeira do estado do Rio Grande do Sul têm sido bastante estudados em relação às suas características geológicas, especialmente quanto a sua origem e formação. Entretanto, constatou-se a ausência de trabalhos referentes às principais propriedades geotécnicas destes solos. Com isto, este trabalho se apresenta como uma contribuição ao levantamento inicial das características do comportamento mecânico dos solos arenosos litorâneos e de alguns dos processos de modificação da sua composição e estrutura.

As principais conclusões que foram estabelecidas nesta dissertação foram:

#### 7.1.1. Ensaio de caracterização

- Pela análise das curvas granulométricas das duas areias, conclui-se que ambos os solos são predominantemente arenosos, com pouca presença de finos. As duas areias apresentam acentuada uniformidade na distribuição de grãos, o que constitui uma característica típica de solos arenosos de depósitos eólicos.
- A areia com alteração apresenta grãos com diâmetro efetivo médio e peso específico ligeiramente superiores à areia sã, bem como uma maior irregularidade da superfície dos grãos. Constatou-se que a areia alterada é constituída predominantemente da fração areia média, enquanto a areia sã é constituída predominantemente da fração areia fina.
- A moldagem de corpos de prova das areias permitiu verificar que, para procedimentos idênticos de moldagem e densidades relativas semelhantes, os índices de vazios das areias são consideravelmente diferentes. De modo geral, foi constatado que o índice de



vazios mínimo obtido para a areia alterada é aproximadamente igual ao índice de vazios máximo da areia sã. Deve-se ressaltar que as definições de índices de vazios máximo e mínimo aqui empregadas referem-se aos valores obtidos por meio dos procedimentos adotados para moldagem durante este trabalho, não se referindo aos procedimentos definidos por norma para obtenção destes parâmetros. Posteriormente, concluiu-se que a presença de um material cimentante em torno dos grãos de areia alterada constitui-se em uma barreira física, impondo uma restrição à aproximação dos grãos, impedindo que se atinjam índices de vazios iguais aos obtidos para a areia sã, para um mesmo método de compactação.

### 7.1.2. Ensaio de compressão confinada

- Nos ensaios de compressão confinada, a areia alterada apresenta maiores deformações do que a areia sã quando preparada com o mesmo método de compactação, já que está sob maiores índices de vazios. Mais ainda, quando comparados ensaios de compressão confinada das duas areias sob índices de vazios próximos (aproximadamente 0,75), as deformações verticais da areia alterada são superiores. Nesta situação, os índices de compressão calculados para a areia sã e alterada, para níveis de tensão entre 400kPa e 1600kPa, são 0,054 e 0,108, respectivamente.
- Para níveis de tensão vertical inferiores a 100kPa, as areias apresentam comportamento similar, sob índices de vazios aproximados, o que pode ser observado pelo paralelismo das curvas de compressão.
- Quanto aos índices de recompressão, os valores são aproximadamente iguais, com valores próximos a 0,011, indicando que não há diferença significativa de comportamento entre os dois materiais durante o descarregamento.

### 7.1.3. Ensaio de cisalhamento direto

As principais conclusões acerca do comportamento dos solos quando submetidos aos ensaios de cisalhamento direto podem ser tomadas separadamente, para cada areia, e comparativamente, entre os dois materiais.

Quanto à areia sã, as principais conclusões extraídas dos ensaios de cisalhamento direto são:

- O comportamento de mobilização da resistência foi típico dos solos arenosos, com a ocorrência de pico de resistência, seguido de queda e estabilização de tensões cisalhantes, para corpos de prova densos. Para corpos de prova fofos, foram atingidos valores máximos de tensão cisalhante, os quais permaneceram estáveis até o final dos ensaios.
- Não foi verificada a ocorrência de intercepto coesivo, mesmo para as amostras em estado denso. As envoltórias de resistência ao cisalhamento a grandes deformações no estado denso são muito próximas às envoltórias definidas com amostras em estado fofo, indicando que o ângulo de atrito interno da areia sã, a grandes deformações, é único, independente da densidade inicial.
- Não foi observada variação significativa de comportamento da areia sã com relação às condições de umidade dos ensaios. A areia sã na condição inundada apresenta comportamento similar ao observado na condição seca. O ângulo de atrito interno de pico e a grandes deformações não é influenciado pela variação de umidade empregada neste trabalho.
- A areia sã apresenta ângulos de atrito interno de pico e a grandes deformações distintos e bem definidos (valores de  $44^\circ$  e  $32,4^\circ$ , respectivamente).
- As amostras densas apresentam marcante aumento de altura de amostra, refletindo uma expansão volumétrica. As amostras fofas tendem a apresentar variação nula de volume ao final dos ensaios.

Com relação à areia alterada, as principais características observadas dos ensaios de cisalhamento direto foram:

- Não são verificados picos de resistência, tanto para corpos de prova mais densos como para corpos de prova mais fofos. Em alguns ensaios, foi constatada a tendência de aumento de tensões cisalhantes mesmo para grandes valores de deslocamento horizontal.

- Para um mesmo teor de umidade, as amostras de areia alterada densas e fofas apresentam envoltórias de resistência ao cisalhamento coincidentes, indicando que a resistência a grandes deformações mobilizada durante o ensaio independe dos graus de compactação iniciais.
- Há uma grande influência da saturação dos corpos de prova no comportamento mecânico da areia alterada. Na condição seca, este solo tem ângulo de atrito interno consideravelmente superior à condição inundada ( $39^\circ$  e  $32,5^\circ$ , respectivamente).
- Para mesmos métodos de compactação e condição de umidade, as amostras ensaiadas sob maiores tensões normais apresentam maior redução de índice de vazios na etapa de consolidação. Foi observado que há uma maior redução de altura das amostras inundadas, em comparação às amostras secas, revelando que a compressibilidade da areia alterada pode variar em função do teor de umidade.
- Todas as amostras, independente da densidade inicial, apresentaram contração de volume durante o cisalhamento, com as amostras inicialmente fofas apresentando maiores variações de altura de amostra em relação às amostras inicialmente densas.

Uma análise comparativa do comportamento dos dois solos permite extrair as seguintes conclusões:

- Ambas apresentam parâmetros de resistência ao cisalhamento a grandes deformações independentes da densidade inicial, o que condiz com o comportamento de solos arenosos.
- Somente a areia sã apresentou resistência ao cisalhamento de pico, o que se explica pelos baixos índices de vazios obtidos para as amostras deste solo em estado denso (aproximadamente 0,50). A areia alterada apresentou índices de vazios de aproximadamente 0,75 das amostras densas, similar aos valores máximos obtidos das amostras fofas de areia sã. Desta forma, a areia alterada não apresentou índice de vazios baixo o suficiente para induzir à ocorrência de tensões de pico.
- A variação de umidade imposta às areias neste trabalho não influencia o comportamento da areia sã. No entanto, uma grande variação de ângulo de atrito interno é observada na areia alterada.

- Na condição inundada, ambas as areias apresentaram ângulos de atrito interno a grandes deformações aproximados, com valor entre  $32^\circ$  e  $33^\circ$ .

#### 7.1.4 Ensaios triaxiais

As principais conclusões com respeito aos ensaios triaxiais realizados são:

- Ambas as areias apresentaram comportamento similar ao verificado por meio dos ensaios de cisalhamento direto, quanto à mobilização de resistência e deformações volumétricas. Nos ensaios triaxiais, não foram observadas tensões de pico para a areia alterada, enquanto a areia sã apresentou um pico de resistência e queda posterior de resistência bem definidos.
- Para a areia sã, o ângulo de atrito interno de pico calculado é de  $44,4^\circ$ , próximo ao observado nos ensaios de cisalhamento direto. Para grandes deformações, foram obtidos valores entre  $36^\circ$  e  $37^\circ$ , ligeiramente superiores aos valores calculados através dos ensaios de cisalhamento direto.
- A areia alterada apresentou uma perceptível variação do ângulo de atrito a grandes deformações com relação à densidade inicial. As amostras inicialmente densas apresentam ângulo de atrito interno de  $34^\circ$ , enquanto as amostras inicialmente fofas apresentam ângulo de atrito interno de  $31^\circ$ .
- Foi observado um marcante comportamento dilatante das amostras de areia sã densa. As amostras deste material em estado fofo apresentaram ligeira tendência à dilatação volumétrica. Em ambas as condições de densidade, foi verificada uma tendência de aumento de dilatação volumétrica das amostras de areia sã com o aumento das tensões confinantes.
- A areia alterada apresentou redução de volume em todas as amostras, com as amostras inicialmente fofas apresentando maiores reduções em comparação às amostras inicialmente densas. As amostras com maiores tensões confinantes apresentaram uma redução na magnitude da contração.

- A areia alterada apresenta rigidez inicial inferior à rigidez da areia sã, para mesmas tensões confinantes e mesma densidade. Para amostras com mesmos índices de vazios iniciais, esta situação também é verificada.

### 7.1.5 Sucção

A partir da obtenção da curva de sucção das duas areias, concluiu-se que:

- As curvas características de sucção x grau de saturação de ambas as areias são semelhantes para graus de saturação superiores a 25%.
- Para graus de saturação inferiores a 25%, é verificado um aumento da sucção da areia alterada, até que se atinjam valores entre 30 e 40MPa, os quais foram próximos aos observados para areia sã em grau de saturação próximo a zero. No entanto, o grau de saturação para o qual há o incremento de sucção da areia sã não pode ser determinado com precisão através da curva obtida. Somente pode-se concluir que este grau de saturação é igual ou inferior a 15%, já que não há pontos intermediários entre os graus de saturação 15% e zero.
- Comparando-se as duas curvas características, a areia alterada apresenta influência de sucção em um intervalo de grau de saturação mais amplo do que a areia sã. Para a areia alterada, a partir de 25% e para a areia sã, somente para valores inferiores a 15%.
- A presença de um material envolvendo os grãos de areia alterada leva a um aumento da resistência ao cisalhamento deste material para baixos teores de umidade, pela formação de meniscos capilares nos poros e fissuras deste material. Isto é consistente com o aumento de resistência ao cisalhamento da areia alterada seca em relação ao mesmo solo na condição inundada. Para a areia sã, que não apresenta este material em quantidade significativa, não é verificada variação de resistência ao cisalhamento com a saturação.

### 7.1.6 Caracterização por difração de raios-X e microscopia eletrônica

Os ensaios difratométricos permitiram que se concluísse que:

- Ambos os solos apresentam quartzo e feldspato alcalino como minerais componentes dos grãos. Os difratogramas, bem como as características dos solos locais, sugerem que o quartzo constitui-se no mineral predominante, com a ocorrência de feldspato alcalino em quantidades menores. Os difratogramas igualmente indicam que a proporção de ocorrência entre os minerais é a mesma em ambas as areias, o que conduz à conclusão de que os grãos das areias solos são semelhantes quanto à composição mineralógica.
- Foi verificada a ocorrência de alguns argilominerais como componentes das partículas da fração fina, como ilita, caolinita e vermiculita. Na análise dos difratogramas de fração fina, também são observados picos referentes ao mineral quartzo.

A análise por meio de microscopia eletrônica de varredura, em conjunto com a espectrometria de energia dispersiva permitiu as seguintes avaliações:

- Os grãos das areias são uniformes e a areia alterada apresenta grãos ligeiramente maiores que a areia sã, ratificando-se as conclusões obtidas através das curvas granulométricas.
- Há uma semelhança entre o formato dos grãos das duas areias, porém a areia alterada apresenta uma rugosidade acentuada na superfície, que não se deve ao formato do grão, mas à presença de um material cimentante aderido à superfície dos grãos de areia alterada.
- Foi observada a significativa ocorrência de material cimentante recobrindo os grãos de areia alterada. Verificou-se pelas imagens que este material, em alguns pontos, era responsável pela união de dois ou mais grãos. O mesmo material foi observado em alguns grãos de areia sã, mas em quantidades pouco significativas.
- Como as duas areias são semelhantes quanto à composição mineralógica e características físicas de grãos, as diferenças de comportamento mecânico entre os dois solos decorre da presença de um material externo de recobrimento dos grãos de areia alterada.

- A composição química do material de recobrimento e das ligações entre grãos varia de ponto para ponto. Porém, os dois elementos predominantes neste material foram a sílica e hidróxidos de ferro, os quais não podem ser detectados por meio da difração de raios-X por apresentarem características amorfas.
- A presença de ferro em grande quantidade como componente do material cimentante torna-se responsável pela marcante tonalidade castanho-avermelhada da areia alterada.
- De uma forma geral, o material cimentante e as ligações entre grãos apresentam um aspecto poroso e fraturado, porém com uma rigidez suficientemente grande que permite que as ligações intergranulares sejam preservadas mesmo após a manipulação das amostras para ensaio.

## 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo em consideração que este trabalho teve características de levantamento e verificação inicial de dados, sugere-se que alguns procedimentos e estudos sejam realizados posteriormente, a fim de aprimorar e consolidar os conhecimentos sobre as características pedológicas e geotécnicas das areias da região litorânea, integrando estes conhecimentos a outras áreas, especialmente a geologia. São apresentadas também algumas sugestões quanto à complementação de alguns ensaios já executados neste trabalho. Algumas sugestões para temas de trabalhos futuros são:

- Obtenção de parâmetros geotécnicos complementares das areias, como o índice de vazios máximo e mínimo, através de ensaios normalizados ou por métodos encontrados na literatura.
- Verificação da compressibilidade das areias com a variação do teor de umidade.
- Realização de ensaios de cisalhamento direto com diferentes teores de umidade das amostras, verificando a influência da variação do teor de umidade da areia alterada na sua resistência ao cisalhamento.

- Verificação da ocorrência de materiais contaminantes do solo local, com determinação de possíveis fontes e mecanismos de contaminação e a ocorrência de outros elementos contaminantes do solo local, e a extensão da contaminação com a verificação da área de contaminação e quantidade de elementos contaminantes presentes.
- Execução de ensaios sob níveis mais altos de tensões, para avaliar o comportamento mecânico da areia com alteração quando submetida a níveis de tensões mais elevados e investigar a ocorrência de quebra de cimentação.
- Avaliação do comportamento mecânico do material ao longo do perfil do terreno.



## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rochas e solos: NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – determinação do limite de plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1988, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional: NBR 12007. Rio de Janeiro, 1990.

ATKINSON, J.H. & BRANSBY, P.L. The Mechanics of Soil – An Introduction to Critical State Soil Mechanics. Berkshire: McGraw-Hill, 1978.

BICA, A.V.D.; SCHNAID, F.; BRESSANI, L.A.; BRITO, R.M. Projeto e construção de um equipamento triaxial com aquisição automática de dados. In: 7., Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, 1986. Anais, São Paulo, ABMS, 1986, v.1, p. 85-94.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST FOR SOIL FOR CIVIL ENGINEERING PURPOSES. Part 8. Shear strength tests: BS 1377: Part8:1990. London, 1990, 29p.

CLAYTON, C.R.I.; HABABA, M.B.; & SIMONS, N.E. Dynamic penetration resistance and the prediction of the compressibility of a fine-grained sand – a laboratory study. Geotechnique, London, v.35, n.1, p. 19-31, 1985.

COOP, M.R. b. The influence of particle breakage and state on the behaviour of sands. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON CRUSHABLE SOILS, 2nd, July, 1999, Yamaguchi University, Japan. Proceedings..., 2000.

COOP, M.R. The mechanics of uncemented carbonate sands. Geotechnique, London, v. 40, n. 4, p. 607-626, 1990.

CORNFORTH, D.H. One-dimensional consolidation curves of a medium sand. Geotechnique, London, v. 24, n. 4, p. 678-683, 1974

CUCCOVILLO, T. & COOP, M.R. On the mechanics of structured soils. *Geotechnique*, London, v. 49, n. 6, p. 741-760, 1999.

FERREIRA, P.M.V. Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC / UFRGS. Porto Alegre, 2002, 224p.

GIOVANNINI, C.A. Informações básicas para gestão territorial do litoral norte do Rio Grande do Sul – Programa LINORS. 1v, il. – (Série Ordenamento Territorial – Porto Alegre, v.22). Porto Alegre. CPRM, 1995.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. *Soil mechanics*. New York : John Wiley, 1969. 553p.

LEROUEIL, S. 1997 Critical state soil mechanics and the behavior of real soils. ALMEIDA (ed.) *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ 1997. Balkema, Rotterdam, 1997, p.41-80.

LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, London, v.40, n.3, p. 467-488, 1990.

LIU, M.D. & CARTER, J.P. Virgin compression of structured soils. *Geotechnique*, London, v. 49, n. 1, p. 43-57, 1999.

MARTINS, F.B. Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente cimentado. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 303p.

MITCHELL, J.K. *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons, New York, 1976, 422p.

ORTIGÃO, J.A.R. Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. 2.ed..Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, c1995. 378p.

RODRIGUES, M.R. Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 1997, 121p.

SANTOS JR, O.F. ; SILVA, J.D. ; SILVA, W.S. Estudo das propriedades geotécnicas de sedimentos eólicos do litoral do Rio Grande do Norte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XII. São Paulo, 2002, vol.1, p.369 – 376.

SAYÃO, A.S.F.J.; RATTON, R.B. Ensaio triaxiais em areias saturadas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, X. Foz do Iguaçu, 1994, vol. 2, p. 451 – 458.

TOMAZELLI, L.J.; VILLWOCK, J.A.; LOSS, E.L.; DEHNHARDT, E.A. Caracterização de um depósito praial pleistocênico na Província Costeira do Rio Grande do Sul. In: 32º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA. Salvador, 1982, vol.4, p.1514–1523.

VILLWOCK, J.A; TOMAZELLI, L.J. O cenozóico no Rio Grande do Sul: Geologia da planície costeira. Geologia do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. CIGO/UFRGS, 2000. p. 375-406.