

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE CIMENTAÇÕES
INTRODUZIDAS SOB TENSÃO**

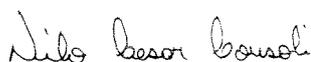
KARLA SALVAGNI HEINECK

Dissertação a ser apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de ***MESTRE EM ENGENHARIA***.

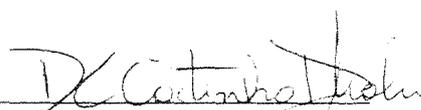
Porto Alegre

Maio de 1998.

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de *MESTRE EM ENGENHARIA* e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil - CPGEC.



Prof. Nilo César Consoli
Orientador



Prof. Denise C. C. Dal Molin
Coordenadora do CPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira
- Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani
- Prof^ª Dr^ª Wai Ying Yuk Gehling

*Dedico este trabalho aos
meus pais Nelson e Ezira,
e a minha avó Vinilda.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos os professores do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pelos ensinamentos, incentivo e principalmente pela amizade.

Ao professor Nilo César Consoli, pela orientação do meu trabalho e sobretudo pela atenção e interesse demonstrados. Sem dúvida, o seu profissionalismo, competência e entusiasmo representaram uma influência extremamente benéfica no decorrer do curso, e em toda minha carreira profissional.

A todos os funcionários do CPGEC e UFRGS, em especial ao Sr. Jair Francisco Floriano da Silva, pelo auxílio indispensável, pelas dicas e amizade. À Ana Paula, pelo companheirismo.

Aos professores, colegas e amigos Washington Perez Núñez, Pedro Domingos Marques Prietto, Antônio Thomé, Flávia Burmeister Martins, Rinaldo Pinheiro, Suyen Nakahara, Fernando Mantaras e Márcio A. Vendrusculo, pelas inúmeras consultas, discussões e principalmente pela cordialidade. Em especial, agradeço ao amigo João Antônio H. Carraro, por seu inspirado apoio no início deste trabalho.

Agradeço aos colegas, e principalmente amigos da Turma de 1996: Diana, Mara, Dalmar, Juan, Pedro, Marcelo e Marcos. Pelas discussões, críticas, pelo apoio, pelas tantas horas que gastamos no aprendizado e na nossa amizade! É muito gratificante ter amigos como vocês. Em especial, à Diana, pelo QG das festas e reuniões, e ao Pedro pela ajuda com o equipamento.

Ao pessoal das turmas de 1997 e 1998, pela cordialidade e companheirismo, em especial ao Luiz Artur, pelas fotos.

Ao bolsista de iniciação científica Juliano Fraga, pela dedicação e interesse dispensados.

À Karina, pela amizade, pelo companheirismo e principalmente porque, para ser irmão, não é necessário sê-lo, de fato.

De forma especial, gostaria de agradecer aos meus pais, pelo privilégio de ser sua filha, pelos valores, caráter, pelo exemplo e por e tudo o que aprendi com vocês.

À minha avó Vinilda, por todo amor que sempre me dedicou.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....	xvi
RESUMO.....	xix
ABSTRACT.....	xx

CAPÍTULO 1

COMENTÁRIOS INICIAIS

1.1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.2 - TEMA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	2
1.3 - OBJETIVOS.....	3
1.4 - CONCEITOS BÁSICOS.....	3
1.5 - MÉTODO.....	4
1.6 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	5

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	6
2.2 - A ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA COM CIMENTO PORTLAND.....	7

2.2.1 - Introdução	7
2.2.2 - Mecanismos da Estabilização	7
2.2.3 - Alterações nas Propriedades Mecânicas	9
2.3 - SOLOS ESTRUTURADOS.....	10
2.3.1 - Formação da estrutura	11
2.3.2 - Fatores que podem afetar a estrutura	12
2.3.3 - Condutividade Hidráulica	13
2.3.4 - Microestrutura	14
2.4 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS.....	15
2.4.1 - Considerações Iniciais	15
2.4.2 - Variáveis do Comportamento Mecânico	16
2.4.3 - Comportamento Tensão-Deformação-Resistência	17
2.4.3.1 - Comportamento Pré-ruptura.....	17
<i>a) Rigidez Inicial</i>	17
<i>b) Resistência</i>	19
c) Deformações Volumétricas.....	22
2.4.3.2 - Comportamento Pós-ruptura.....	23
<i>a) Modo de Ruptura</i>	23
<i>b) Estado Último</i>	25

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	27
3.2 - PROGRAMA DE ENSAIOS.....	28
3.3 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL.....	30
3.4 - MÉTODOS.....	32
3.4.1 - Obtenção e Preparação do solo	33
3.4.2 - Preparação dos Corpos-de-prova	33
3.4.3 - Dosagem da mistura solo-cimento	34

3.4.4 - Ensaios de Compactação	35
3.4.5 - Ensaios de Compressão Simples	35
3.4.6 - Ensaios de Compressão Isotrópica	35
3.4.7 - Ensaios de Compressão Triaxial	37
3.4.8 - Condutividade Hidráulica	40
3.4.9 - Fotomicrografia	41
3.5 - MATERIAIS UTILIZADOS	41
3.5.1 - O Solo	42
3.5.1.1 - Propriedades Físicas.....	43
3.5.1.2 - Propriedades físico-químicas e mineralógicas.....	44
3.5.2 - O Cimento	45
3.5.3 - A Água	45
3.5.4 - Escolha dos Materiais	45

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE PRELIMINAR

4.1 - CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO	46
4.2 - CARACTERÍSTICAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA	47
4.2.1 - Compressão Simples	47
4.2.2 - Compressão Isotrópica	48
4.2.2.1 - Deformações Volumétricas.....	49
4.2.2.2 - Deformações Axiais e Radiais.....	52
4.2.3 - Compressão Triaxial	54
4.2.3.1 - Variação do Parâmetro B de Poro-pressão.....	54
4.2.3.2 - Trajetórias de Tensões Efetivas.....	56
4.2.3.3 - Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação Volumétrica.....	60
4.2.3.4 - Modo de Ruptura.....	67
4.2.3.5 - Variação Volumétrica.....	69
4.2.3.6 - Envoltórias e Parâmetros de Resistência.....	70

a) <i>Condição de Ruptura</i>	70
b) <i>Estado Último</i>	74
4.2.4 - Condutividade Hidráulica.....	75
4.2.5 - Fotomicrografia.....	77

CAPÍTULO 5

ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	82
5.2 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA.....	82
5.2.1 - Compressão não-confinada	82
5.2.2 - Compressão Isotrópica	83
5.2.3 - Compressão Triaxial Axissimétrica	84
5.2.3.1 - Comportamento na ruptura.....	84
a) <i>Intercepto Coesivo</i>	88
b) <i>Ângulo de Atrito</i>	89
5.2.3.2 - Estado Último.....	90
5.3 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO.....	93
5.4 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	101
5.5 - FOTOMICROGRAFIA.....	102

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 - CONCLUSÕES.....	104
6.1.1 - Comportamento tensão-deformação-resistência	105
6.1.1.1 - Compressão não-confinada.....	105
6.1.1.2 - Compressão Isotrópica.....	105

6.1.1.3 - Compressão Triaxial Axissimétrica.....	106
a) Comportamento na ruptura.....	106
b) Deformações volumétricas.....	107
c) Modo de ruptura.....	107
d) Estado último (estado crítico).....	107
6.1.3 - Rigidez inicial (módulos de deformação).....	108
6.1.4 - Condutividade hidráulica.....	109
6.1.5 - Fotomicrografia.....	109
6.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 - Visão geral do equipamento.....	30
FIGURA 3.2 - Medidores de deslocamento confeccionados com sensores de efeito Hall	31
FIGURA 3.3 - Detalhe do equipamento:	
célula de carga e transdutor de deslocamento linear.....	32
FIGURA 3.4 - Arranjo para percolação de água da base para o topo do corpo-de-prova	36
FIGURA 3.5 - Arranjo para aplicação no topo e leitura da contra-pressão na base do corpo-de-prova.....	37
FIGURA 3.6 - Localização da jazida (NÚÑEZ 1991).....	42
FIGURA 3.7 - Curva granulométrica do solo (PRIETTO, 1996).....	44
FIGURA 4.1 - Curvas de compactação do solo com 2% de cimento.....	46
FIGURA 4.2 - Parâmetros de compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência à compressão simples.....	48
FIGURA 4.3 - Variação da resistência à compressão simples com o teor de umidade.....	48
FIGURA 4.4 - Pontos da curva de compactação utilizados nos ensaios.....	49
FIGURA 4.5 - Início da plastificação da estrutura no ramo seco, com energia Proctor Normal.....	50
FIGURA 4.6 - Início da plastificação da estrutura no ramo úmido, com energia Proctor Normal.....	50
FIGURA 4.7 - Início da plastificação da estrutura na umidade ótima, com energia Proctor Normal.....	51
FIGURA 4.8 - Início da plastificação da estrutura no ramo úmido, com energia Proctor Modificada.....	51
FIGURA 4.9 - Deformações axiais e radiais no ramo úmido, com energia Proctor Modificada.....	52
FIGURA 4.10 - Deformações axiais e radiais no ramo seco, com energia Proctor Normal.....	52
FIGURA 4.11 - Deformações axiais e radiais no ramo úmido, com energia	

Proctor Normal.....	53
FIGURA 4.12 - Deformações axiais e radiais na umidade ótima, com energia	
Proctor Normal.....	53
FIGURA 4.13 - Parâmetro <i>B</i>	55
FIGURA 4.14 - Trajetória de tensões efetivas: ramo seco, cura sob tensão.....	56
FIGURA 4.15 - Trajetória de tensões efetivas: ramo úmido, cura sob tensão.....	57
FIGURA 4.16 - Trajetória de tensões efetivas: umidade ótima, cura sob tensão.....	57
FIGURA 4.17 - Trajetória de tensões efetivas: ramo úmido,	
Proctor Modificado, cura sob tensão.....	58
FIGURA 4.18 - Trajetória de tensões efetivas: ramo seco, cura normal.....	58
FIGURA 4.19 - Trajetória de tensões efetivas: ramo úmido, cura normal	59
FIGURA 4.20 - Trajetória de tensões efetivas: umidade ótima, cura normal.....	59
FIGURA 4.21 - Deformação Axial X Tensão Desvio, Ramo seco.....	61
FIGURA 4.22 - Deformação Axial X Deformação volumétrica, Ramo seco.....	61
FIGURA 4.23 - Deformação Axial X Tensão Desvio, Ramo úmido.....	62
FIGURA 4.24 - Deformação Axial X Deformação volumétrica, Ramo úmido.....	62
FIGURA 4.25 - Deformação Axial X Tensão Desvio, Umidade ótima.....	63
FIGURA 4.26 - Deformação Axial X Deformação volumétrica, Umidade ótima.....	63
FIGURA 4.27 - Deformação Axial X Tensão Desvio ($p_i = 100$ kPa).....	64
FIGURA 4.28 - Deformação Axial X Tensão Desvio ($p_i = 300$ kPa).....	64
FIGURA 4.29 - Deformação Axial X Tensão Desvio ($p_i = 500$ kPa).....	65
FIGURA 4.30 - Deformação Axial X Tensão Desvio (cura sob tensão)	
Ramo úmido (Proctor Modificado) e Umidade ótima (Proctor Normal)	66
FIGURA 4.31 - Deformação Axial X Deformação Volumétrica (cura sob tensão)	
Ramo úmido (Proctor Modificado) e Umidade ótima (Proctor Normal)	66
FIGURA 4.32 - Tipos de Plastificação (PETLEY et al, 1993).....	67
FIGURA 4.33 - Variação do Índice de Fragilidade (cura sob tensão).....	68
FIGURA 4.34 - Variação do Índice de Fragilidade (cura normal).....	68
FIGURA 4.35 - Envoltórias de Ruptura (ramo seco).....	71
FIGURA 4.36 - Envoltórias de Ruptura (ramo úmido).....	71
FIGURA 4.37 - Envoltórias de Ruptura (umidade ótima).....	72
FIGURA 4.38 - Envoltórias de Ruptura (cura sob tensão).....	73
FIGURA 4.39 - Envoltórias de Ruptura (cura normal).....	73

FIGURA 4.40 - Envoltórias de Resistência no Estado último (ramo seco).....	74
FIGURA 4.41 - Envoltórias de Resistência no Estado último (ramo úmido).....	74
FIGURA 4.42 - Envoltórias de Resistência no Estado último (umidade ótima).....	75
FIGURA 4.43 - Condutividade Hidráulica.....	76
FIGURAS 4.44 a 4.46 - Fotomicrografia do material no ramo seco	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 100 kPa.....	78
FIGURAS 4.47 a 4.49 - Fotomicrografia do material no ramo seco	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 500 kPa.....	78
FIGURAS 4.50 a 4.52 - Fotomicrografia do material no ramo úmido	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 100 kPa.....	79
FIGURAS 4.53 a 4.55 - Fotomicrografia do material no ramo úmido	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 500 kPa.....	79
FIGURAS 4.56 a 4.58 - Fotomicrografia do material na umidade ótima	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 100 kPa.....	80
FIGURAS 4.59 a 4.61 - Fotomicrografia do material na umidade ótima	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 500 kPa.....	80
FIGURAS 4.62 a 4.64 - Fotomicrografia do material no ramo úmido - P. Modificado	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 100 kPa.....	81
FIGURAS 4.65 a 4.67 - Fotomicrografia do material no ramo úmido - P. Modificado	
Aumentos: 50, 500 e 4000x, Tensão de cura: 500 kPa.....	81
FIGURA 5.1 - Variação das deformações axiais e radiais com a umidade de moldagem..	83
FIGURA 5.2 - Variação das deformações volumétricas com a umidade de moldagem....	84
FIGURA 5.3 - Parâmetros de compactação dos corpos-de-prova	
utilizados nos ensaios triaxiais.....	85
FIGURA 5.4 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a	
Tensão Efetiva Média Inicial.....	86
FIGURA 5.5 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a	
Tensão Efetiva Média Inicial.....	87
FIGURA 5.6 - Variação da Tensão Desvio com os	
parâmetros de compactação do material	88
FIGURA 5.7 - Variação do intercepto coesivo com a umidade de moldagem.....	89
FIGURA 5.8 - Variação do ângulo de atrito determinado na ruptura	
com a umidade de moldagem.....	90

FIGURA 5.9 - Comportamento Tensão-deformação no espaço $e_a:q:p'$	91
FIGURA 5.10 - Comportamento Tensão-deformação no espaço $e_a:q:p'$	91
FIGURA 5.11 - Envoltória do Estado Último no espaço $p':q$	92
FIGURA 5.12 - Variação da deformação axial na ruptura com a umidade de moldagem ($p'_i = 100$ kPa).....	94
FIGURA 5.13 - Curvas tensão-deformação iniciais (Umidade ótima, ramo seco e úmido; $p'_i = 100, 300$ e 500 kPa).....	95
FIGURA 5.14 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (ramo seco, cura sob tensão).....	96
FIGURA 5.15 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (ramo seco, cura normal).....	96
FIGURA 5.16 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (umidade ótima, cura sob tensão).....	97
FIGURA 5.17 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (umidade ótima, cura normal).....	97
FIGURA 5.18 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (ramo úmido, cura sob tensão).....	98
FIGURA 5.19 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (ramo úmido, cura normal).....	98
FIGURA 5.20 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial ($p'_i = 300$ kPa)...	99
FIGURA 5.21 - Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios inicial.....	101

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 - Resumo do programa de ensaios.....	29
TABELA 3.2 - Propriedades físicas segundo NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996).....	43
TABELA 3.3 - Propriedades físico-químicas e mineralógicas (NÚÑEZ, 1991).....	44
TABELA 4.1 - Valores médios de resistência à compressão simples do solo com adição de 2% de cimento.....	47
TABELA 4.2 - Parâmetros de resistência.....	70
TABELA 4.3 - Valores de Condutividade Hidráulica.....	76
TABELA 5.1 - Valores de Módulos de Deformação.....	100
TABELA 5.2 - Tamanho das partículas presentes no solo-cimento.....	102

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAH	Aluminato hidratado de cálcio
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, drenado
CSH	Silicato hidratado de cálcio
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
c'	Coesão efetiva
c'_{ult}	Coesão última
C_u	Coefficiente de uniformidade
CTC	Capacidade de troca catiônica
D_{10}	Diâmetro efetivo
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
E	Módulo de deformação axial (Módulo de Young)
E_i	Módulo de deformação axial tangente inicial
E_s	Módulo de deformação axial secante
I_F, I_B	Índice de fragilidade
IP	Índice de plasticidade
LL	Limite de liquidez
LC	Limite de contração
LP	Limite de plasticidade
p'	Tensão efetiva normal média
p'_i	Tensão efetiva normal média inicial
p'_{rup}	Tensão efetiva normal média na ruptura
p'_{ult}	Tensão efetiva normal média última
q	Tensão desvio

q^*	Metade do valor da tensão desvio
q_{final}	Tensão desvio ao final do ensaio triaxial
q_{rup}	Tensão desvio na ruptura
q_u	Resistência à compressão simples
q_{ult}	Tensão desvio última
R^2	Coefficiente de determinação
u	Poro-pressão
p_c	Tensão de plastificação da estrutura
p_a	Pressão atmosférica
S	Resistência do solo (equação 2.5)
A, b	Constantes (equação 2.5)
D	Densidade
K	Valor de E/p_a correspondente a $p'_i/p_a=1$ (equação 2.6)
k	Condutividade hidráulica
n	Gradiente de variação linear entre E/p_a e p'_i/p_a em gráfico log-log (equação 2.6)
δ	Massa específica real dos grãos
Δu	Excesso de poro-pressão
ε	Deformação
ε_r	Deformação radial
ε_a	Deformação axial
$\varepsilon_{a/\text{rup}}$	Deformação axial na ruptura
ε_v	Deformação volumétrica
$\varepsilon_{v/\text{final}}$	Deformação volumétrica final
$\varepsilon_{v/\text{rup}}$	Deformação volumétrica na ruptura
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo (de pico)
ϕ'_{ult}	Ângulo de atrito último
γ_s	Densidade real dos grãos
γ_d	Peso específico aparente seco
$\gamma_{d,\text{máx}}$	Peso específico aparente seco máximo
θ_{critico}	Ângulo formado entre o plano de ruptura e o plano principal maior
σ'_1, σ'_3	Tensões principais efetivas maior e menor

σ_1, σ_3	Tensões principais totais maior e menor
σ'_a, σ'_r	Tensões principais efetivas axial e radial
σ_a, σ_r	Tensões principais totais axial e radial
τ_f	Tensão de cisalhamento na ruptura
τ_r	Tensão de cisalhamento residual (último)
ω	Teor de umidade
$\omega_{\text{ótimo}}$	Teor de umidade ótimo de compactação

RESUMO

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE CIMENTAÇÕES INTRODUZIDAS SOB TENSÃO

A melhoria das características mecânicas de solos naturais constitui uma técnica de crescente utilização na engenharia geotécnica, em especial na execução de fundações sobre solos moles. Algumas soluções passam pela utilização de materiais geotécnicos cimentados, tais como o solo-cimento, que constitui um material cujas características de deformação e resistência já foram amplamente pesquisadas. Entretanto, nenhum trabalho levou em conta que a cimentação, tal como ocorre em depósitos naturais, é formada sob tensão. Além disso, esta estrutura do solo poderia ser danificada no momento em que fossem aplicadas tensões confinantes maiores que as tensões em que o mesmo encontrava-se em campo, danificando-a e conduzindo a resultados não representativos do real comportamento do solo. No presente trabalho, a partir de um programa experimental que incluiu ensaios de resistência à compressão simples, ensaios triaxiais drenados (CID) com medições internas de deformações e microscopia eletrônica de varredura, um solo arenoso artificialmente cimentado teve seu comportamento mecânico investigado, frente à variação das condições de compactação, do nível de tensões efetivas médio inicial ($p'_i = 100, 300$ e 500 kPa) e das condições de cura, com a introdução da cimentação sob tensão. Os resultados mostraram que o comportamento do solo cimentado foi influenciado, em maior ou menor grau, por todas as variáveis investigadas. A introdução da cimentação sob tensão conduziu a mudanças significativas na mobilização da resistência ao cisalhamento, bem como nas características de deformabilidade do material estudado.

ABSTRACT

STUDY OF THE INFLUENCE OF CEMENTATIONS INTRODUCED UNDER STRESS

The improvement of natural soils characteristics is largely used in geotechnical engineering, specially in the design of foundations on soft grounds. Sometimes, artificially cemented material layers such as soil-cement are employed. These kind of admixture already has its characteristics very well studied. Nevertheless, there is not any study regarding the process of cementation taking place under stress. Besides, the cemented soil structure could be damaged when a confining stress, higher than the in situ soil stress, is applied. In this work, an experimental programme was carried out to investigate the mechanical behavior of an artificially cemented sandy soil, which includes unconfined compression tests, drained triaxial compression tests (CID) with local measurements of strains and scanning electron microscopy analysis. The influence of compaction conditions, initial mean effective stress ($p'_i = 100, 300 \text{ e } 500 \text{ kPa}$) and cure conditions, with the introduction of the cementation under stress, were evaluated. The results have shown that the cemented soil behavior was affected by both compaction conditions and initial mean effective stress. The introduction of cementations under stress induced expressive changes on the material strain and strength characteristics.

CAPÍTULO 1

COMENTÁRIOS INICIAIS

1.1 - INTRODUÇÃO

Na tentativa de conhecer as propriedades dos materiais cimentados artificiais ou naturais, são realizados ensaios de laboratório onde tenta-se reproduzir todas as características do material em seu estado natural. Na realização de ensaios triaxiais, por exemplo, as tensões confinantes aplicadas muitas vezes podem exceder a tensão de plastificação da estrutura, e o comportamento descrito por este ensaio será o comportamento de um material desestruturado, não correspondendo ao comportamento real do solo. Por este motivo, este trabalho buscou avaliar a influência da introdução de cimentações sob tensão, levando em conta que a cimentação que ocorre em campo, em qualquer depósito geológico natural ou mesmo em solos artificialmente cimentados, acontece sob tensão

A introdução da cimentação sob tensão irá nos permitir conhecer o comportamento real do solo artificialmente ou naturalmente cimentado, uma vez que os mesmos possuem uma resistência e rigidez resultante da cimentação das partículas, que era considerada somente na Mecânica das Rochas (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Este estudo poderá contribuir no preenchimento da lacuna existente entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas. Vários trabalhos já foram desenvolvidos neste sentido (VAUGHAN et al, 1988; COOP e ATKINSON, 1993; ZHU, CLARK e PAULIN, 1995). Entretanto, nenhum trabalho avaliou a influência da cimentação, quando introduzida sob tensão.

1.2 - TEMA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O presente trabalho estuda a influência da cimentação artificial em um solo residual de arenito da formação Botucatu, quando esta for introduzida sob tensão.

Os solos estruturados tais como solos residuais, solos granulares e rochas brandas ou intemperizadas possuem uma estrutura frágil, que pode ser danificada no momento em que se aplica uma tensão superior aquela em que o mesmo encontrava-se em campo.

Na realização de ensaios triaxiais são aplicadas tensões confinantes que muitas vezes ultrapassam a tensão que o solo estava submetido em campo, danificando a estrutura do mesmo.

Até o presente momento, todos os estudos realizados não levaram em conta este problema, que uma vez contornado permitirá melhor compreender o verdadeiro comportamento do solo cimentado natural ou artificialmente. Então, a principal questão que justifica o tema desta pesquisa é a seguinte: Porque não introduzir a cimentação sob tensão, tal como ela ocorre em depósitos naturais?

A cura sob tensão irá permitir que se possa simular a ampla variação das tensões de confinamento que o solo pode estar submetido, sem o comprometimento da sua estrutura e possivelmente ocasionando uma modificação nos parâmetros de resistência e aumento de rigidez, quando comparado com resultados de ensaios triaxiais usuais.

O resultado desta pesquisa poderá proporcionar subsídios para um melhor entendimento do comportamento dos solos artificialmente ou naturalmente cimentados.

1.3 - OBJETIVOS

O objetivo geral do presente trabalho é estudar o comportamento mecânico de um solo arenoso cimentado artificialmente e curado sob tensão, visando simular as mesmas condições em que o solo encontra-se em campo.

Dentro deste objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Avaliação da tensão de plastificação da estrutura (p_c) em diferentes teores de umidade, com ensaios de compressão isotrópica;
- Avaliação da influência do nível de tensões efetivas médias e da cura sob tensão sobre o comportamento mecânico de um solo arenoso artificialmente cimentado, através da realização de ensaios triaxiais convencionais drenados com medição interna de deformações axiais e radiais;
- Identificar a influência da microestrutura do solo no que diz respeito aos diferentes teores de umidade e tensões de confinamento;
- Discussão dos resultados obtidos visando delinear um padrão de comportamento para o solo com cura normal e sob tensão, obtendo assim, parâmetros que permitam a previsão do seu comportamento mecânico.

1.4 - CONCEITOS BÁSICOS

Neste item são apresentados alguns conceitos básicos importantes referidos na formulação e desenvolvimento do trabalho:

Estabilização de solos: é a alteração das propriedades de um solo de maneira a criar um novo material capaz de melhor atender às necessidades de uma determinada aplicação em engenharia.

Comportamento mecânico de um solo: são todos aqueles aspectos do comportamento de um solo relacionados, direta ou indiretamente, com os processos de mobilização de resistência ao cisalhamento, variação de volume e deformação.

Condição de cura: condição sob a qual é desenvolvida a cimentação do material. No presente trabalho, são referidos dois tipos de condição de cura: a cura normal, onde o corpo-de-prova tem a sua cimentação desenvolvida sem a aplicação de tensões confinantes, e a cura sob tensão, onde o corpo-de-prova é curado sob o efeito de tensões confinantes.

1.5 - MÉTODO

As atividades desenvolvidas ao longo do trabalho exigiram que a pesquisa fosse dividida em quatro etapas:

1^a) revisão da literatura existente, com interesse no que diz respeito aos seguintes tópicos: (1) comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados naturais e artificiais; (2) modificações nas propriedades do solo causada pela adição de cimento Portland e (3) características de um material artificialmente cimentado, curado sob tensão;

2^a) planejamento e execução do programa experimental, desde a escolha do material até o último ensaio previsto, visando a determinação do comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado investigado;

3^a) análise e discussão dos resultados obtidos no programa experimental, com o objetivo de avaliar a influência do nível de tensões efetivas e da cura (normal e sob tensão) sobre o comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado, com posterior comparação aos resultados encontrados na literatura;

4^a) elaboração do relatório final da pesquisa, representado pela presente dissertação de mestrado.

1.6 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em seis capítulos, conforme pode ser observado a seguir:

- capítulo 1: neste capítulo é apresentada uma introdução onde é definido o tema e a justificativa da pesquisa, os objetivos do trabalho, o método utilizado para a execução da pesquisa e também alguns conceitos básicos utilizados ao longo do trabalho;

- capítulo 2: neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica dos tópicos de interesse do presente trabalho;

- capítulo 3: neste capítulo descreve-se com detalhes o programa experimental utilizado, dando ênfase ao seu planejamento, métodos e materiais utilizados;

- capítulo 4: neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no programa experimental;

- capítulo 5: neste capítulo realiza-se uma discussão dos resultados apresentados no capítulo anterior, levando em consideração outros resultados encontrados na literatura;

- capítulo 6: no último capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na área da engenharia geotécnica, é de vital importância que o profissional possa prever o comportamento de materiais naturais e artificiais, suficientemente bem para que se possa manter as estruturas que somos responsáveis, com segurança e economia. Para isso, devemos conhecer as suas propriedades adequadamente. (VAUGHAN, 1993).

É justamente com o mesmo propósito do autor citado acima que foi realizada a presente revisão da literatura: conhecer as propriedades de um material naturalmente ou artificialmente cimentado.

A revisão bibliográfica a seguir descrita apresenta uma compilação dos conceitos básicos que fundamentam os processos de estabilização de solos através da adição de cimento Portland, dando ênfase para a modificação de suas propriedades mecânicas.

As características dos materiais naturalmente cimentados também são apresentadas nesta revisão da literatura, no que diz respeito à formação da estrutura do material e seu comportamento mecânico, dando ênfase para aspectos relacionados à sua compressibilidade, rigidez inicial, resistência ao cisalhamento, modo de ruptura e comportamento no estado último.

É importante salientar que os trabalhos de NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996), desenvolvidos no Curso Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, possuem uma criteriosa revisão bibliográfica sobre a estabilização de solos com cimento Portland, onde os autores destacam as alterações nas propriedades mecânicas do solo e seus mecanismos de estabilização. Tais trabalhos representam uma importante contribuição

no que diz respeito ao conhecimento do comportamento deste tipo de material, e serão citados inúmeras vezes no decorrer deste trabalho.

2.2 - A ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA COM CIMENTO PORTLAND

2.2.1 - Introdução

INGLES e METCALF (1972) citados por PRIETTO (1996), definem a estabilização de solos como sendo a aplicação de processos técnicos através dos quais busca-se a melhoria das propriedades mecânicas de um determinado solo, especialmente daquelas relacionadas com resistência, deformabilidade, condutividade hidráulica e durabilidade. Como exemplo pode-se citar a estabilização por processos físico-químicos através da adição de cal, cimento e materiais betuminosos, gerando assim, um novo material geotécnico, com propriedades intrínsecas à sua natureza.

A melhoria das características mecânicas dos solos pela adição de cimento Portland constitui em um processo utilizado de forma cada vez mais intensa nas diversas áreas da engenharia geotécnica, como por exemplo na contenção de maciços, execução de fundações sobre solos moles, na prevenção de liquefação em areias e na execução de pavimentos.

A adição de pequenas quantidades de cimento irá modificar as propriedades dos solos, enquanto que quantidades maiores alterarão radicalmente as suas propriedades. O teor de 2% de cimento é, segundo INGLES e METCALF (1972) e ZHU et al (1995), o valor que separa os materiais fracamente cimentados dos fortemente cimentados.

2.2.2 - Mecanismos da Estabilização

Quando o cimento Portland é adicionado a um solo em presença de água, a cimentação resultante pode ser imaginada como sendo resultante de dois tipos de ligações: as ligações

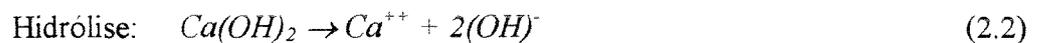
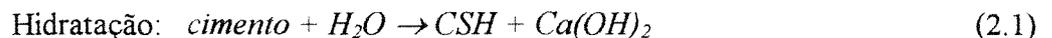
mecânicas entre o cimento e a superfície rugosa dos grãos e as ligações químicas desenvolvidas entre o cimento e a superfície dos grãos. (EL-RAWI et al, 1967)

PRIETTO (1996) relatou o processo de endurecimento do solo-cimento sugerido por HERZOG e MITCHELL (1963), como sendo devido à cimentação das partículas de solo pelos produtos da hidratação do cimento e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento são atribuídas à formação de um esqueleto composto por estes materiais através da massa de solo. O autor cita, também, o trabalho de NISHIDA e KAWAMURA (1971), que sugere, para solos predominantemente siltosos ou arenosos, que o componente principal da resistência alcançada por uma mistura de solo-cimento são as ligações químicas secundárias, tais como forças de Van der Waals.

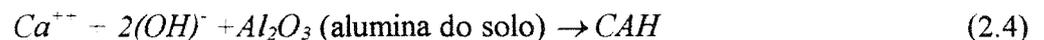
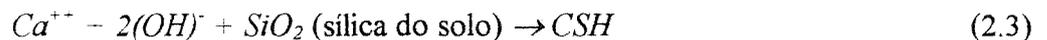
MOH (1965) identificou a formação de silicatos e aluminatos de cálcio, ao estudar a natureza dos produtos das reações secundárias a partir do quartzo, caolinita e silicato tri-cálcico. Observou, também, a redução nos picos de difração do quartzo e do hidróxido de cálcio, o que parece provar que a superfície das partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

O autor apresenta, de forma esquemática, as reações que ocorrem em um sistema solo-cimento:

Reações primárias:



Reações secundárias:



Onde *CSH* é o silicato hidratado de cálcio e o *CAH* é o aluminato hidratado de cálcio.

CERATTI & CASANOVA (1988) dividem o processo de estabilização com cimento em duas fases: a hidrólise do cimento e a formação de substâncias cimentantes. Na fase de

hidrólise há formação de cal; o pH se eleva até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida é diminuída, seguida de forte floculação. Na segunda fase acontece a formação de substâncias cimentantes sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato.

2.2.3 - Alterações nas Propriedades Mecânicas

Segundo PRIETTO (1996), a adição de cimento ao solo irá provocar mudanças substanciais nas propriedades geotécnicas do material; estas modificações dependerão das características específicas do solo, do teor de aditivo, da quantidade de água, do tipo e do grau de compactação, do tipo e do tempo de cura, do grau de pulverização e, no caso de solos argilosos, da eficiência da mistura. De maneira geral, a adição de cimento aumentará a resistência e a rigidez, diminuirá a compressibilidade e alterará os limites de consistência; a condutividade hidráulica será reduzida nos solos granulares, mas aumentará nos solos argilosos; a durabilidade medida em ciclos de molhagem e secagem aumentará.

NÚÑEZ (1991) cita o trabalho de KÉZDI (1979), onde foi observado que a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo não são muito afetados pela adição de cimento, embora o solo se torne muito mais sensível aos efeitos da água, uma vez que há uma aproximação dos ramos da curva de compactação do solo com adição de cimento em relação à curva do solo sem adição de cimento. Desta maneira, pequenas variações no teor de umidade resultam em grandes alterações no peso específico aparente seco obtido na compactação.

AKPOKODJE (1985) citado por NÚÑEZ (1991), verificou que a perda de resistência ocasionada pela imersão está relacionada com a granulometria e com o tipo de argilomineral, atribuindo a maior perda de resistência em solos argilosos devido à maior capacidade de adsorção de água por parte da fração fina do solo.

EL-RAWI et al (1967) citado por PRIETTO (1996) propõe o uso de resistência à compressão simples na caracterização das misturas de solo-cimento, indicando o grau de reação dos componentes da mistura e sua evolução com o tempo.

INGLES e FRYDMAN (1966) citados por NÚÑEZ (1991), sugerem que, dentre vários fatores que exercem influência na resistência final do solo estabilizado, a densidade teria o papel preponderante. Segundo os autores, o logaritmo da resistência é linearmente proporcional à densidade da mistura, podendo ser expressa pela seguinte função:

$$S = A.e^{b.D} \quad (2.5)$$

onde S é a resistência, D é a densidade e A e b são constantes.

É importante ressaltar que o aumento de resistência se dá de forma linear em relação ao aumento do teor de cimento. Observa-se, também, que em praticamente todos os estudos a resistência aumenta com o tempo de cura, atribuindo-se este aumento aos produtos cimentantes resultantes de reações secundárias entre a cal liberada na hidratação do cimento e os argilominerais do solo.

A adição de cimento ainda pode proporcionar uma certa resistência à tração, que pode alcançar até 10% da resistência à compressão simples. CLOUGH et al (1981); INGLES e METCALF (1972), citados por PRIETTO, 1996.

2.3 - SOLOS ESTRUTURADOS

O estudo de argilas moles e rijas, solos residuais e granulares, bem como rochas brandas e intemperizadas mostrou que muitos tipos de solos possuem componentes de resistência e rigidez que não são somente em razão da porosidade e história de tensões, mas resultam da cimentação entre as partículas, que era considerada somente na Mecânica das Rochas.

Por esta razão, neste item é feita uma abordagem teórica da gênese dos materiais cimentados, dos fatores que possam afetar a sua estrutura e do seu arranjo microestrutural, bem como uma breve abordagem sobre a condutividade hidráulica para este tipo de material.

2.3.1 - Formação da estrutura

Segundo LEROUÉIL e VAUGHAN (1990), a cimentação pode ocorrer devido a diversos fatores, tais como a solução e deposição de sílica no contato entre as partículas de areia (MITCHELL e SOLYMAR, 1984), como uma solda a frio nos contatos sob alta pressão, pela deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, recristalização de minerais durante intemperização e pela modificação da camada de água adsorvida e forças atrativas interpartículas em solos argilosos. CLOUGH et al (1981) afirmam que a cimentação nas areias é provocada pela deposição de pequenas quantidades de agentes cimentantes, tais como sílica, silicatos, óxido de ferro e carbonatos depositados nos pontos de contato entre partículas.

É de vital importância ressaltar o fato de que muitos depósitos naturais estão submetidos à tensões confinantes durante a formação de ligações cimentantes entre as partículas do solo, tais como areias cimentadas encontradas áreas litorâneas devido à precipitação de cimento composto por calcita em ambiente marinho e em areias onde a cimentação poderá desenvolver-se devido ao envelhecimento da mesma. MITCHELL (1986), MITCHELL e SOLYMAR (1984), MURFF (1987) e CLOUGH et al (1981).

GENS e NOVA (1993), no intuito de buscar um tipo de superfície de plastificação que tivesse melhores condições de modelar o comportamento real da formação da cimentação, sugeriu o acréscimo do tamanho da superfície de plastificação, centrada no estado de tensões em que o material se encontra, a partir do início do processo de formação da cimentação. Isto tornaria possível a incorporação do efeito das tensões geostáticas durante o processo de litificação. A existência desta superfície de plastificação é citada também por VAUGHAN (1993), que a considera similar, porém independente, daquela devido ao pré-adensamento. O autor também comenta que a envoltória está relacionada e centrada com o estado de tensões *in situ*, devido aos efeitos da litificação estarem em equilíbrio com as tensões em campo.

PRICE (1988), citado por COOP e ATKINSON (1993), verificou que, para calcarenitos fracamente cimentados, a cimentação ocorre somente ao redor das partículas e nos

seus contatos. Os espaços vazios são preenchidos somente com maiores porcentagens de cimento, formando uma matriz cimentante, tal como ocorre com a cimentação natural.

De acordo com TAVENAS e LEROUEIL (1985), citados por CLAYTON, HIGHT e HOOPER (1992), alguns processos deposicionais e pós-deposicionais, tais como a cimentação, envelhecimento e tixotropia, aumentam a resistência e a rigidez das argilas naturais. PAUL, PEACOCK e WOOD (1992), citados pelos mesmos autores, sugerem que a estrutura é mais evidente para os materiais estratificados, podendo esta ser formada por aluminossilicatos e compostos de ferro ou sílica.

2.3.2 - Fatores que podem afetar a estrutura

Estudos comparativos que ilustram os efeitos das diferentes técnicas usadas em laboratório foram feitos por BRESSANI e VAUGHAN (1989). Os autores concluíram que a resistência de materiais fracamente cimentados é influenciada por técnicas de laboratório tais como métodos de saturação, trajetória de tensões antes da ruptura e não uniformidade no carregamento. Para tanto, foi desenvolvido um material capaz de variar amplamente o grau de cimentação e a porosidade.

Existem vários fatores que podem contribuir na remoção da cimentação ou induzindo a plastificação. O intemperismo químico é um agente geológico capaz de destruir a estrutura através da lixiviação dos compostos cimentantes liberando energia cisalhante; também pode ocasionar uma aumento na estruturação quando houver precipitação destes compostos. (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

A afirmativa de que a desestruturação poderia ser causada por deformações cisalhantes não drenadas ou por deformações volumétricas durante a consolidação foi feita por CLAYTON, HIGHT e HOOPER (1992). Os autores postulam que as deformações cisalhantes não drenadas causam uma diminuição da superfície de plastificação corrente. As deformações volumétricas também causam diminuição da superfície de plastificação, em direção à superfície intrínseca do material (sem estrutura). Para o caso da argila de Bothkennar estudada pelos

autores, os ciclos de compressão e extensão impostos na ocasião da amostragem ocasionaram uma grande redução nas tensões efetivas médias, alcançando até 60% de redução para uma variação de deformação de $\pm 2\%$.

CLOUGH et al (1979), ao analisarem a influência do ambiente de cura de areias artificialmente cimentadas, constataram que a cura submersa alcança somente 50% da resistência e do módulo de deformação do mesmo material curado em ambiente úmido.

HIGHT et al (1992), ao estudarem os efeitos da perturbação da amostragem e técnicas de reconsolidação em argilas naturalmente cimentadas, verificaram que as técnicas de reconsolidação até as tensões *in situ* resultam somente na diminuição da superfície de plastificação. Por outro lado, a trajetória de tensões adotada afeta a rigidez a pequenas deformações, bem como a resistência não drenada e as deformações de pico. Em concordância, CLAYTON, HIGHT e HOPPER (1992) e SMITH, JARDINE e HIGHT (1992) também verificaram uma diminuição na superfície de plastificação associada com o método de amostragem.

2.3.3 - Condutividade Hidráulica

De acordo com LAMBE e WHITMAN (1979), o tamanho da partícula, o índice de vazios, a composição, a estrutura e o grau de saturação são as características que, em maior ou menor grau, exercem influência na condutividade hidráulica do material.

O componente que mais influencia na condutividade hidráulica é a estrutura do material, especialmente para solos granulares finos. Para amostras com o mesmo índice de vazios, a que possuir uma estrutura mais floclada terá maior condutividade hidráulica, e a que estiver em um estado mais disperso terá menor, pois quanto mais paralelas estiverem as partículas, mais tortuoso será o caminho percorrido pela água, considerando-se um fluxo vertical de água. Os autores mostram, também, que o aumento da porcentagem de água diminui a condutividade hidráulica do material no ramo seco e aumenta ligeiramente no ramo úmido. Uma menor condutividade hidráulica observada na umidade ótima seria devido ao maior esforço de compactação, reduzindo os espaços por onde passa o fluxo d'água. Deste

modo, o material irá possuir a condutividade hidráulica máxima no início do ramo seco e a mínima na umidade ótima, seguida de um ligeiro aumento quando o material estiver no ramo úmido.

Por último, LAMBE e WHITMAN (1979) observaram que em geral, a relação índice de vazios x logaritmo da condutividade hidráulica segue uma linha quase reta para todos os tipos de solo.

2.3.4 - Microestrutura

O arranjo estrutural tem ligação direta com a quantidade de água presente no material. Esta afirmativa é confirmada com o modelo para solos compactados desenvolvido por LAMBE e WHITMAN (1979), baseado na Teoria da Dupla Camada. O autor afirma que no ramo úmido existe água suficiente para assegurar o desenvolvimento completo de uma camada dupla de íons atraídos às partículas de argila, ocasionando a repulsão entre as mesmas e proporcionando uma distribuição paralela após a compactação. No ramo seco não existe água suficiente para o desenvolvimento de uma camada dupla, sendo que as partículas passam a ser atraídas por forças de atração do tipo Van der Waals. Este tipo de atração entre partículas causa a floculação, onde a agregação de partículas forma flocos compressíveis que irão compor a estrutura.

Atualmente ainda existem poucas investigações em solos compactados artificialmente cimentados. Entretanto, comparando-se com modelos antigos, tem sido mostrado que o elemento básico da estrutura não é a partícula sozinha, mas domínios constituídos de várias partículas agregadas. DELAGE e LEFEBVRE (1984) citados por DELAGE et al (1996), verificaram a existência de agregados de partículas em argilas mesmo após remoldadas.

De acordo com DELAGE et al (1996), uma variável importante parece ser o volume da fase argila, que a igual densidade seca, aumenta drasticamente com o aumento da porcentagem de água. Conforme a quantidade de água diminui, a argila tende a cobrir os grãos maiores, conservando sua forma. O modelo proposto pelos autores também leva em conta a quantidade de água presente na amostra: no ramo seco, devido à alta sucção, a coesão interna é forte e o

esforço de compactação não é forte o suficiente para quebrar ou remoldar inteiramente os agregados, originando uma estrutura com grandes poros inter-agregados; na umidade ótima os agregados tornam-se frágeis e quebradiços o suficiente para proporcionar uma matriz mais densa. No ramo úmido existe um volume muito maior para a mesma porcentagem de argila, devido à maior hidratação, formando uma pasta que cobre os grãos. Neste caso o esforço de compactação é dissipado não pela quebra ou remoldagem de agregados, mas na deformação plástica da pasta de argila contendo os grãos de silte.

2.4 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS

2.4.1 - Considerações Iniciais

Os solos estruturados, tendo em vista seu comportamento mecânico, consistem em uma classe de material que recai em uma área intermediária entre Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas. Por este motivo, GENS e NOVA (1993) ressaltam a falta de um estudo mais aprofundado no sentido de descrever o comportamento destes materiais de maneira mais consistente.

Dentre os trabalhos realizados, destacam-se CLOUGH et al (1979 e 1981), com um importante trabalho experimental desenvolvido com areias cimentadas. Vale citar, também, a contribuição de LEROUEIL e VAUGHAN (1990), com uma compilação de resultados experimentais publicados por diversos autores, para vários tipos de solo.

Entre outros trabalhos, é de grande valia a extensa e criteriosa revisão da literatura realizada por PRIETTO (1996), em sua dissertação de mestrado. O autor procurou abordar os aspectos relacionados com a compressibilidade, rigidez inicial, resistência ao cisalhamento, modo de ruptura e comportamento no estado último, especialmente para solos granulares naturais ou artificialmente cimentados e para rochas porosas de natureza granular, apresentando, no final, uma revisão sobre modelos constitutivos.

A seguir, portanto, apresenta-se uma breve revisão dos conceitos e aspectos considerados importantes para o entendimento do comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, acrescentando-se alguns trabalhos recentemente desenvolvidos neste sentido.

2.4.2 - Variáveis do Comportamento Mecânico

Segundo GENS e NOVA (1993), solos estruturados, rochas brandas e outros materiais com características similares exibem um comportamento complexo, afetado principalmente pela história geológica de tensões e deformações. O comportamento também pode ser afetado pela velocidade de deformação, temperatura, tempo de aplicação do carregamento e orientação da amostra estudada no que diz respeito às tensões principais.

CLOUGH et al (1981) comentam os fatores que influenciam no comportamento mecânico de uma areia cimentada, que podem ser enumerados como sendo o grau de cimentação, a densidade, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica, a forma e arranjo dos grãos e a natureza do agente cimentante. HUANG e AIREY (1993) enfatizam a influência da densidade e da tensão de confinamento como determinante do comportamento de uma areia artificialmente cimentada.

Da mesma forma, COOP e ATKINSON (1993), ao analisarem areias carbonatadas artificialmente cimentadas, definiram os traços gerais do comportamento de materiais cimentados como sendo dependentes da magnitude das tensões confinantes e da resistência da cimentação.

FEDA (1995) afirmou que o fator governante do comportamento mecânico é o grau de cimentação, seguido da porosidade inicial, umidade inicial e profundidade de amostragem, para o caso de materiais naturalmente cimentados.

Todos os aspectos analisados, no que diz respeito ao comportamento mecânico do solo residual de arenito artificialmente cimentado, foram, em maior ou menor grau, influenciados

pelo grau de cimentação e pela tensão efetiva média inicial.

2.4.3 - Comportamento Tensão-Deformação-Resistência

2.4.3.1 - Comportamento Pré-ruptura

a) Rigidez Inicial

ZHU, CLARK e PAULIN (1995) afirmam que o comportamento de areias cimentadas difere das não cimentadas, especialmente a pequenas tensões e deformações. Os parâmetros para areias com cimentação a pequenas deformações, tais como rigidez inicial e deformabilidade sob cargas cíclicas, são muito maiores que para areias não cimentadas.

Segundo LEROUEIL e VAUGHAN (1990), o comportamento de materiais cimentados antes da plastificação é rígido, mas não necessariamente elástico, pois alguma estrutura pode ser perdida devido à mudanças de tensão dentro da superfície de plastificação.

BRESSANI e VAUGHAN (1989) afirmam que deve-se tomar cuidado na realização de ensaios de laboratório, porque poderá haver destruição da estrutura e redução da tensão de plastificação quando segue-se uma determinada trajetória de tensões dentro da superfície de plastificação primária, e mesmo que as tensões permaneçam dentro desta superfície de plastificação, ciclos de tensão isotrópica poderão danificar a estrutura do material.

De acordo com GENS e NOVA (1993), a rigidez inicial e a tensão desvio na plastificação podem diminuir na presença de altas tensões confinantes. Conforme a tensão de confinamento aumenta, existe uma transição entre um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil.

BRESSANI (1990), ao investigar o comportamento de um solo artificial cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índice de vazios, verificou um modelo seguido por todos os ensaios triaxiais: o decréscimo da rigidez (representada pelo módulo secante) com o logaritmo das deformações axiais. O autor analisou, também, a variação da rigidez normalizada com a tensão de confinamento, com relação à tensão de confinamento ($E/\sigma'_3 \times \sigma'_3$). Para baixas tensões confinantes, a rigidez normalizada observada foi bastante alta, comparável a valores para rochas brandas. A queda observada na rigidez normalizada com o aumento da tensão de confinamento não é comum para solos não cimentados. Por último, observou que a variação do módulo secante, em termos absolutos, não é função direta da tensão de confinamento, mas sim do grau de cimentação, do índice de vazios e da composição mineralógica do solo.

CLOUGH et al (1981) sugerem que o módulo de deformação tangente inicial pode ser relacionado com a pressão de confinamento, para areias cimentadas e não cimentadas, segundo a expressão:

$$E_i = K \cdot p_a \cdot (\sigma_3/p_a)^n \quad (2.6)$$

De um modo geral, houve um aumento nos valores de K e um decréscimo nos valores de n, com o aumento do nível de cimentação das areias estudadas. Estes resultados são consistentes com os dados fornecidos por MITCHELL (1976a) e DUPAS e PECKER (1979), citados pelos autores, sobre areias estabilizadas com cimento.

AIREY (1993) propôs, para os solos cimentados em geral, que o desvio da linearidade é associado com a quebra das ligações mais fracas e mais solicitadas, ocorrendo de maneira mais rápida e mais progressiva à medida que o ponto de plastificação aproxima-se. O ponto em que ocorre o desvio de linearidade corresponde ao limite do comportamento elástico, enquanto que o ponto de plastificação marca o limite do comportamento rígido, visível a partir de uma mudança na curva tensão-deformação. Segundo o autor, a cimentação proporciona um aumento do módulo cisalhante e do tamanho da superfície de plastificação inicial.

b) Resistência

LEROUEIL e VAUGHAN (1990) realizaram uma extensa pesquisa no sentido de entender os efeitos da estrutura do material em seu comportamento pré e pós ruptura em vários tipos de solo, destacando o fato de que apesar dos efeitos da cimentação serem descritos de uma forma geral, devem ser tratados como um conceito básico de grande importância na determinação do comportamento do solo estruturado.

BRESSANI e VAUGHAN (1989) pesquisaram a influência da não uniformidade das partes superior e inferior dos corpos-de-prova (superfície não horizontal) e da falta de excentricidade no carregamento (inclinação da amostra). Tais fatos, na opinião dos autores, poderão ocasionar ruptura progressiva em uma amostra frágil e impedir que o efeito da cimentação entre partículas seja medido.

No caso das argilas moles e rijas, a estrutura é evidenciada na comparação entre amostras naturais e remoldadas, onde pode-se notar um índice de vazios maior para o material intacto. Para as areias cimentadas naturalmente e artificialmente, existe um aumento na resistência de pico, rigidez e fragilidade. A cimentação também poderá proporcionar alguma resistência à tração (FRYDMAN, 1981, citado por LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). A história de tensões tem pouca influência nas propriedades dos solos residuais, onde a estrutura proporciona um intercepto coesivo c' à envoltória de resistência, mesmo quando o solo é poroso e contrai durante o cisalhamento. Por isso, este componente da resistência deve-se à estrutura, e não à densidade do material.

MACCARINI (1987), citado por LEROUEIL e VAUGHAN (1990), conduziu estudos sobre materiais artificialmente cimentados e concluiu que um solo estruturado plastifica em um índice de vazios e tensão tal que seria impossível para este mesmo solo suportar, se ele estivesse desestruturado. Neste caso, a razão máxima de dilatância não ocorre no pico, tal como em solos não estruturados, mas a grandes deformações. O autor salienta que isto indica que o pico da resistência é controlado mais pela estrutura que pela densidade do material.

VAUGHAN, MACCARINI e MOKHTAR (1988), após um criterioso levantamento das propriedades de solos residuais, relatam que uma das características mais importantes deste tipo de solo é ter uma envoltória de resistência drenada com um intercepto de coesão c' , independentemente da sua porosidade. Tal característica não manifesta-se quando o solo é remoldado, pois a cimentação, uma vez quebrada, é irrecuperável, exceto pelos processos geológicos de longo termo que a criaram. O componente coesivo, neste caso, é diferente daquele presente nas argilas devido às forças atrativas interpartículas, e pode ser recuperado se o arranjo e a densidade também forem recuperados. Outro aspecto importante relatado pelos autores é a existência de um estado estrutural estável e meta-estável. Um solo estará no estado estável se ele estiver em um estado de tensões/índice de vazios permitido para o mesmo solo em um estado não estruturado. Se o solo estiver em um espaço de tensão/índice de vazios não permissível para o mesmo solo não estruturado, então ele estará em um estado meta-estável, particularmente vulnerável à mudanças de tensões. O solo ainda poderá continuar rígido neste estado, mas à custa da mobilização da resistência da cimentação, que uma vez rompida irá desencadear grandes deformações.

COOP e ATKINSON (1993) compararam o comportamento de uma areia carbonatada artificialmente cimentada, com o mesmo material não cimentado com adição de finos. Na opinião dos autores, há uma redução no volume específico com a introdução de material cimentante nos espaços vazios, gerando a necessidade de comparar materiais com a mesma granulometria. Foi observada a diminuição do ângulo de atrito do estado crítico com a introdução da cimentação, provavelmente devido à aderência do cimento nas partículas de areia mesmo após a plastificação. No caso de materiais cimentados, a adição de finos pode diminuir o ângulo de atrito do estado crítico em até 3° , embora possua essencialmente a mesma linha de estado crítico (CSL) dos materiais não cimentados.

FEDA (1995) afirma que podem ocorrer pequenos colapsos locais na cimentação antes da ruptura causados pela não homogeneidade da cimentação do material, chamados de desestruturação concentrada. Caso contrário, pode-se dizer que a desestruturação ocorre de forma progressiva. A desestruturação concentrada explica a forma ondulada do diagrama tensão-deformação pré pico.

LAGIOIA e NOVA (1995), ao investigarem teórica e experimentalmente o comportamento de um calcarenito, observaram que a principal característica do comportamento é a existência de uma fase de desestruturação, que marca a transição do comportamento do material entre um comportamento similar ao das rochas com o similar ao do solos. Durante o carregamento, o material pode exibir três fases distintas: a fase inicial elástica, a fase de desestruturação e a fase de endurecimento ou abrandamento, que acaba em um estado último, linear no diagrama $p' - q$. Para o material estudado a variação volumétrica é sempre negativa (contração), mesmo a grandes deformações (35%), mostrando que o estado crítico ainda não foi alcançado. Isto deve-se à quebra das partículas de calcário, que são fracas e frágeis. O valor do estado de tensões em que ocorre a desestruturação não aumenta com a tensão confinante, somente o valor em que é alcançada a maior tensão desvio é proporcional à mesma. Os autores ainda observam que a rigidez inicial é quase independente da tensão confinante. Outra observação importante diz respeito à fase de endurecimento do material, que inicia sempre com o mesmo índice de vazios, independente da tensão confinante e do índice de vazios inicial, sugerindo que esta fase inicia quando o solo alcança uma estrutura típica de um material granular fofo, com as partículas de calcário em contato entre si. Para altas tensões confinantes, a ruptura e o estado crítico coincidem, e são alcançados após uma fase de endurecimento; para baixas tensões confinantes a ruptura acontece a menores deformações e a tensões superiores às do estado último.

O material estudado por LAGIOIA e NOVA (1995) comporta-se de maneira quase linear até que as deformações axiais começam a aumentar à tensão constante. Tal comportamento é associado à desestruturação, e não foi mencionado por outros autores, que relataram o início da desestruturação com a redução da rigidez do material. Outro comportamento não usual descrito pelos autores foi uma inflexão na curva tensão-deformação, a deformações baixíssimas, quando o material está submetido a tensões confinantes altas ou maiores que a necessária para causar desestruturação na material. Esta inflexão indica uma expansão do domínio elástico, que ocorre durante as poucas horas entre o final da compressão isotrópica e o início do cisalhamento, e é descrita pelos autores como um fenômeno de recimentação parcial da estrutura.

c) Deformações Volumétricas

As deformações volumétricas que acontecem em solos que contém minerais expansivos podem ser suficientes para causar a plastificação de uma estrutura; a expansão normalmente ocorre quando uma amostra de solo parcialmente saturado ou saturado com poros grandes é retirada do solo. A tensão efetiva média não pode ser sustentada pelo desenvolvimento de poro-pressões negativas, ocorrendo expansão e alguma perda da estrutura, a não ser que a estrutura seja forte o suficiente para suportar a pressão de expansão. (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990)

Para que a estrutura seja removida, é necessário que ocorram deformações substanciais: pós-plastificação. Por esta razão, a plastificação de materiais estruturados é considerada um processo progressivo. Os autores citados acima mostram como exemplo um solo artificialmente cimentado estudado por MACCARINI (1987), onde uma deformação volumétrica de 5% foi o suficiente para a remoção da estrutura do material.

Tal como a expansão, a contração do solo também pode levar à perda da estrutura. Isto pode ocorrer em solos submetidos a ciclos de congelamento / descongelamento e também em solos submetidos a mudanças sazonais no nível d'água, potencializado pela presença de minerais expansivos.

COOP e ATKINSON (1993) observam que, assim como em solos não cimentados, o mecanismo principal das deformações volumétricas plásticas é a quebra das partículas, não existindo pontos de plastificação diferenciados para a quebra da estrutura e das partículas.

De acordo com CLAYTON, HIGHT e HOOPER (1992), as amostras submetidas à compressão isotrópica exibem, após o início da plastificação, uma série de pequenos colapsos à tensão constante. Isto sugere que existe uma destruição progressiva da estrutura, referido pelos autores como desestruturação progressiva.

DELAGE e LEFEBVRE (1984), ao analisarem uma típica argila marinha (Champlain sea clay) com o auxílio de microscopia eletrônica e porosimetria com intrusão de mercúrio,

mostraram que este solo exibe uma estrutura com poros inter-agregados (0,125 a 1 μm) e intra-agregados (0,005 a 0,125 μm). Neste caso, o colapso ocorre de maneira progressiva, iniciando nos poros maiores. (citados por CLAYTON, HIGHT e HOOPER, 1992).

YOSHINAKA e YAMABE (1981), citados por CARRARO (1997), ao analisarem diversas rochas sedimentares brandas, observaram que as deformações volumétricas durante o cisalhamento obedecem a padrões distintos de comportamento, dependendo do nível de tensões confinantes atuantes. Na faixa de tensões em que o material apresenta um comportamento frágil, as deformações volumétricas acontecem, em um primeiro estágio, como uma compressão inicial até um ponto próximo à ruptura, e a seguir, um comportamento dilatante, cuja taxa decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride. Por outro lado, quando as tensões confinantes excedem a tensão de plastificação da estrutura, são observadas somente deformações de compressão. Este comportamento tem sido observado por vários outros autores (CLOUGH et al, 1981; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; VAUGHAN et al, 1988; LAGIOIA e NOVA, 1995), e parece ser típico de materiais cimentados.

2.4.3.2 - Comportamento Pós-ruptura

a) Modo de Ruptura

Uma característica comum a todos os materiais cimentados, para baixos níveis de tensões confinantes, é o comportamento frágil observado na ruptura em ensaios triaxiais. (e.g. CLOUGH et al, 1981; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; PETLEY et al, 1993; PRIETTO, 1996).

Segundo LEROUEIL e VAUGHAN (1990), um material cimentado terá um comportamento diferenciado, conforme o nível de tensões confinantes em que o mesmo se encontra. Para baixas tensões de confinamento, o pico é devido à estrutura do material. A plastificação é abrupta e coincide com a formação de uma superfície de ruptura. O material é muito frágil e dilata bastante, mas somente após a passagem do pico de resistência. Para

tensões confinantes altas o material mostra um comportamento rígido até que plastifique, o que ocorre perto da resistência última.

Na tentativa de avaliar o modo de ruptura ou a plastificação para os solos residuais, VAUGHAN, MACCARINI e MOKHTAR (1988) utilizaram um solo artificialmente cimentado com porosidade variada. Na opinião dos autores, a comparação entre o solo natural e o artificialmente cimentado é imprópria devido ao fato de que o material artificial é formado sem tensões confinantes, impossibilitando a investigação do alívio de tensões após a cimentação. Tal afirmativa enfatiza ainda mais o objetivo do presente trabalho: a simulação das reais condições existentes em campo através da introdução da cimentação sob tensão.

Outro aspecto relevante relatado pelos autores é o fato de que a quebra da cimentação pode originar um material diferente do não cimentado, pois durante a desestruturação pode ocorrer a quebra das partículas do solo, deixando o material com uma granulometria mais fina. Tal fato é confirmado por COOP (1990), citado por COOP e ATKINSON (1993), relatando que para o caso de areias carbonatadas a plastificação associa-se com a quebra das ligações cimentantes e também com o fraturamento das partículas.

VAUGHAN et al (1988), sugeriram que mesmo após a plastificação da matriz cimentante, é necessário uma compressão adicional considerável para que o solo venha a ter a mesma estrutura de um solo não cimentado.

PETLEY et al (1993), ao analisarem o modo de ruptura de amostras deformadas em ensaios triaxiais não drenados em rochas brandas e sedimentares, verificaram que a estrutura desenvolvida pelas amostras durante o cisalhamento depende principalmente da tensão de consolidação, e pode ser analisada de três formas distintas: (1) amostras consolidadas a tensões baixas: a cimentação permanece intacta até a ruptura, proporcionando um comportamento mais rígido ao material. Acontece o desenvolvimento de fraturas conjugadas com a plastificação do material, que com o aumento das deformações, tende a uma condição residual; (2) amostras consolidadas a tensões mais elevadas, onde a cimentação entre partículas rompe ainda durante o carregamento, aparecendo uma quantidade muito maior de fraturas. Conforme as deformações aumentam, o material entra em um processo de abrandamento da resistência (strain softening) até alcançar o estado crítico; (3) amostras consolidadas a tensões altas o

suficiente para causar ruptura na cimentação antes do início do carregamento: as deformações acontecem em todo o corpo-de-prova, e o material aumenta de resistência (endurece) até alcançar o estado crítico. Vale salientar que os ensaios triaxiais com tensões confinantes de 500 kPa seguiram as proposições feitas pelos autores, onde as deformações citadas pelos mesmos foram ocasionadas pela fissuração vertical do corpo-de-prova, sem a formação de uma superfície de ruptura.

A forma de ruptura de areias artificialmente cimentadas também foi investigada por CLOUGH et al (1981), resultando na afirmativa de que a forma de ruptura varia com a tensão confinante, o nível de cimentação e a densidade. Os autores verificaram, também, que o aumento do ângulo de atrito do material é proporcionado pelo aumento da densidade e intertravamento entre as partículas.

Segundo FEDA (1995), a superfície de ruptura linear indica a ocorrência de isomorfismo físico, pois o mecanismo de ruptura, ocasionada pelo deslizamento ao longo de fissuras, é sempre o mesmo. Quanto mais perturbado o material, mais fácil será o deslizamento, resultando em uma superfície de ruptura menor. Quando a destruição da cimentação ocorre pré-pico, a superfície torna-se não linear devido à modificação no mecanismo de mobilização da resistência.

b) Estado Último

O termo estado último define o estado onde tanto a tensão de cisalhamento como a deformação volumétrica não variam com a deformação cisalhante.

Um material submetido a baixas tensões de confinamento tende ao estado crítico a grandes deformações, com cisalhamento a volume constante. Já no caso de tensões confinantes altas, o pico e a resistência última devem coincidir e aproximar-se do estado crítico. (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

De acordo com CLOUGH et al (1981), a resistência última das amostras cimentadas é muito próxima da apresentada pelas não cimentadas; todas as amostras cimentadas mostram

um pequeno, porém consistente intercepto coesivo residual. Segundo os autores isto pode ser devido aos efeitos de tensão capilar ou pela presença de pequenas quantidades de agentes cimentantes cuja resistência é de natureza dúctil e não cai a zero a grandes deformações. Outro aspecto interessante é a relativa similaridade entre os ângulos de atrito últimos de todos os solos estudados (naturais e artificiais), de 35° a 36°, em contraste com a diversidade encontrada nos valores de pico.

No entanto, outros autores relatam dificuldades na caracterização do estado último de materiais cimentados quando verifica-se a ruptura frágil. (e.g. COOP e ATKINSON, 1993; YOSHINAKA e YAMABE, 1981, citado por PRIETTO, 1996).

YOSHINAKA e YAMABE (1981), afirmam que para o caso de ruptura frágil, a determinação da deformação volumétrica final e da taxa de dilatação após a ruptura produz um espectro de valores com grande dispersão, com uniformidade muito pobre. Os autores concluem que a determinação quantitativa da dilatação, para rochas sedimentares brandas, na faixa de tensões onde a ruptura frágil ocorre, é um problema a ser resolvido.

Por outro lado, LAGIOIA e NOVA (1995) postulam que a envoltória do estado último pode ser conceitualmente considerada como uma linha de estado crítico, embora as deformações volumétricas não são constantes nesta fase.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O principal objetivo do programa experimental a ser apresentado foi a avaliação da influência da introdução de cimentações sob tensão, na mobilização da resistência ao cisalhamento e deformações em um solo arenoso artificialmente cimentado.

Ensaio de Resistência à Compressão Simples, Compressão Isotrópica e Compressão Triaxial permitiram a caracterização do comportamento do material estudado através das seguintes variáveis de resposta:

- Resistência à compressão simples (q_u);
- Tensão efetiva normal média na ruptura (p'_{rup});
- Tensão efetiva normal média última (p'_{ult});
- Tensão desvio na ruptura (q_{rup});
- Tensão desvio última (q_{ult});
- Módulo de deformação secante (E_s);
- Deformação axial na ruptura ($\varepsilon_{a/rupt}$);
- Deformação volumétrica na ruptura ($\varepsilon_{v/rupt}$);
- Deformação volumétrica final (ε_{vfinal});

Tendo em mãos as variáveis de resposta, outros parâmetros de comportamento do solo foram determinados e analisados. Os parâmetros que descrevem os níveis de tensões (p' e q) foram avaliados através da notação apresentada por LAMBE e WHITMAN (1979), sendo:

$$p' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2} = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2} - u \quad \text{e} \quad q^* = \frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{2} = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2} \quad (3.1)$$

com: u : poro-pressão;
 σ'_a e σ'_r : tensões efetivas axial e radial, respectivamente;
 σ_a e σ_r : tensões totais axial e radial, respectivamente;
 q : tensão desvio : $\sigma'_a - \sigma'_r$ ou $\sigma_a - \sigma_r$;
 q^* : metade do valor da tensão desvio: $q/2$
 p : tensão efetiva média normal

A condição de *ruptura* é definida no presente trabalho como sendo o ponto da curva tensão-deformação correspondente à máxima tensão desvio, ou seja, ao pico da curva. A condição *última* refere-se a um estado onde não existem variações significativas de tensão desvio e de volume com a deformação axial. Uma estimativa razoável da condição *última* é obtida através da condição denominada *final*, que corresponde ao último ponto passível de ser plotado pelos dados experimentais na curva tensão-deformação, uma vez que as curvas tensão-deformação descrevem patamares virtualmente horizontais em seus estágios finais.

O módulo de deformação secante (E_s) é definido, para um determinado segmento da curva tensão-deformação, como sendo o quociente entre a variação da tensão desvio e a variação da deformação axial correspondente. No capítulo 5 será descrita a análise da variação do módulo secante para vários níveis de deformação.

3.2 - PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa de ensaios pode ser dividido em três grupos principais, de acordo com a finalidade dos mesmos:

Inicialmente, foram realizados ensaios para a *dosagem e determinação dos parâmetros de moldagem* das misturas. Para esta primeira etapa, foram feitos ensaios de resistência à compressão simples, com o intuito de avaliar a porcentagem de cimento que deveria ser adicionada ao solo, de modo que o equipamento triaxial tivesse condições de aplicar à amostra uma tensão tal que pudesse romper a sua estrutura. A partir daí, definido o teor de 2% de cimento, foi realizado o ensaio de compactação com energia Proctor normal e modificada, segundo a NBR 7182 (1986a).

Os ensaios de *resistência* compreendem os ensaios de compressão triaxial e os de resistência à compressão simples, que proporcionam todas as características de resistência e deformabilidade do material estudado. Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados com o intuito de delinear preliminarmente a resistência da mistura, sem cura sob tensão, em diferentes teores de umidade. O próximo passo foi a realização de ensaios de compressão isotrópica para a definição da tensão de plastificação da estrutura, com três diferentes teores de umidade (umidade ótima, ramo seco e úmido). Os parâmetros para a moldagem (γ_d , ω) foram obtidos da curva de compactação definida anteriormente.

A etapa mais importante do programa experimental constituiu na realização de ensaios triaxiais drenados com tensões efetivas médias iniciais (p'_i) de 100, 300 e 500 kPa.

A análise *microestrutural* foi feita com o intuito de explicar qualitativamente o comportamento e avaliar as diferenças na estrutura em função dos diferentes teores de umidade, buscando correlacionar as características apresentadas pelo material na sua microestrutura com o seu comportamento macroscópico. Estes ensaios foram realizados com amostras retiradas da superfície de ruptura dos corpos de prova, logo após o término do ensaio triaxial.

A tabela a seguir mostra uma visão geral do programa de ensaios:

TABELA 3.1 - Resumo do programa de ensaios

Ensaio	Características	Nº
RCS	2, 3 e 4% de cimento, umidade ótima	9
Compactação	Proctor normal e modificado - 2% de cimento	11
RCS	Resistência de toda a curva de compactação (2% cim)	42
Comp. Isotrópica	Umidade ótima (Proctor Normal e Modificado), ramos seco e úmido (Proctor Normal) - 2% de cimento	4
Triaxiais	Idem, com cura normal e sob tensão e 3 tensões confinantes	21
Microscopia	Umidade ótima, ramos seco e úmido, cura sob tensão	6

3.3 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais foram realizados em um equipamento previamente montado e descrito por CARRARO (1997). Este equipamento (Figura 3.1) é composto por uma câmara triaxial convencional, um sistema de aplicação de pressão, um sistema de aplicação de carga axial e também por um sistema de aquisição de dados, composto por um micro computador e um data-logger.

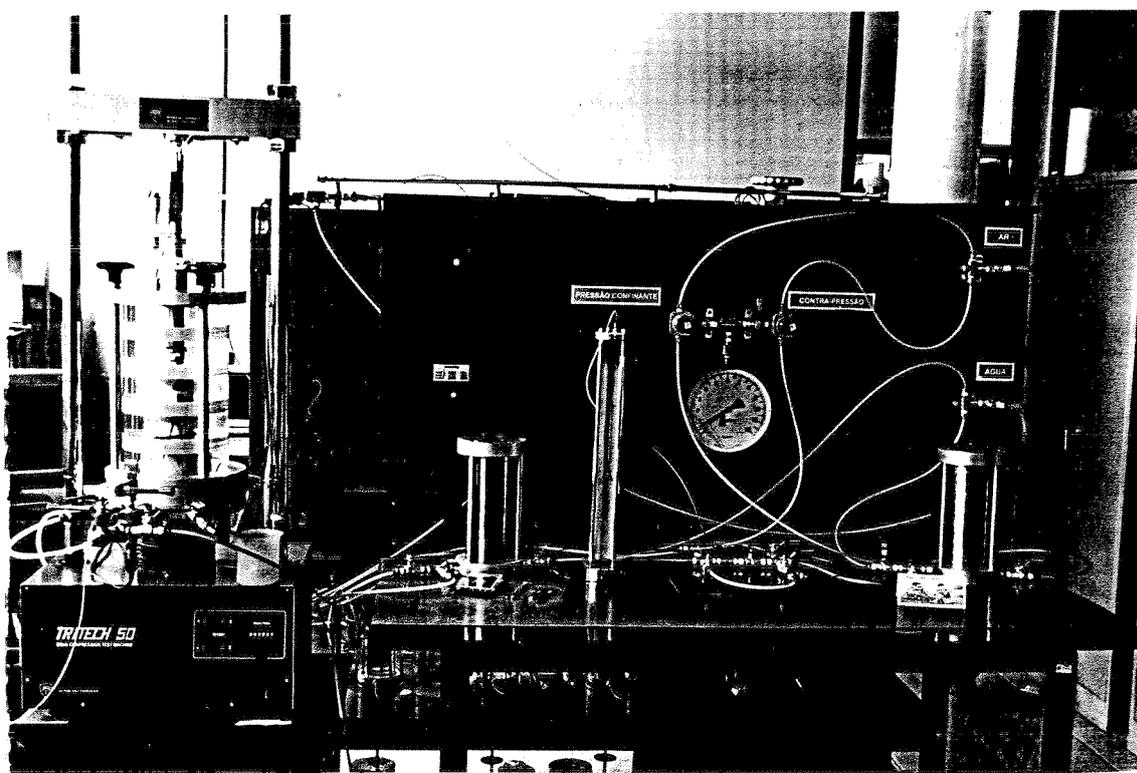


FIGURA 3.1 - Visão geral do equipamento

Algumas modificações fizeram-se necessárias, sendo que a de maior importância foi a confecção de um medidor de deslocamentos radiais com um sensor de efeito Hall, mostrado em detalhe na Figura 3.2.

A seguir, serão citadas somente as principais características do equipamento:

- Câmara triaxial: marca Wykeham-Farrance, modelo WF 11144;
- Prensa: marca Wykeham-Farrance, modelo WF 10056 TRITECH 50, com capacidade máxima de 50 kN;
- Sistema de aplicação de pressão: células de pressão com interface ar/água, onde o nível máximo de pressão que poderia ser aplicado era de 700 kPa, devido às limitações impostas pelos reguladores e transdutor de pressão.
- Medição das grandezas:

Deformações: internas: sensores de efeito Hall, mostrados na Figura 3.2.

externas: transdutor de deslocamento linear, marca Wykeham-Farrance, modelo HS25B, com resolução de 0,001 mm.

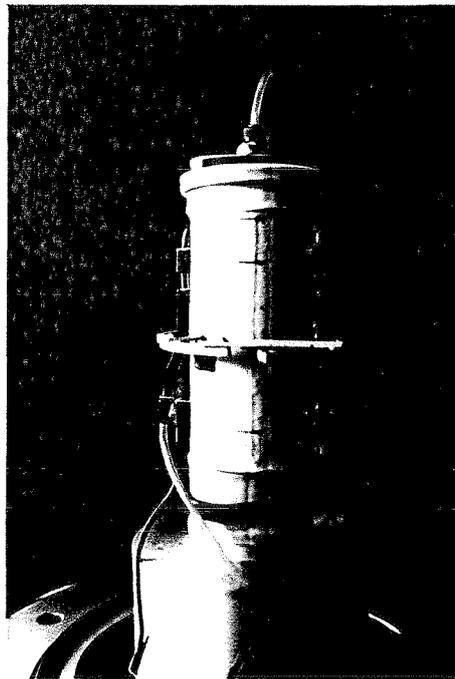


FIGURA 3.2 - Medidores de deslocamento confeccionados com sensores de efeito Hall

Pressão confinante e poro-pressão: transdutor de pressão da marca DRUCK, modelo PDCR 810, capaz de operar em um intervalo de até 700 kPa.

Varição volumétrica: bureta de alta resolução, com capacidade de 5 ml.

Força axial: célula de carga da marca KRATOS, modelo KM, carga nominal 5 kN, conforme mostra a Figura 3.3:

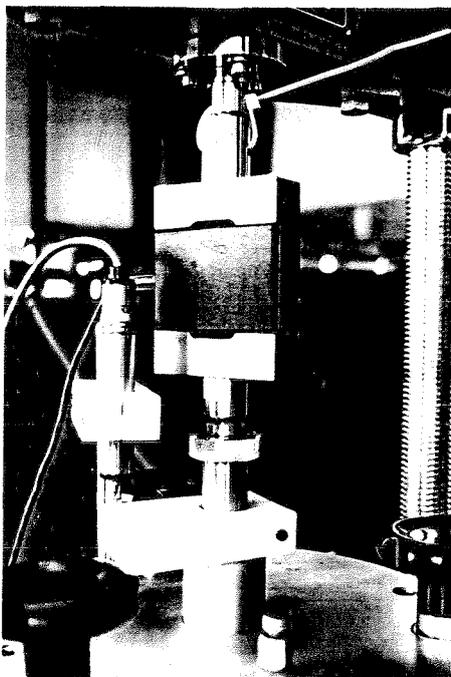


FIGURA 3.3 - Detalhe do equipamento: célula de carga e transdutor de deslocamento linear

- Aquisição de dados: um conversor analógico/digital (data-logger) da Hewlett Packard e um microcomputador PC/AT 386. O software utilizado para o gerenciamento dos dados do ensaio foi o mesmo utilizado por CARRARO (1997).

3.4 - MÉTODOS

Nesta seção serão apresentados os métodos de ensaio e demais procedimentos utilizados durante o programa experimental, procedendo-se à descrição detalhada dos mesmos quando se fizer necessário, ou fazendo-se, simplesmente, referência às normas técnicas obedecidas.

3.4.1 - Obtenção e Preparação do solo

As amostras de solo utilizado na pesquisa foram colhidas na jazida mediante escavação com ferramenta manual em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. O material, após coletado, foi acondicionado em tonéis para o transporte e seco ao ar. Uma vez seco, o solo foi destorroado, peneirado e teve sua umidade higroscópica determinada. Posteriormente, foi armazenado em sacos plásticos hermeticamente fechados até a sua utilização.

A preparação do material para os ensaios de compactação e de resistência, que compreende as etapas de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR- 6457 (1986).

3.4.2 - Preparação dos Corpos-de-prova

A preparação dos corpos-de-prova para os ensaios de resistência seguiu a técnica descrita por NÚÑEZ (1991) e utilizada por PRIETTO (1996) e CARRARO (1997), e compreende as etapas de mistura, moldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

A mistura dos materiais foi feita manualmente, após a pesagem dos mesmos com resolução de 0,01 gf. Primeiro, procedeu-se a mistura dos materiais secos e posteriormente foi adicionada a água, tendo-se o cuidado de evitar ao máximo a perda de umidade por evaporação e de garantir a homogeneidade da mistura.

A partir da curva de compactação do ensaio Proctor Normal, foram definidas as densidades e os teores de umidade a serem utilizados. As quantidades de cimento e água a serem adicionadas foram definidas tendo como base o peso de solo seco, permitindo a moldagem de um corpo de prova mais a retirada de duas cápsulas da mistura para a determinação do teor de umidade.

Uma vez pronta a mistura, a mesma era compactada em um molde metálico tripartido de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, previamente lubrificado, em três camadas de mesma altura. Após a compactação de cada camada tomou-se o cuidado de escarificar o topo das mesmas, para garantir que houvesse perfeita aderência, sem a formação de planos de fraqueza. Durante esta etapa foram retiradas duas amostras para a determinação da umidade do corpo de prova, após a compactação da primeira e da última camada.

A seguir a amostra era desmoldada e pesada, tendo também suas dimensões verificadas com precisão de 0,01 cm. Logo após o procedimento descrito acima, a amostra era acondicionada em saco plástico identificado e vedado para impedir a perda de umidade.

As amostras utilizadas nos ensaios triaxiais (para os ensaios com cura normal e sob tensão) foram curadas dentro da câmara triaxial, durante 48 horas. Para os ensaios de resistência à compressão simples, a cura dos corpos-de-prova foi feita na câmara úmida do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais - LEME - UFRGS, onde o grau de saturação é mantido em $90 \pm 5\%$ e a temperatura em $23 \pm 2^\circ\text{C}$.

Foram adotados critérios rígidos de aceitação dos corpos-de-prova, em relação aos parâmetros de moldagem (γ_d , ω). A tolerância adotada em relação ao peso específico aparente seco máximo e a umidade foi uma variabilidade de $\pm 2\%$ e $\pm 3\%$, respectivamente. Corpos-de-prova com parâmetros fora dos limites tolerados eram descartados e substituídos.

3.4.3 - Dosagem da mistura solo-cimento

Para que se pudesse avaliar os níveis de tensão necessários para romper a estrutura do material, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples em amostras com 2, 3 e 4% de adição de cimento. Outro objetivo da avaliação da tensão de plastificação para cada teor de cimento, foi a escolha de um teor tal cuja tensão de plastificação não fosse superior àquela capaz de ser aplicada pelo equipamento triaxial.

Finalmente, escolheu-se a adição de 2% de cimento, com um tempo de cura de 48 horas, adotada para todos os ensaios do programa experimental.

3.4.4 - Ensaio de Compactação

Após a adoção do teor de 2% de cimento, procedeu-se a realização dos ensaios de compactação para as energias Proctor Normal e Modificada. A definição das curvas de compactação tiveram vital importância para a realização do programa experimental, pois a partir das mesmas foram definidos os pares (γ_d, ω) para a confecção dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios subsequentes. Os ensaios foram executados segundo a NBR 7182 (1986a).

3.4.5- Ensaio de Compressão Simples

A realização dos ensaios de resistência à compressão simples seguiu os procedimentos descritos na norma NBR 12770 (1992). Para esta etapa do programa experimental foi utilizada uma prensa da marca Wykeham Farrance com capacidade máxima de 50 kN, em conjunto com anéis dinamométricos previamente calibrados de 3 kN. A velocidade de deformação utilizada foi de 1,14 mm/min.

Após 24 horas de cura em câmara úmida, os corpos-de-prova, antes de serem rompidos, eram imersos em água potável por ± 24 horas, visando uma condição de saturação completa. Após transcorrido um dia de imersão, a água excedente era escoada por 15 minutos, antes do corpo-de-prova ser ensaiado.

Foram ensaiados vários pontos da curva de compactação com energia Proctor Normal, visando uma completa definição da resistência em função de teor de umidade da mistura.

3.4.6 - Ensaio de Compressão Isotrópica

Foram realizados ensaios de compressão isotrópica em amostras com umidade ótima, nos ramos seco e úmido, para a energia de compactação Proctor Normal. Também foi realizado um ensaio para a energia de compactação Proctor Modificado no ramo úmido, para

o ponto correspondente à umidade ótima do Proctor Normal. Este ensaio foi realizado com o intuito de avaliar a influência do aumento de densidade e principalmente, a passagem, para a mesma umidade, da umidade ótima (Proctor Normal) para o ramo úmido (Proctor Modificado), na mobilização de resistência e na rigidez apresentada pelo material.

O ensaio foi realizado em duas etapas: primeiro, era aplicada uma pressão confinante de 50 kPa e uma contra-pressão de 30 kPa na base do corpo-de-prova, fazendo com que houvesse percolação de água da base para o topo com um gradiente hidráulico de aproximadamente 20 kPa, durante 48 horas, com o arranjo que pode ser visto a seguir:

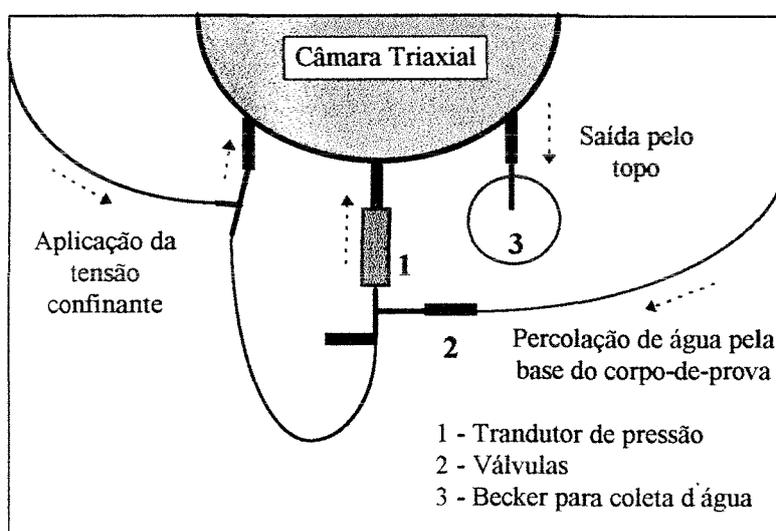


FIGURA 3.4 - Arranjo para percolação de água da base para o topo do corpo-de-prova

Em uma segunda etapa, passadas 48 horas, a pressão confinante era aumentada em incrementos de 50 kPa, até atingir o nível máximo de operação do sistema: aproximadamente 700 kPa. A cada incremento de tensão confinante era medida a variação de poro-pressão na base, sendo que um novo incremento era feito somente quando a poro-pressão na base equalizava-se com a contra-pressão aplicada no topo (constante, de aproximadamente 30 kPa). A aplicação da contra-pressão no topo do corpo-de-prova e a leitura na base do mesmo era feita com o arranjo apresentado na Figura 3.5.

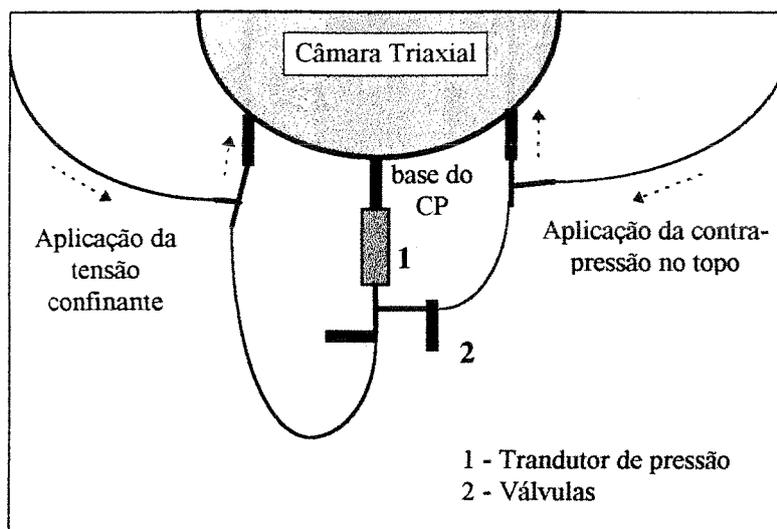


FIGURA 3.5 - Arranjo para aplicação no topo e leitura da contra-pressão na base do corpo-de-prova

A monitoração das variações dos sensores de deslocamento radiais e axiais era feita desde o início do ensaio. Na segunda etapa, monitorou-se também a variação volumétrica através da bureta, a fim de comparar as variações volumétricas medidas interna e externamente.

3.4.7 - Ensaio de Compressão Triaxial

O comportamento mecânico do material foi descrito mediante a realização de ensaios triaxiais convencionais do tipo CID, com cura normal e sob tensão (ambas dentro da câmara triaxial), conduzidos sob carregamento estático. As tensões efetivas médias iniciais foram fixadas em 100, 300 e 500 kPa. Estas tensões foram escolhidas por serem inferiores (100 kPa), semelhantes e superiores (500 kPa) às tensões de plastificação da estrutura (p_c), obtidas a partir dos ensaios de compressão isotrópica.

A descrição do equipamento utilizado encontra-se no item 3.4. Os arranjos das válvulas para a fase de percolação d'água e para a fase de cisalhamento são idênticos aos usados para os ensaios de Compressão Isotrópica (item 3.4.6, Figuras 3.4 e 3.5).

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução destes ensaios seguem os princípios gerais descritos por BISHOP e HENKEL (1957) e HEAD (1986).

Os ensaios com cura normal tiveram seus corpos-de-prova confeccionados com os parâmetros de moldagem obtidos diretamente da curva de compactação. Para garantir que os ensaios com cura normal e sob tensão estivessem com o mesmo índice de vazios no momento do cisalhamento, procedeu-se uma correção nos parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova dos ensaios de cura sob tensão, uma vez que os mesmos tinham seus índices de vazios reduzidos no momento da aplicação da tensão confinante, antes da cura.

Logo após a moldagem, os corpos-de-prova eram imediatamente colocados dentro da câmara triaxial para serem curados durante 48 horas. Durante este período, independente das condições de cura, era feita a primeira fase de saturação das amostras: a percolação de água. Para os ensaios com cura normal, era aplicada uma tensão confinante de 50 kPa e uma contra-pressão de 30 kPa, fazendo com que houvesse percolação de água da base para o topo dos corpos-de-prova. Nos ensaios com cura sob tensão, aplicava-se nesta fase uma contra-pressão de 30 kPa e tensões confinantes de 130 kPa, 330 kPa e 530 kPa, ou seja, o corpo-de-prova era curado com a aplicação prévia da tensão efetiva média inicial do ensaio.

Decorridas as 48 horas de cura, dava-se início à segunda fase da saturação dos corpos-de-prova, que consistia na aplicação da contra-pressão de 30 kPa, agora no topo do corpo-de-prova, por intermédio do arranjo de válvulas mostrado na Figura 3.5. Os aumentos de contra-pressão e tensão confinante eram feitos ao mesmo tempo, em incrementos de 50 kPa. Quando a poro-pressão gerada na base do corpo-de-prova equalizava-se com a aplicada em seu topo, um novo incremento de pressão era aplicado. Este processo demorou em torno de 4 horas para os ensaios de cura normal e 5 a 6 horas para os ensaios de cura sob tensão.

A saturação dos corpos-de-prova foi monitorada através da medição do parâmetro de poro-pressão B (SKEMPTON, 1954), após a aplicação de um incremento de tensão. Segundo BRESSANI (1990), a aplicação de um carregamento cíclico não-drenado poderia vir a causar danos à estrutura do material, por isso, a verificação do parâmetro B foi feita somente nos dois últimos níveis de tensão possíveis, limitados pela contra-pressão a ser utilizada na fase de cisalhamento. Vale salientar que, em função do grau de cimentação do material, a avaliação do

parâmetro B foi considerada somente em caráter qualitativo, uma vez que a estrutura do material poderá impedir, até um certo grau, as deformações volumétricas e, por consequência, a geração de poro-pressão ocasionadas pela aplicação do carregamento não drenado.

A fase final da saturação constituiu, para os ensaios de cura normal, de duas etapas: (1) aplicação da pressão confinante (tensão efetiva média inicial do ensaio); (2) dissipação do excesso de poro-pressão gerado. Este processo demorou em torno de meia hora, sendo mais rápido para os corpos-de-prova confeccionados no ramo seco. Esta fase não foi executada para os ensaios com cura sob tensão, pois os mesmos já tinham a tensão efetiva média inicial aplicada no início do ensaio, logo após a moldagem do corpo-de-prova.

A velocidade de deformação adotada para a fase de cisalhamento foi a mesma utilizada por PRIETTO (1996) e CARRARO (1997), uma vez que a deformação de 1,04% / hora assegurou uma ótima condição de drenagem, monitorada através da medição da poro-pressão na base durante todo o ensaio.

Os procedimentos para o monitoramento da pressão na câmara triaxial e poro-pressão, medição das deformações axiais e volumétricas, bem como a aquisição e correção dos dados obtidos nos ensaios, serão descritos a seguir:

- Monitoramento da Poro-Pressão e da Pressão na Câmara: realizado de forma idêntica ao descrito por CARRARO (1997), onde um único transdutor de pressão era utilizado para tal fim. A pressão na câmara e a contra-pressão era lida logo antes do início do ensaio e conferida somente uma ou duas vezes durante a realização do mesmo, uma vez que o transdutor era usado durante o ensaio para monitorar a poro-pressão na base. O arranjo feito para que fosse possível a utilização de somente um transdutor de pressão pode ser visto melhor na Figura 3.5.

- Medições das Deformações Axiais e Radiais: as deformações foram medidas por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituído por dois medidores de deslocamentos axiais e um radial confeccionado com sensores de efeito Hall e (2) um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear. Para a avaliação das deformações axiais levou-se em conta as medições internas até o final do intervalo linear

da calibração dos sensores, ou até o pico (onde há a formação da superfície de ruptura), prosseguindo até o final do ensaio com as deformações medidas pelo transdutor externo.

- Medição das Deformações Volumétricas: partindo da hipótese de saturação completa, a variação volumétrica do corpo-de-prova foi medida através de uma bureta de alta resolução conectada à linha de aplicação da contra-pressão ao corpo-de-prova. Em caráter de comparação, foi avaliada a variação volumétrica medida através dos sensores e efeito Hall, segundo a expressão:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2 \varepsilon_r \quad (3.2)$$

onde: ε_a = deformações axiais e ε_r = deformações radiais.

- Aquisição dos dados: todo o processo de aquisição dos dados nos ensaios triaxiais, com exceção das medidas de variação volumétrica obtidas através da bureta, foi automatizado. A leitura da bureta foi realizada de forma direta, visual, utilizando o mesmo intervalo de tempo que o programa para o armazenamento dos dados dos transdutores de carga, pressão, deslocamento e sensores de efeito Hall.

- Correção dos dados: em todos os ensaios realizados foram aplicadas correções de área e membrana, segundo a abordagem proposta por LA ROCHELLE et al (1988).

Segundo CARRARO (1997), não há necessidade de correção para a força medida nos ensaios com uma célula de carga externa, pois o uso de um lubrificante aplicado no pistão seria o suficiente para eliminar quaisquer erros decorrentes do atrito pistão / bucha da câmara triaxial.

3.4.8 - Condutividade Hidráulica

A condutividade hidráulica do material foi avaliada na fase de adensamento dos ensaios triaxiais descritos anteriormente, ou seja, na fase final da saturação dos corpos-de-prova. Após a aplicação de vários incrementos de tensão isotrópica, o material era considerado saturado (variação do parâmetro B inferior a 10% após um incremento isotrópico de 50 kPa). O

próximo passo era a aplicação do incremento de tensão confinante que iria proporcionar a tensão efetiva média inicial, sem permitir a drenagem do excesso de poro-pressão gerado.

A partir da monitoração da dissipação do excesso de poro-pressão na base do corpo-de-prova e da variação dos sensores internos de efeito Hall, foi possível avaliar a condutividade hidráulica do material com vários teores de umidade (e. g. BISHOP e HENKEL, 1957). É extremamente importante ressaltar que este tipo de avaliação da condutividade hidráulica proporciona resultados qualitativos, que irão permitir a realização da comparação entre as diferentes condições de compactação do material.

3.4.9 - Fotomicrografia

A fotomicrografia foi realizada em amostras retiradas dos corpos-de-prova rompidos nos ensaios de resistência à compressão triaxial com cura sob tensão, em regiões situadas na superfície de ruptura formada no processo de cisalhamento.

Logo após a extração, a amostra era submetida a 48 horas de secagem em estufa a 60° C para que o processo de desenvolvimento de reações cimentantes fosse cessado mediante a eliminação da umidade no interior da amostra. Depois de seca, amostra era acondicionada em embalagens plásticas totalmente vedadas para impedir o seu umedecimento e armazenadas até o seu uso.

A preparação das amostras foi feita de acordo com os procedimentos gerais descritos por TOVEY (1986). A fotomicrografia foi realizada no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF), da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, a partir da obtenção de imagens de elétrons secundários em um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), da marca PHILIPS.

3.5 - MATERIAIS UTILIZADOS

Os próximos itens apresentam as principais características dos materiais utilizados na pesquisa:

3.5.1 - O Solo

O solo utilizado no presente trabalho foi o mesmo utilizado por NÚÑEZ (1991), PRIETTO (1996) e CARRARO (1997), e por isso possui suas características físico-químicas e mineralógicas exaustivamente estudadas.

Segundo NÚÑEZ (1991), o solo consiste em uma areia fina siltosa, mal graduada e fracamente plástica, podendo ser classificada como solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à denominada formação Botucatu. O primeiro autor citado realizou uma extensa bateria de ensaios de caracterização para amostras coletadas em diversas profundidades, constatando assim a homogeneidade do material.

O local de coleta (Figura 3.6) foi em uma jazida situada às margens da rodovia estadual RS 240, em Vila Scharlau, município de São Leopoldo - RS. A jazida, segundo NÚÑEZ (1991), apresenta um horizonte C saprolítico de 17 metros; 2,5 metros de horizonte B e 0,5 metros de horizonte A. O material utilizado no presente estudo foi coletado a 5 m de profundidade, em relação ao ponto mais alto do talude.

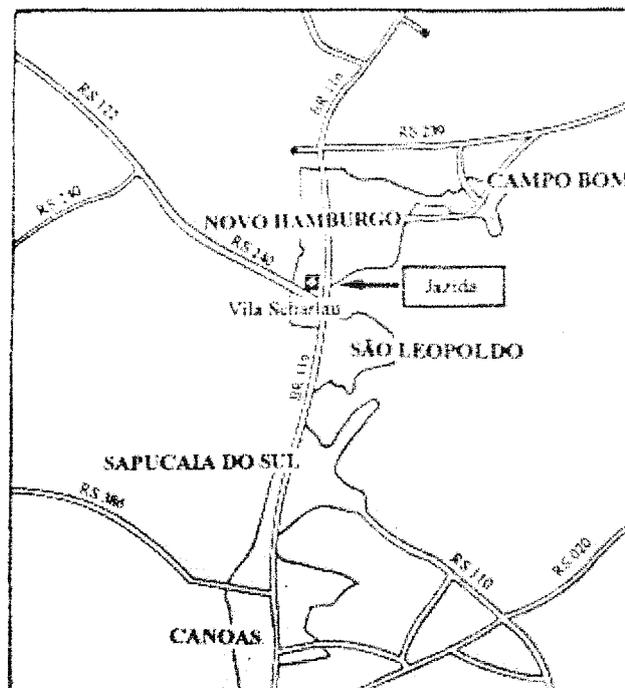


FIGURA 3.6 - Localização da jazida (NÚÑEZ 1991).

3.5.1.1 - Propriedades Físicas:

O solo em questão teve sua caracterização físico-química e mineralógica previamente estudada por NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996).

Os dados a seguir foram compilados dos trabalhos dos autores, mostrando que existe uma boa consistência no resultado de ambos, caracterizando ainda mais a homogeneidade da jazida, discutida e apresentada por NÚÑEZ (1991).

TABELA 3.2 - Propriedades físicas segundo NÚÑEZ (1991) e PRIETTO (1996)

Propriedades	Valores médios	
	NÚÑEZ (1991)	PRIETTO (1996)
Limite de liquidez (LL)	21%	22%
Limite de Plasticidade (LP)	17%	15%
Índice de Plasticidade (IP)	4%	7%
Limite de Contração (LC)	19%	-
Densidade real dos grãos (γ_s)	26,7 kN/m ³	27 kN/m ³
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,003 mm	0,0028 mm
Coefficiente de uniformidade (C_u)	43	32
% de areia média ($0,42 < \phi < 2\text{mm}$)	4,3%	2,4%
% de areia fina ($0,074 < \phi < 0,42\text{mm}$)	50,3%	46%
% de silte ($0,005 < \phi < 0,074\text{mm}$)	32,4%	32,6%
% de argila ($\phi < 0,005\text{mm}$)	13%	19%

Segundo PRIETTO (1996), os parâmetros da curva granulométrica, ou seja, o diâmetro efetivo (D_{10}) e o coeficiente de uniformidade (C_u), seguem as definições apresentadas por LAMBE e WHITMAN (1979), conforme pode ser visto a seguir:

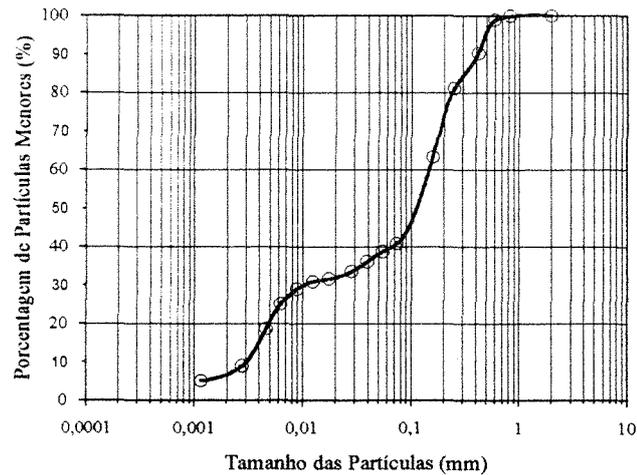


FIGURA 3.7 - Curva granulométrica do solo (PRIETTO, 1996)

3.5.1.2 - Propriedades físico-químicas e mineralógicas

As propriedades físico-químicas e mineralógicas foram determinadas por NÚÑEZ (1991), e mostram que o mineral predominante na fração argila é a caolinita. Outras características, em especial a mineralogia e composição química da fração argila, podem ser observadas na tabela a seguir:

TABELA 3.3 - Propriedades físico-químicas e mineralógicas (NÚÑEZ, 1991)

Difratograma de Raios-X da fração argila	Fração cristalina	15,70%
	Caolinita	9,20%
	Hematita	3,20%
	Micas e ilita	2,10%
	Quartzo	1,20%
	Fração Amorfa	84,3%
Análise química da fração argila	SiO ₂	9,70%
	Al ₂ O ₃	6,69%
	Fe ₂ O ₃	1,21%
Análise físico-química do solo	pH	4,7 (ácido)
	Matéria orgânica	0%
	CTC	3,01 mequiv/100g

3.5.2 - O Cimento

Como agente cimentante, foi utilizado na preparação dos corpos-de-prova para a execução do programa experimental, um cimento Portland de Alta Resistência Inicial, ou o ARI, tipo CP-V, de marca comercial Eldorado, fabricado em março de 1997.

3.5.3 - A Água

Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência e de compactação foram moldados com água potável proveniente da rede pública de abastecimento, sem tratamento adicional.

3.5.4 - Escolha dos Materiais

A escolha do solo foi determinada principalmente por ser um material de fácil obtenção, por se tratar de um material de excelente trabalhabilidade em laboratório e também por ter as suas características previamente estudadas por vários autores, em especial sobre a sua estabilização físico-química pela adição de cimento Portland.

Para o agente cimentante, a escolha recaiu sobre o de Alta Resistência Inicial por ser capaz de proporcionar um alto ganho de resistência em um curto espaço de tempo.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE PRELIMINAR

4.1 - CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO

A Figura 4.1 apresenta, a seguir, as curvas de compactação do solo residual de Arenito Botucatu com adição de 2% de cimento, obtidas mediante o emprego de energia de compactação Proctor Normal e Modificada.

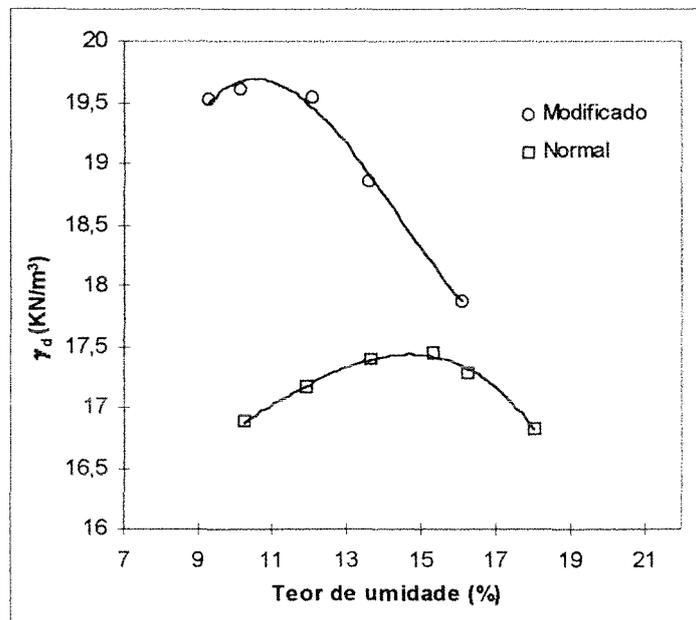


FIGURA 4.1 - Curvas de compactação do solo com 2% de cimento

4.2 - CARACTERÍSTICAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO- RESISTÊNCIA

4.2.1 - Compressão Simples

Ensaio preliminares de resistência à compressão simples com adições de 2%, 3% e 4% de cimento foram realizados com o objetivo de escolher o teor de cimento mais apropriado. Foi escolhida a adição de 2% de cimento, por proporcionar um ganho de resistência compatível com a capacidade do equipamento utilizado.

Na Tabela 4.1 e na Figura 4.3, são mostrados os resultados dos ensaios de compressão simples realizados sobre amostras moldadas com 2% de cimento e curadas durante 48 horas, bem como os parâmetros utilizados na confecção dos corpos-de-prova (Figura 4.2), delineando a resistência de toda a curva de compactação Proctor Normal do material.

TABELA 4.1 - Valores médios de resistência à compressão simples do solo com adição de 2% de cimento

ω (%)	γ_d (kN/m ³)	q_u (kN/m ²)
11	17,01	249
12	17,17	312
13	17,33	345
14	17,44	384
14,56	17,46	415
15	17,44	369
16	17,34	339
17	17,12	258
17,84	16,88	253

Os resultados mostrados acima sugerem que: (1) existe uma correlação direta entre a umidade ótima, que possibilita a obtenção do máximo peso específico aparente seco, com aquela associada ao valor máximo de resistência à compressão simples e (2) os corpos-de-prova moldados com valores de peso específico aparente seco semelhantes (17,01 e 16,88 kN/m³) e diferentes teores de umidade (11% e 17,8%), representando o ramo seco e úmido, apresentam valores de resistência à compressão simples semelhantes, em torno de 250 kN/m².

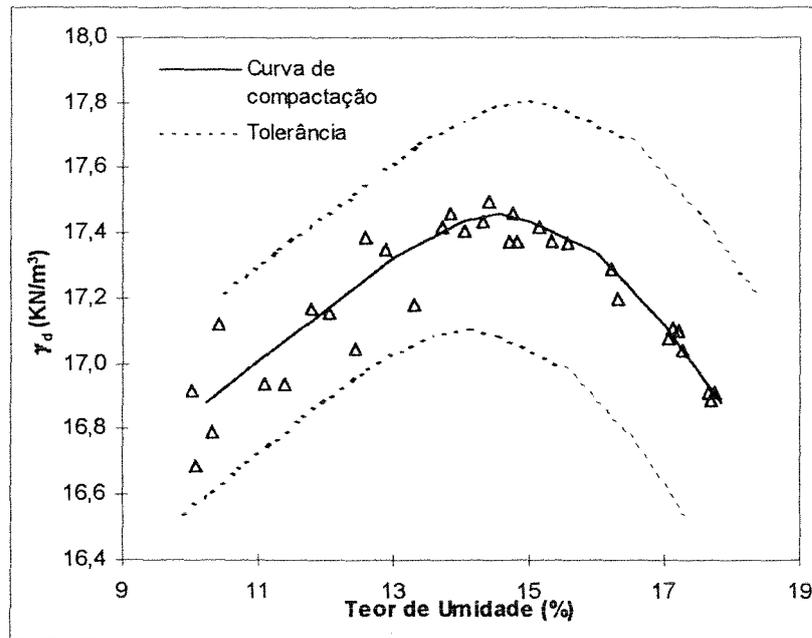


FIGURA 4.2 - Parâmetros de compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência à compressão simples

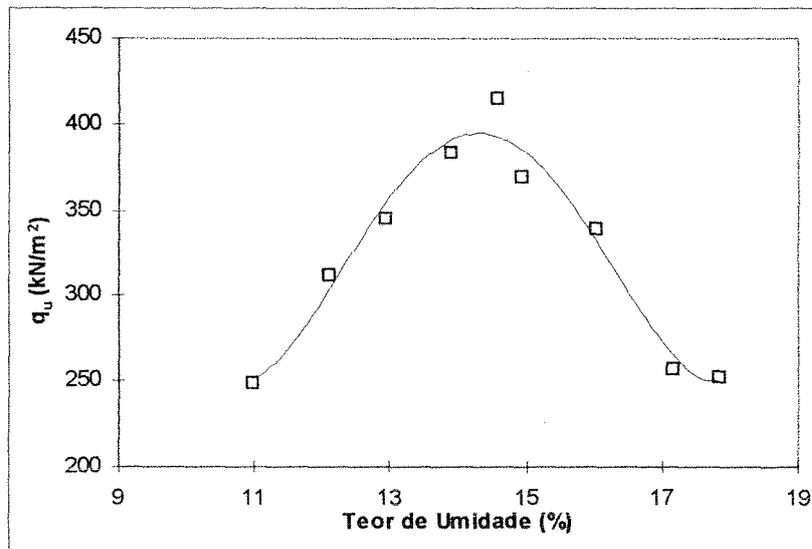


FIGURA 4.3 - Variação da resistência à compressão simples com o teor de umidade

4.2.2 - Compressão Isotrópica

A seguir, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de compressão isotrópica, dando ênfase aos aspectos básicos do comportamento geotécnico do solo tais como rigidez, deformação volumétrica e tensão média de plastificação da estrutura, buscando-se, em

uma análise a ser aprofundada no capítulo seguinte, delinear os traços gerais da plastificação da estrutura do solo em função do seu teor de umidade e peso específico aparente seco.

A Figura 4.4, apresentada a seguir, mostra pontos ensaiados nas curvas de compactação Proctor Normal e Modificado.

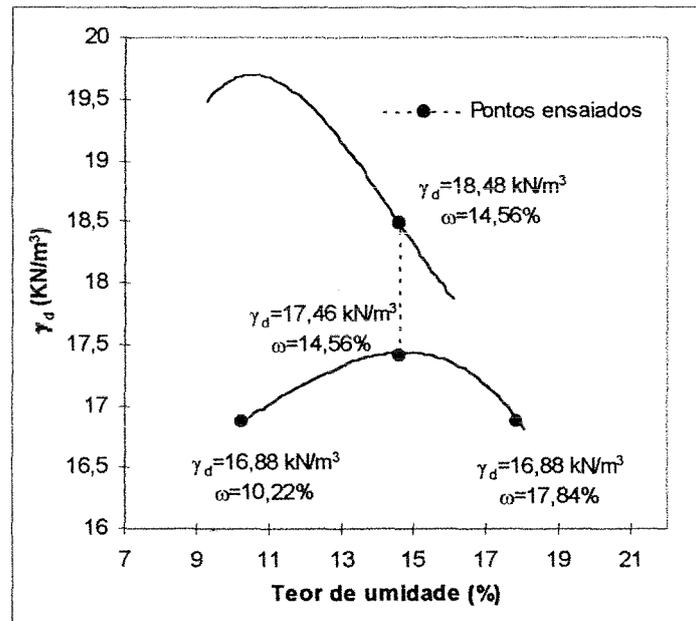


FIGURA 4.4 - Pontos da curva de compactação utilizados nos ensaios

4.2.2.1 - Deformações Volumétricas

Nas figuras mostradas a seguir, pode-se verificar a variação volumétrica medida internamente com o uso de sensores de efeito Hall.

As variações volumétricas medidas internamente foram utilizadas para a avaliação da plastificação da estrutura (e. g. LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). A variação do teor de umidade apresentou a seguinte influência na tensão estimada para o início da plastificação: no ramo úmido, a tensão de plastificação foi estimada em aproximadamente 175 kPa, seguida de 220 kPa para o ramo seco e 285 kPa para a umidade ótima. Para o material com maior energia de compactação (ramo úmido do Proctor Modificado), avaliou-se uma tensão de plastificação em torno de 185 kPa.

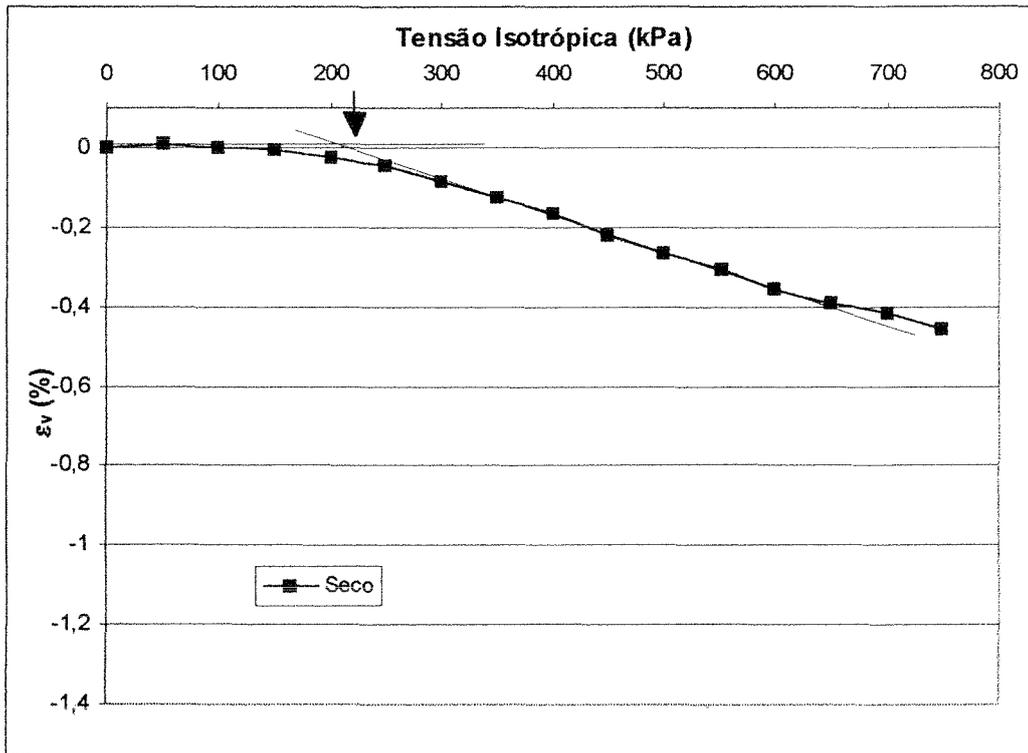


FIGURA 4.5 - Início da plastificação da estrutura no ramo seco, com energia Proctor Normal

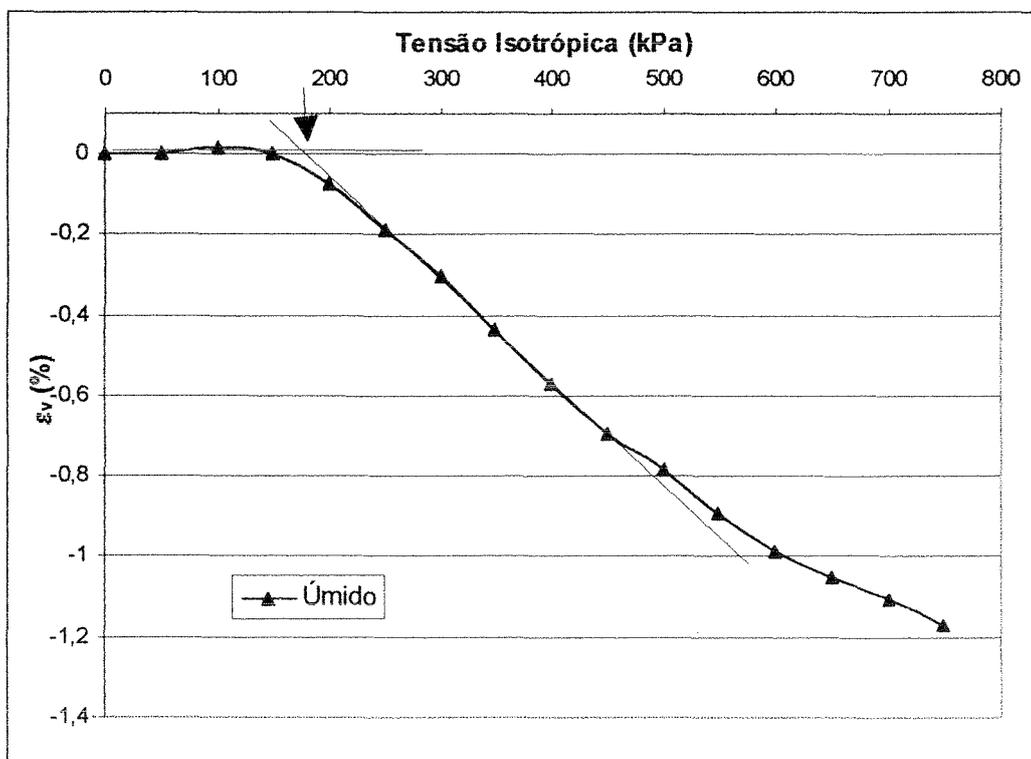


FIGURA 4.6 - Início da plastificação da estrutura no ramo úmido, com energia Proctor Normal

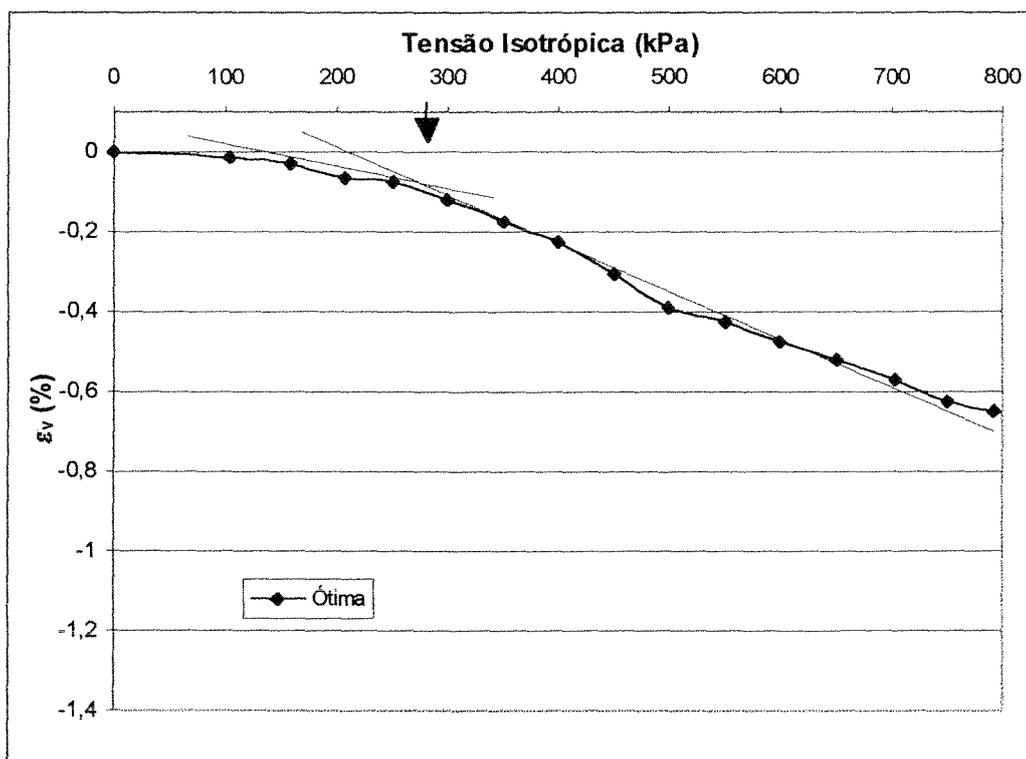


FIGURA 4.7 - Início da plastificação da estrutura na umidade ótima, com energia Proctor Normal

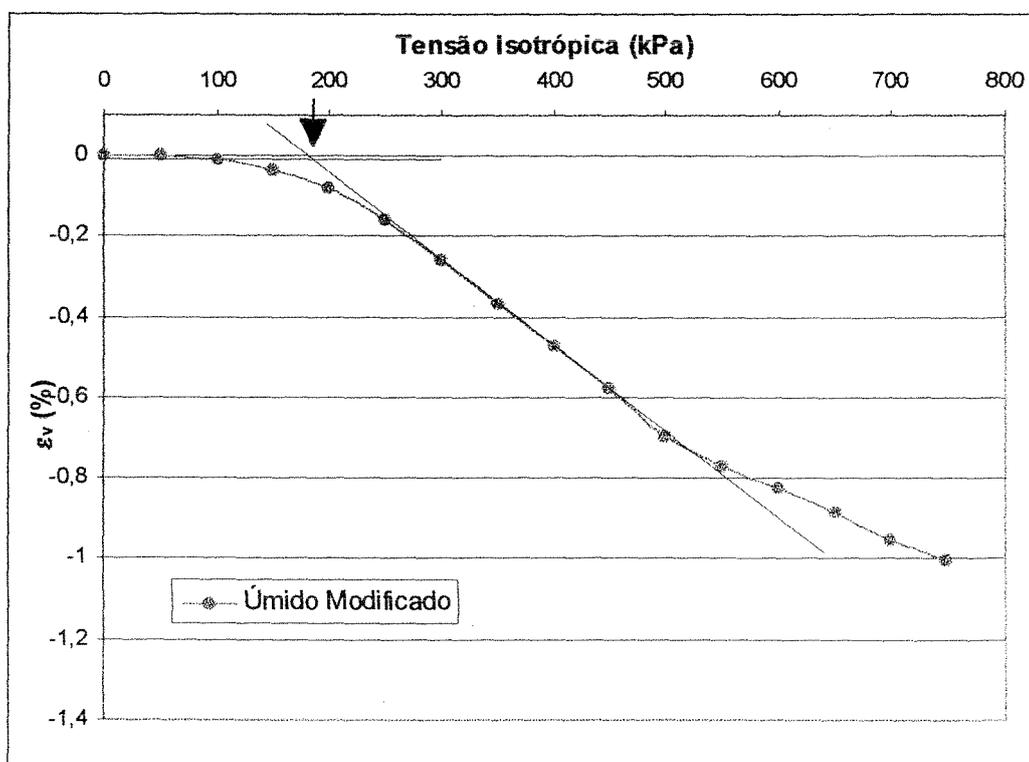


FIGURA 4.8 - Início da plastificação da estrutura no ramo úmido, com energia Proctor Modificada

4.2.2.2 - Deformações Axiais e Radiais

As Figuras 4.9 a 4.12 mostram as deformações axiais e radiais medidas diretamente nos corpos-de-prova.

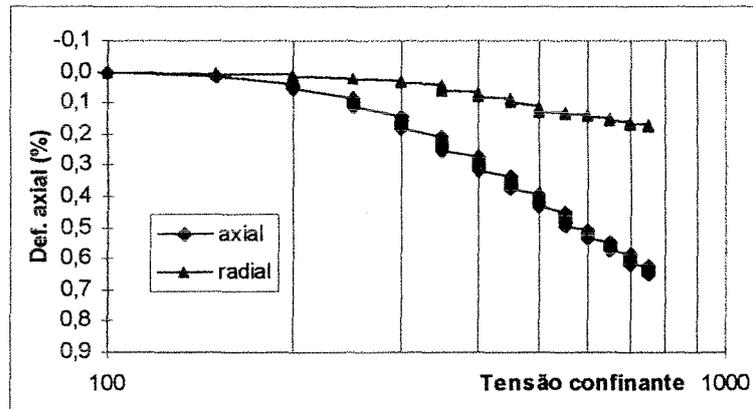


FIGURA 4.9 - Deformações axiais e radiais no ramo úmido, com energia Proctor Modificada

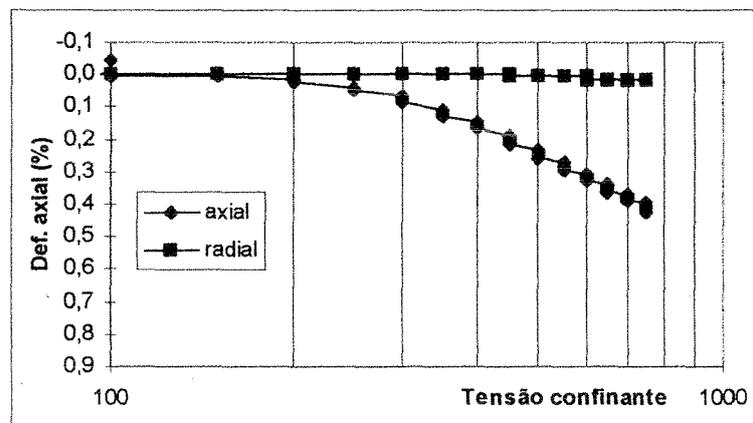


FIGURA 4.10 - Deformações axiais e radiais no ramo seco, com energia Proctor Normal

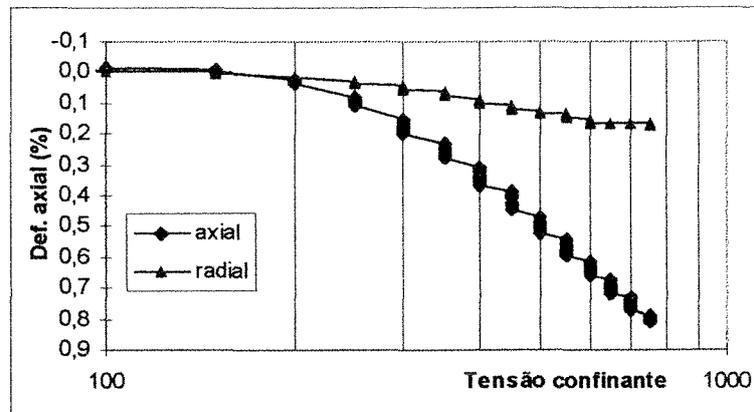


FIGURA 4.11 - Deformações axiais e radiais no ramo úmido, com energia Proctor Normal

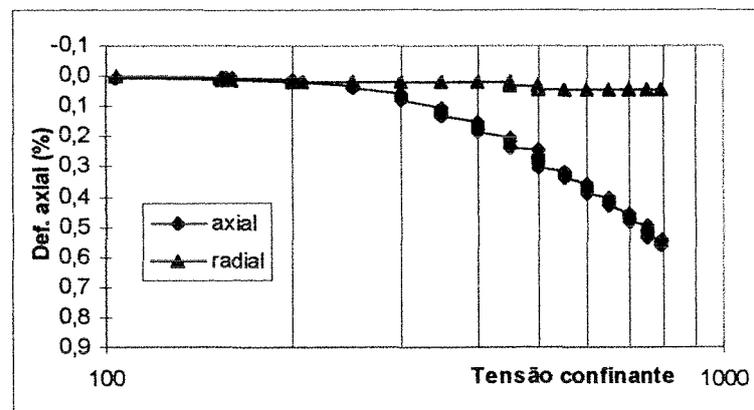


FIGURA 4.12 - Deformações axiais e radiais na umidade ótima, com energia Proctor Normal

O ensaio realizado com os parâmetros de moldagem no ramo seco mostrou uma rigidez mais elevada que nos outros ensaios. Tais resultados confirmam o trabalho de CARRARO (1997), que encontrou, para misturas de solo-cinza-cal, uma rigidez maior no ramo seco, também decrescendo com o aumento do teor de umidade.

Pode-se verificar que a deformabilidade no ramo úmido é maior, não importando se for medida axialmente ou radialmente.

Através destes ensaios também pode ser constatada a anisotropia do solo, comparando-se as deformações axiais e radiais. Em linhas gerais, o solo, independente do teor de umidade, possui as deformações axiais bem mais pronunciadas que as radiais.

4.2.3 - Compressão Triaxial

Os ensaios triaxiais de compressão foram realizados no intuito de investigar alguns aspectos considerados relevantes no comportamento mecânico de um material artificialmente cimentado, como a influência das condições de cura, o efeito combinado decorrente da adoção de diferentes parâmetros de densidade e teor de umidade na compactação (Figura 4.4) e também a influência das tensões efetivas médias iniciais.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados, realizados em amostras de solo artificialmente cimentado, com os mesmos parâmetros de compactação definidos para os ensaios de compressão isotrópica (Figura 4.4). Neste capítulo, a apresentação dos resultados está organizada de acordo com os aspectos relacionados às condições de realização dos ensaios e, principalmente, às características básicas do comportamento geotécnico do solo tais como ruptura, rigidez, deformação volumétrica, estado último e condutividade hidráulica do material. A discussão e análise do comportamento observado é realizada posteriormente, no Capítulo 5.

4.2.3.1 - Variação do Parâmetro B de Poro-pressão

CARRARO (1997) realizou a medição do parâmetro B (SKEMPTON, 1954) no mesmo solo utilizado na presente pesquisa, encontrando um valor de $B = 0,96$. Para o

conjunto de ensaios cujos resultados estão sendo apresentados neste capítulo, o parâmetro B foi medido com a finalidade de avaliar a influência da cura sob tensão na saturação do solo. Vale salientar novamente que este parâmetro está sendo considerado nesta pesquisa somente em caráter qualitativo (Item 3.4.7). A Figura 4.13 apresenta os valores obtidos para cada tensão confinante, mostrando a grande influência da cura sob tensão na saturação do solo.

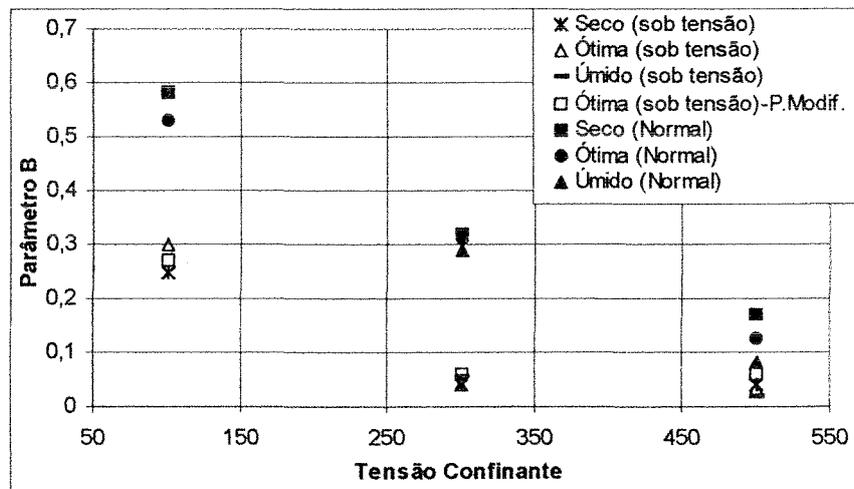


FIGURA 4.13 - Parâmetro B

Segundo LEE et al (1969), citado por PRIETTO (1996), o principal fator que contribui para um baixo valor de B é a baixa compressibilidade da estrutura do solo. Segundo os autores, solos com estrutura muito rígida, como o solo-cimento e alguns solos compactados, tendem a apresentar valores de B menores que a unidade.

O comportamento observado está de acordo com a afirmação feita anteriormente, pois o aumento na rigidez estrutural do solo ocasionada pela cura sob tensão resultou em uma diminuição significativa no parâmetro B nos ensaios executados com solo misturado com 2% de cimento.

4.2.3.2 - Trajetórias de Tensões Efetivas

As Figuras 4.14 a 4.20, apresentadas a seguir, mostram as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais. As trajetórias foram plotadas a partir do monitoramento da poro-pressão na base do corpo-de-prova durante toda a fase de cisalhamento do ensaio. Pode-se verificar que a condição de drenagem foi assegurada durante o ensaio, uma vez que as trajetórias efetivas são praticamente coincidentes, durante todo o ensaio, com as trajetórias de tensões totais aplicadas.

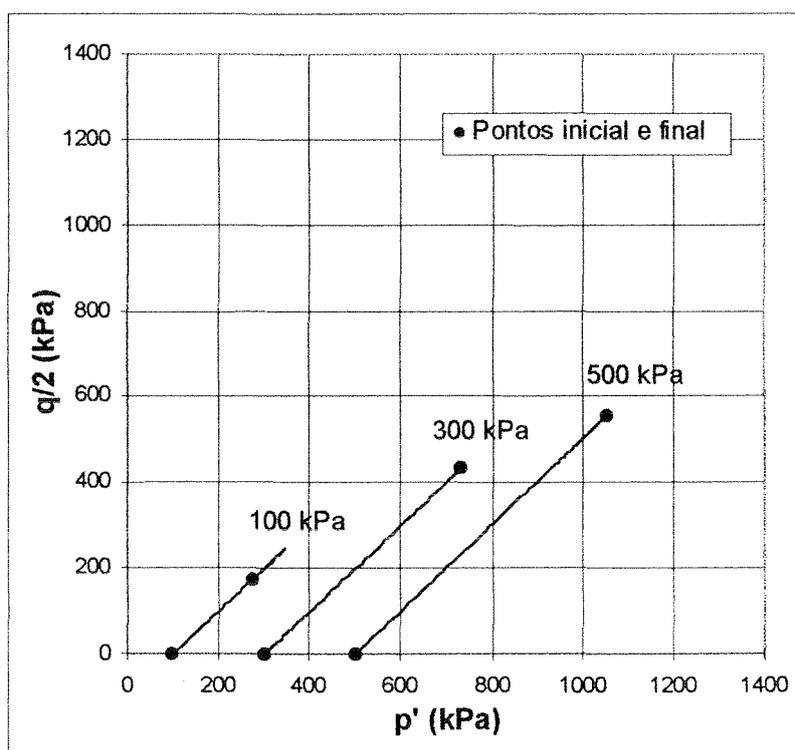


FIGURA 4.14 - Trajetória de tensões efetivas: ramo seco, cura sob tensão

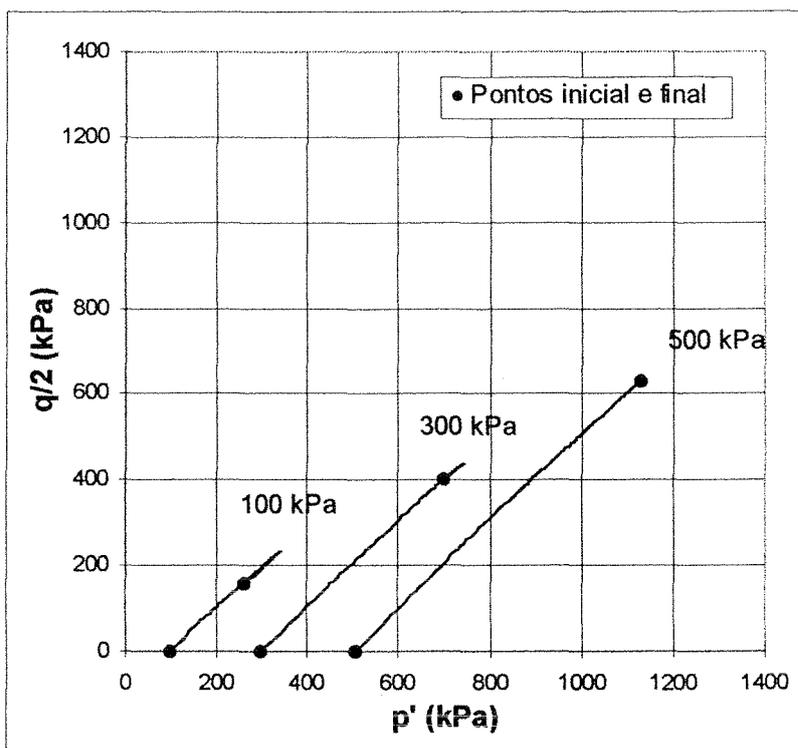


FIGURA 4.15 - Trajetória de tensões efetivas: ramo úmido, cura sob tensão

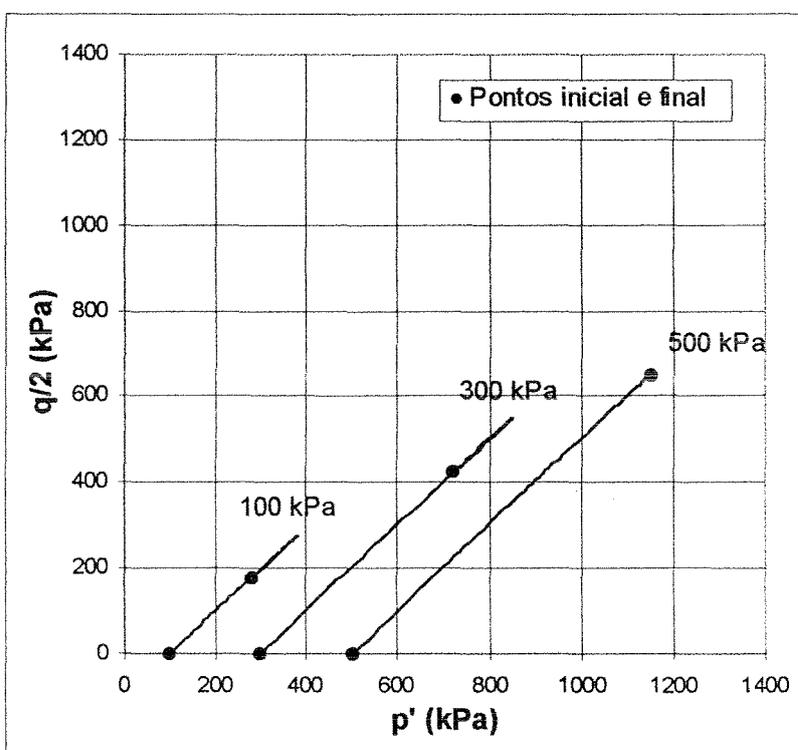


FIGURA 4.16 - Trajetória de tensões efetivas: umidade ótima, cura sob tensão

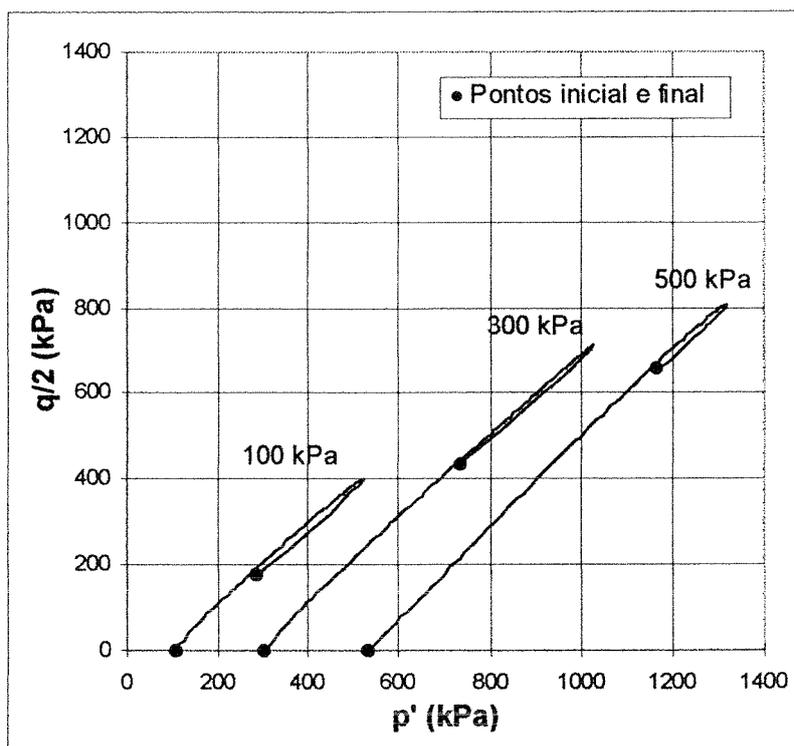


FIGURA 4.17 - Trajetória de tensões efetivas: ramo úmido, Proctor Modificado, cura sob tensão

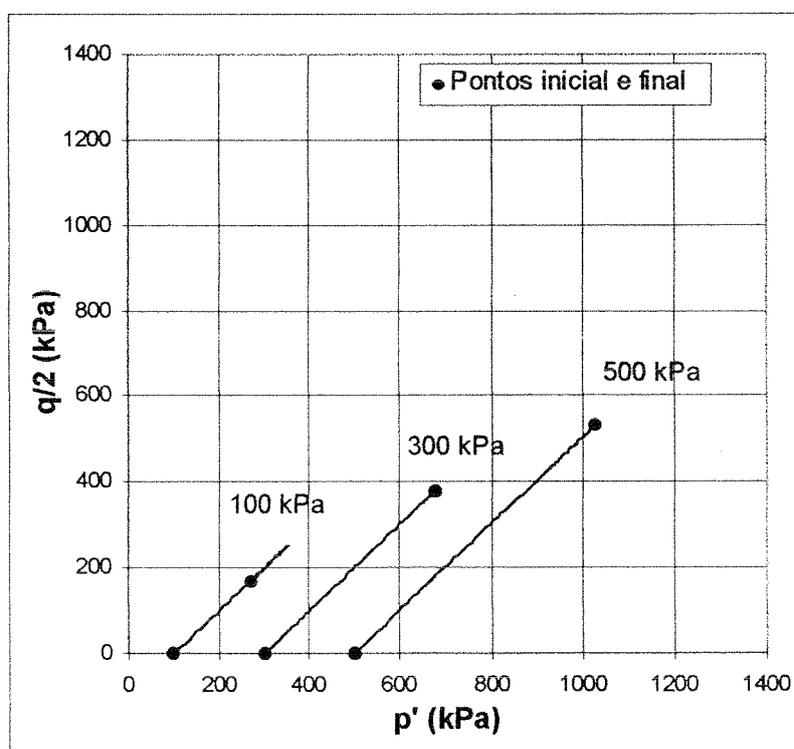


FIGURA 4.18 - Trajetória de tensões efetivas: ramo seco, cura normal

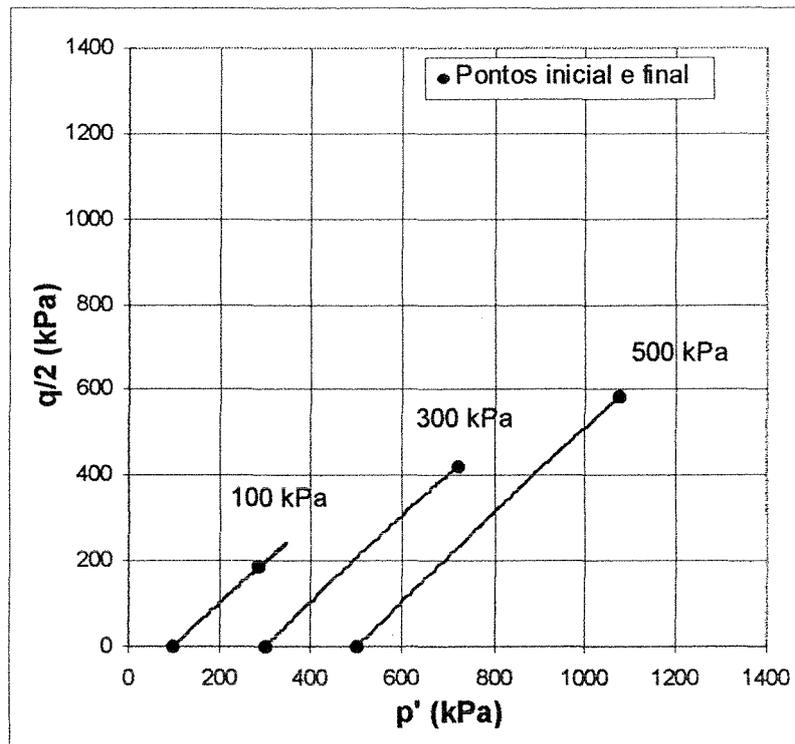


FIGURA 4.19 - Trajetória de tensões efetivas: ramo úmido, cura normal

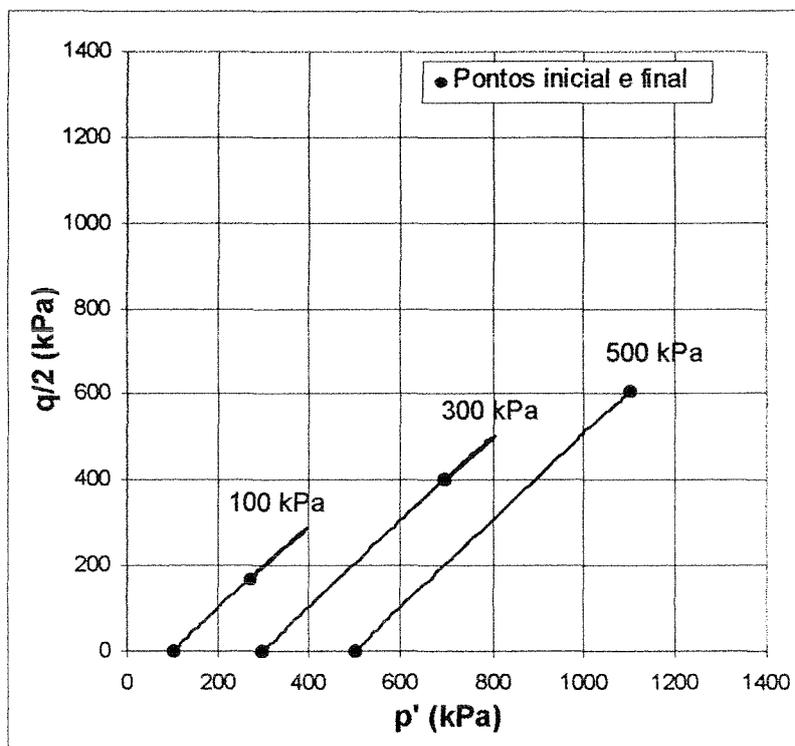


FIGURA 4.20 - Trajetória de tensões efetivas: umidade ótima, cura normal

4.2.3.3 - Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação Volumétrica

As Figuras 4.21, 4.23 e 4.25 mostram as curvas tensão-deformação plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio ($\epsilon_a:q$), para os ensaios com cura sob tensão e cura normal. As Figuras 4.22, 4.24 e 4.26 mostram as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação axial versus deformação volumétrica ($\epsilon_a:\epsilon_v$). Por último, pode-se comparar as diferenças no comportamento do material com diferentes umidades através das Figuras 4.27, 4.28 e 4.29.

Genericamente, o material apresenta um comportamento tensão-deformação que pode ser descrito como sendo muito rígido inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação, a partir do qual o material experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. A introdução da cura sob tensão ocasiona, para tensões de confinamento superiores à tensão de plastificação da estrutura, um aumento visível na resistência e rigidez do material. O comportamento pós-ruptura caracteriza-se por uma queda na tensão desvio observada para os ensaios com tensões confinantes mais baixas.

No que diz respeito à variação de volume, as amostras apresentam uma compressão inicial, seguida de uma forte expansão (para tensões de confinamento mais baixas), que após a ruptura, diminui o seu gradiente, tendendo no final, para um valor estável.

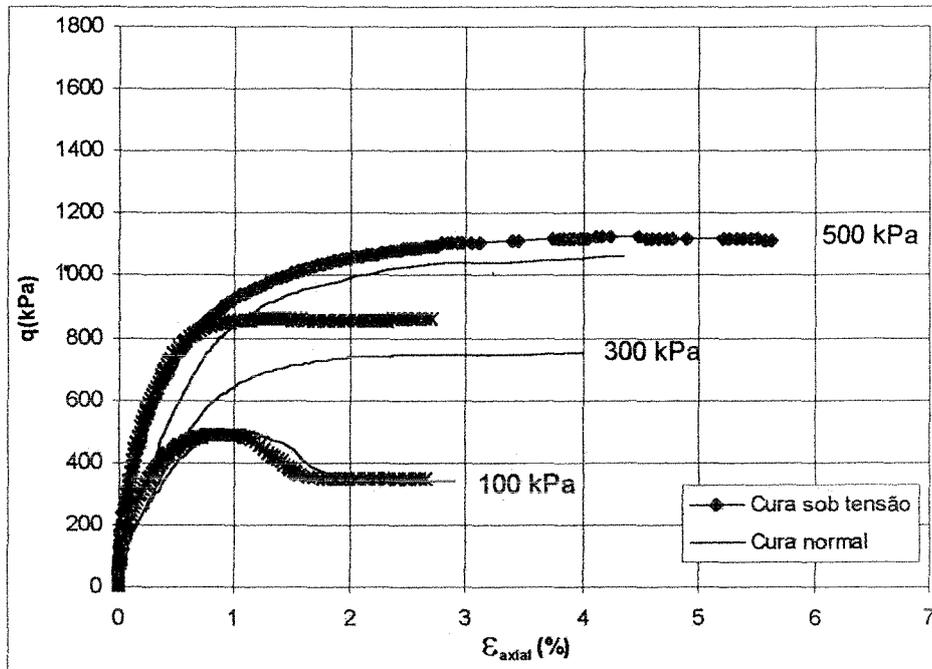


FIGURA 4.21 - Deformação Axial x Tensão Desvio, Ramo seco

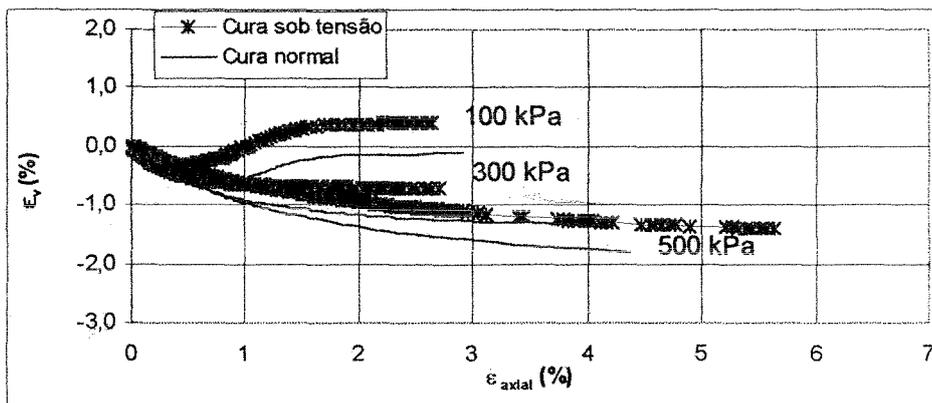


FIGURA 4.22 - Deformação Axial x Def. Volumétrica, Ramo seco

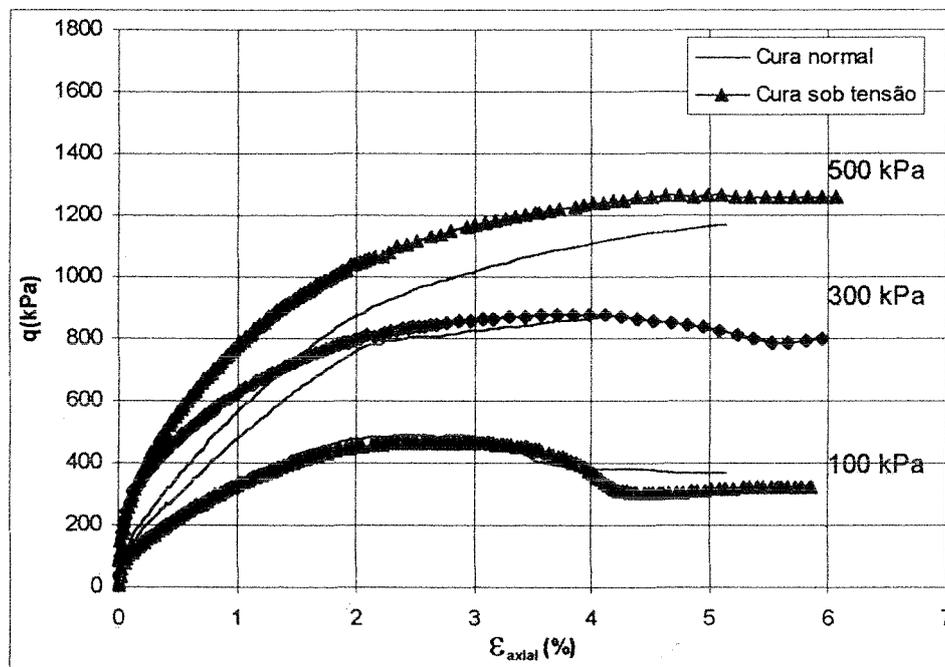


FIGURA 4.23 - Deformação Axial x Tensão Desvio, Ramo úmido

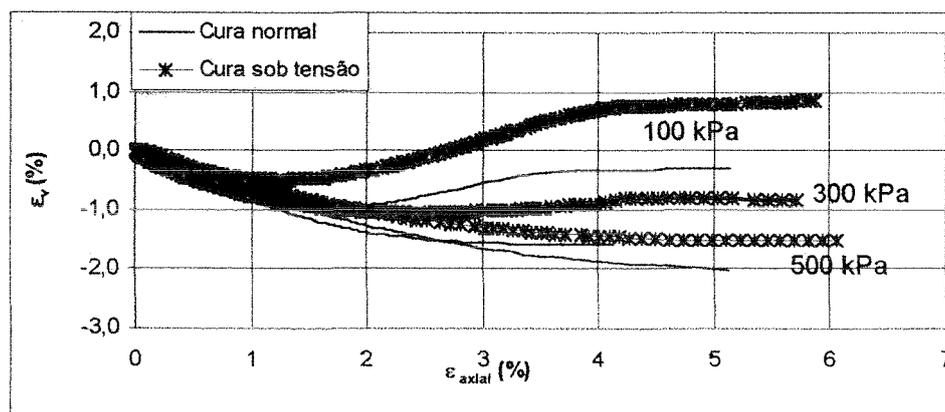


FIGURA 4.24 - Deformação Axial x Def. Volumétrica, Ramo úmido

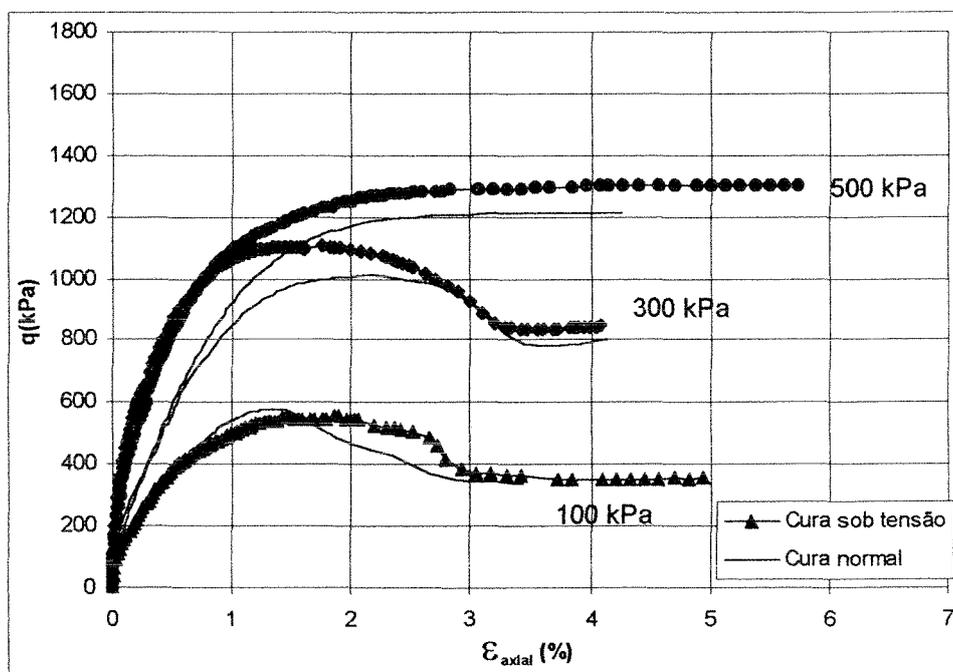


FIGURA 4.25 - Deformação Axial x Tensão Desvio, Umidade ótima

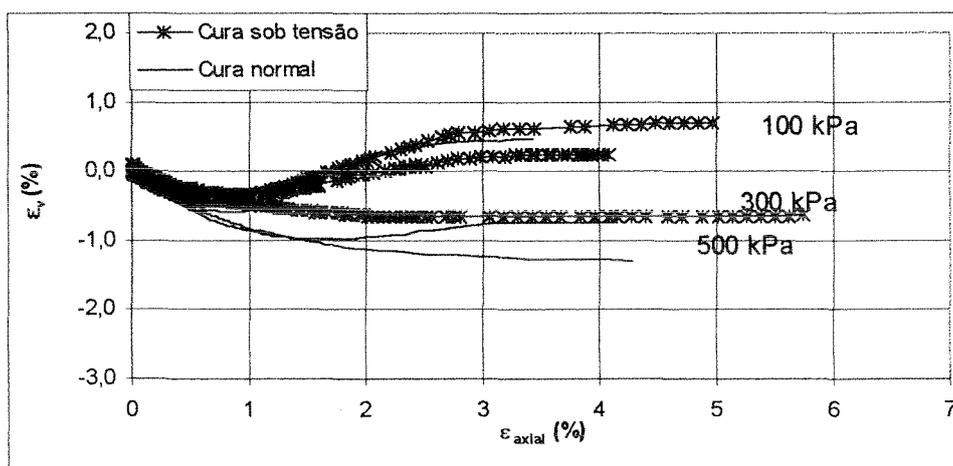


FIGURA 4.26 - Deformação Axial x Def. Volumétrica, Umidade ótima

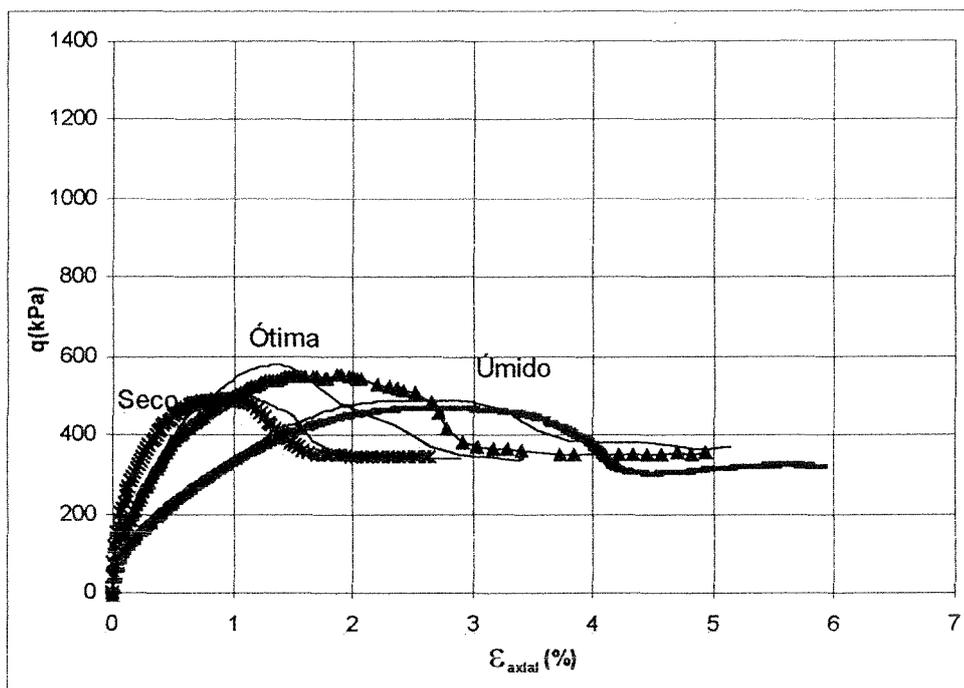


FIGURA 4.27 - Deformação Axial x Tensão Desvio

$$p_i = 100 \text{ kPa}$$

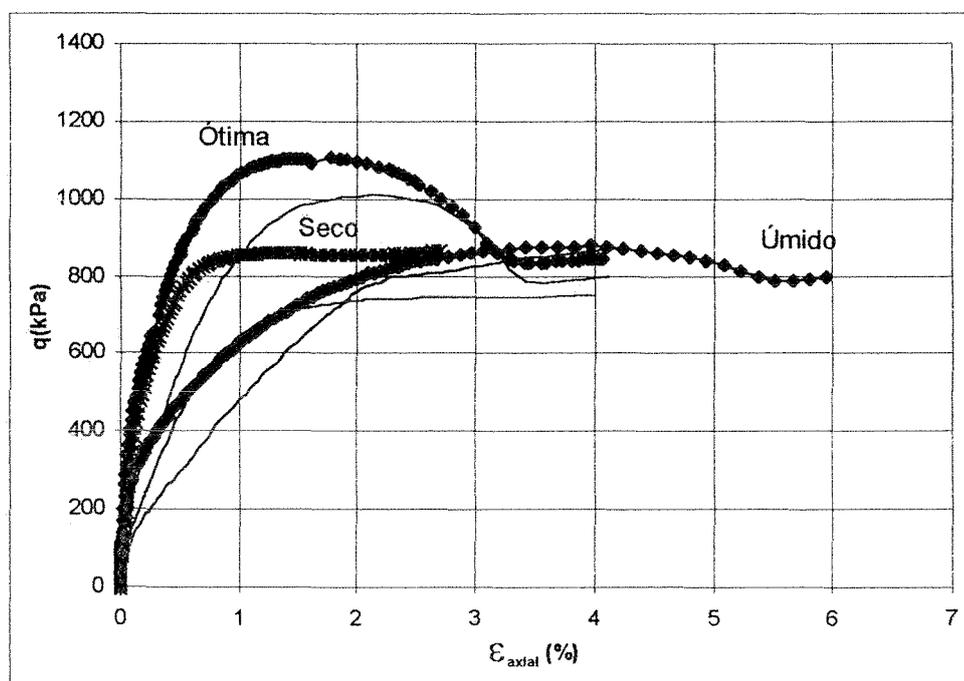


FIGURA 4.28 - Deformação Axial x Tensão Desvio

$$p_i = 300 \text{ kPa}$$

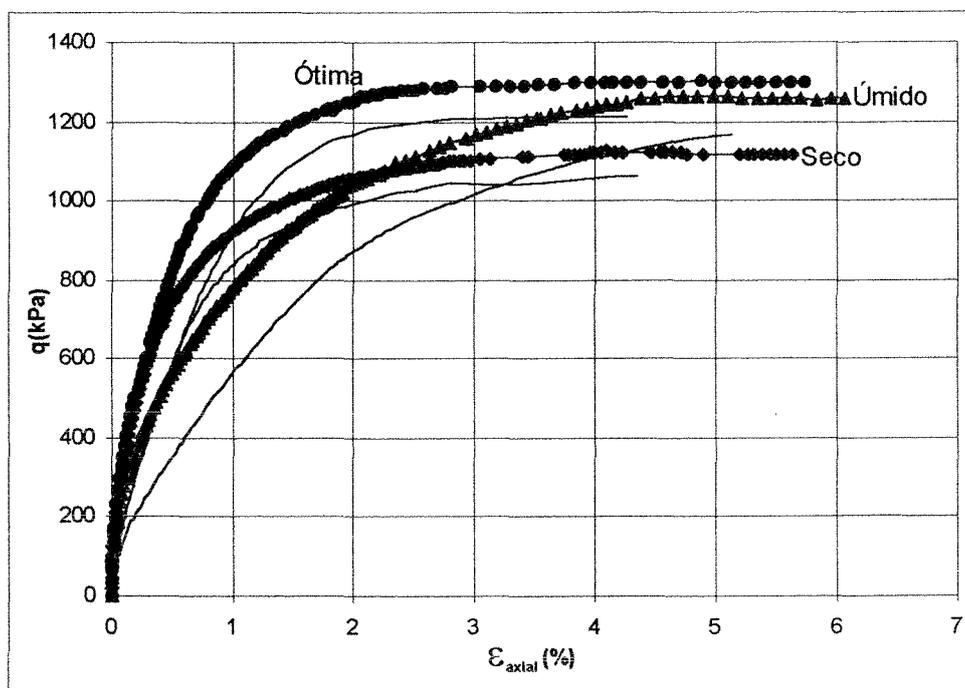


FIGURA 4.29 - Deformação Axial x Tensão Desvio

$$p'_i = 500 \text{ kPa}$$

A seguir, nas Figuras 4.30 e 4.31, pode-se verificar a influência da estrutura e da densidade do material através de ensaios realizados com o mesmo teor de umidade, mas com energias de compactação diferentes. De uma maneira geral, o aumento da densidade, sob o mesmo teor de umidade, resultou em um aumento na resistência e na deformabilidade, mostrando a dramática influência da estrutura no comportamento mecânico do material. Esta estrutura, que encontra-se floclada na umidade ótima, passa para uma estrutura lamelar com o aumento da densidade, e o comportamento do solo segue um padrão mais deformável, de menor rigidez, típico de um material que encontra-se no ramo úmido de uma curva de compactação.

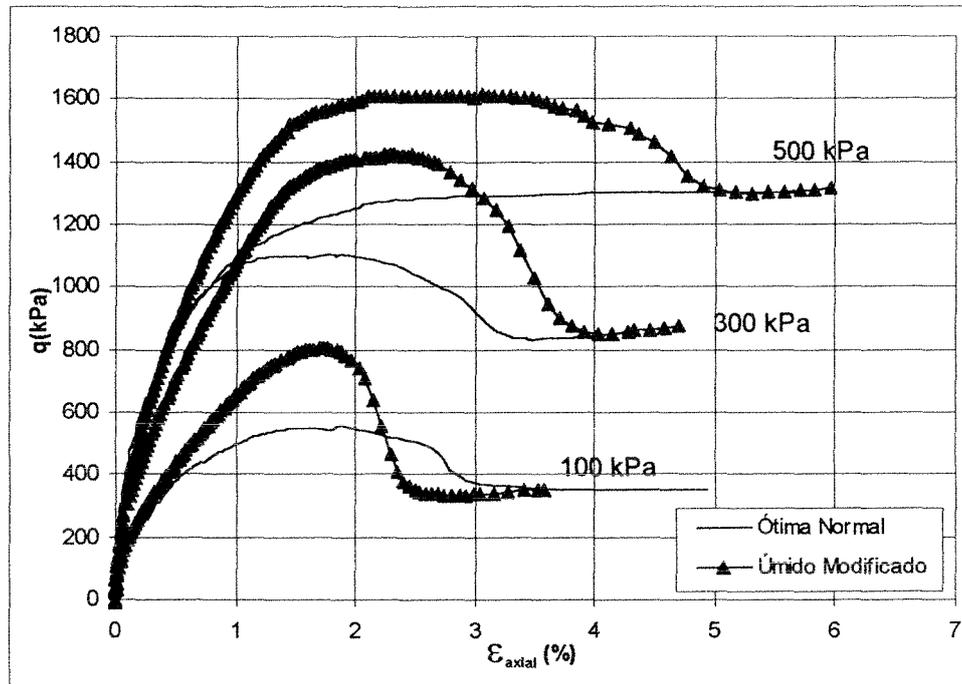


FIGURA 4.30 - Deformação Axial x Tensão Desvio (cura sob tensão)
Ramo úmido, Proctor modificado e Umidade ótima, Proctor normal

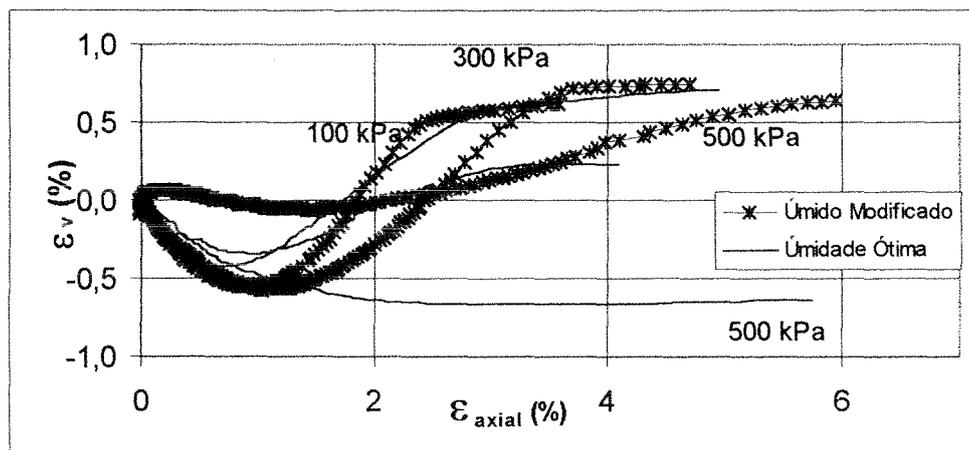


FIGURA 4.31 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (cura sob tensão)
Ramo úmido, Proctor modificado e Umidade ótima, Proctor normal

4.2.3.4 - Modo de Ruptura

Segundo PRIETTO (1996), em sua discussão a respeito do modo de ruptura, cabe definir dois tipos básicos: (1) a ruptura frágil, característica de materiais muito rígidos como solos cimentados, areias densas e argilas fortemente adensadas; é acompanhada por uma queda brusca da resistência após a ruptura e pela formação de planos bem definidos de ruptura; (2) a ruptura dúctil, característica das areias fofas e argilas moles, que não apresentam a formação de planos definidos de ruptura e nem a queda significativa de resistência após a tensão desvio máxima ser atingida.

As tensões confinantes escolhidas para o presente trabalho, envolveram os modos de ruptura descritos anteriormente, desde uma ruptura frágil para as tensões efetivas médias iniciais de 100 kPa até uma ruptura dúctil, para as tensões de 500 kPa. A Figura 4.32 mostra os tipos de plastificação em função das tensões confinantes.

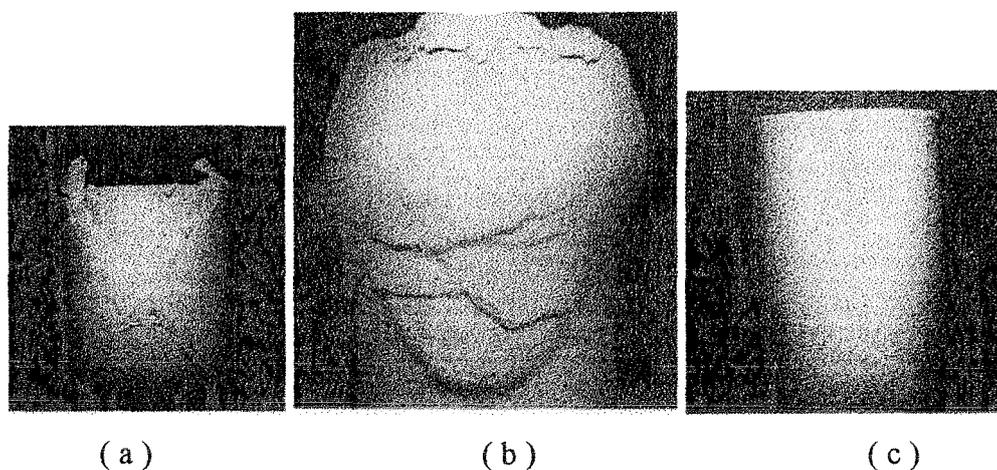


FIGURA 4.32 - Tipos de plastificação (PETLEY et al, 1993)

(a) ruptura frágil; tensões confinantes baixas (b) desenvolvimento de zonas dúcteis; tensões confinantes intermediárias (c) comportamento dúctil; tensões confinantes altas.

Todas as amostras consolidadas com $p'_i = 100$ kPa apresentaram uma queda significativa da tensão desvio após a ruptura, caracterizando claramente uma ruptura frágil, com um ângulo $\theta_{critico}$, formado pelo plano de ruptura e o plano onde atua a tensão principal maior (σ_1), variou entre 60 e 70 graus. As amostras consolidadas com $p'_i = 500$ kPa não

apresentaram um plano de ruptura definido, nem tampouco houve queda na tensão desvio após a ruptura, caracterizando-se, portanto, uma ruptura dúctil.

As Figuras 4.33 e 4.34 mostram a influência da tensão efetiva média inicial sobre o modo de ruptura, representado aqui por um “Índice de Fragilidade”, definido originalmente por BISHOP, citado por YOSHINAKA e YAMABE (1981).

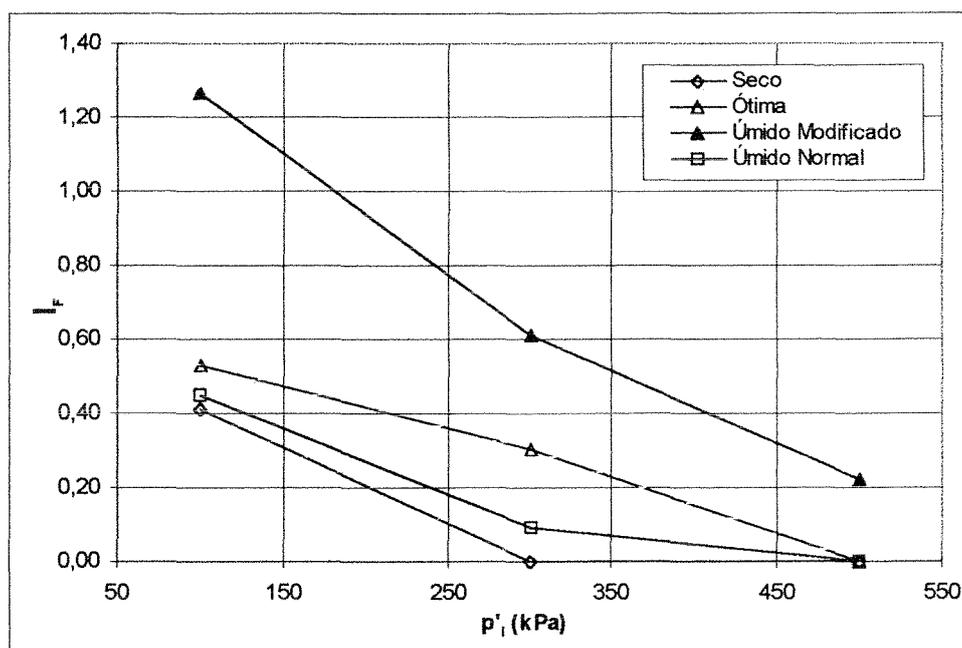


FIGURA 4.33 - Variação do Índice de Fragilidade (cura sob tensão)

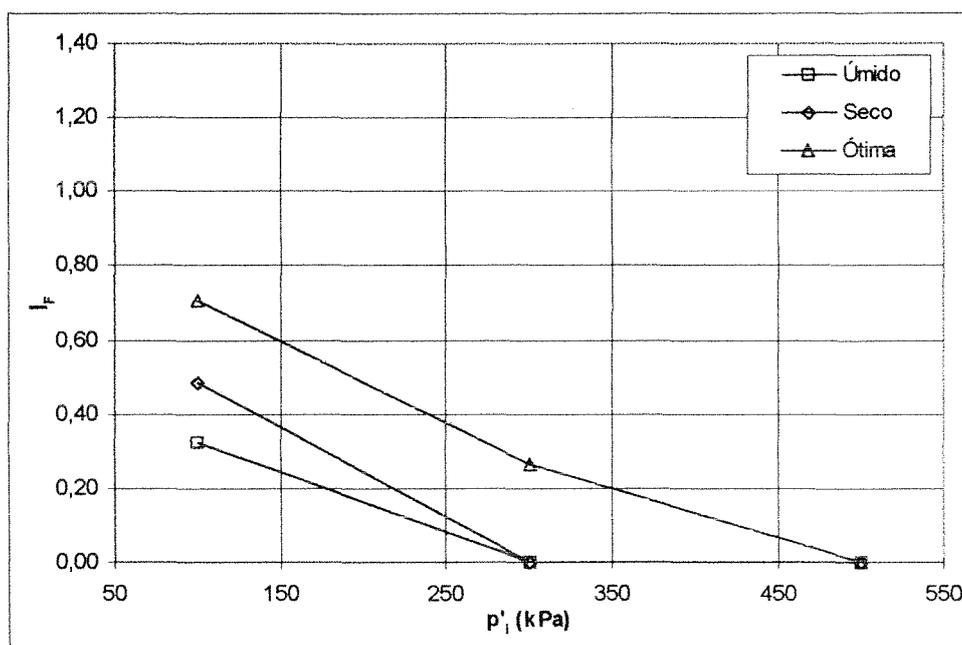


FIGURA 4.34 - Variação do Índice de Fragilidade (cura normal)

O “Índice de Fragilidade” foi definido pelos autores citados acima da seguinte forma:

$$I_F = (q_{ruptura} / q_{final}) - 1 \quad (4.1)$$

Onde I_F é o índice de fragilidade e q_{final} e $q_{ruptura}$ são, respectivamente, a tensão desvio na ruptura e ao final do ensaio. Quanto maior o valor de I_F , maior a fragilidade do material, ao passo que $I_F = 0$ significa que o material apresenta um comportamento dúctil.

A partir da análise das Figuras 4.33 e 4.34, juntamente com as curvas tensão-deformação, verifica-se que: (1) o modo de ruptura foi fortemente influenciado pelo nível de tensões, uma vez que o aumento da tensão efetiva média inicial tornou o modo de ruptura cada vez mais dúctil e (2) a cura sob tensão ocasionou uma diminuição na dispersão dos índices de fragilidade para baixas tensões confinantes, ao mesmo tempo que aumentou, em pequena proporção, o I_F para as tensões confinantes intermediárias.

4.2.3.5 - Variação Volumétrica

A análise das deformações volumétricas pode ser realizada a partir dos gráficos apresentados anteriormente nas Figuras 4.22, 4.24, 4.26 e 4.31.

De acordo com PRIETTO (1996), esta análise deve ser separada em duas partes: (1) deformações até a ruptura e (2) deformações após a ruptura.

No primeiro caso, as deformações observadas mostram que, para a faixa de tensões investigada, após uma compressão inicial, uma forte expansão ocorreu durante o cisalhamento. Entretanto, percebe-se que a magnitude desta dilatação é afetada por três fatores: tensão efetiva média inicial, parâmetros de compactação e cura normal ou sob tensão. Ainda assim, a influência da tensão efetiva média inicial no comportamento dilatante das misturas pode ser descrita da seguinte forma: quanto maior a tensão, menor a expansão sofrida pela amostra. Por outro lado, a cura sob tensão ocasionou um aumento na dilatação.

Após o pico, com a formação dos planos de ruptura ou fissuração do corpo-de-prova, as medições de variação de volume são afetadas significativamente por fatores externos como a deformação da membrana, prejudicando a análise a ser realizada neste estágio.

4.2.3.6 - Envoltórias e Parâmetros de Resistência

a) Condição de Ruptura

As envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios triaxiais para amostras moldadas no ramo seco, ramo úmido e umidade ótima, com cura normal e sob tensão, são apresentadas respectivamente nas Figuras 4.35, 4.36 e 4.37.

As envoltórias, obtidas mediante regressão linear dos parâmetros de ruptura dos ensaios nos diversos teores de umidade e nos três níveis de tensões efetivas médias investigados, são razoavelmente bem ajustadas por um modelo linear, apresentando coeficientes de determinação (R^2) próximos da unidade. A Tabela 4.2 mostra os parâmetros de resistência determinados mediante estas regressões.

TABELA 4.2 - Parâmetros de resistência

Condição de cura	Parâmetros de compactação	c'_{rup} (kPa)	ϕ'_{rup} (graus)	R^2	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (graus)	R^2
Sob Tensão	Ramo úmido	71,86	30,05	0,9999	22,64	32,74	1
	Ramo seco	104,32	26,29	0,9973	42,85	31,38	0,9964
	Umidade ótima	105,48	29,89	0,9791	32,98	32,88	0,9998
	Ramo úmido (*)	160,63	31,22	0,9801	32,31	32,98	0,9991
Normal	Ramo úmido	95,06	27,99	0,9999	52,57	30,37	0,9977
	Ramo seco	136,06	24,42	0,9978	51,45	28,53	0,9982
	Umidade ótima	132,52	26,97	0,9871	33,23	31,76	0,9997

(*) energia de compactação Proctor Modificado

A partir da análise das Figuras 4.35 a 4.37 e da Tabela 4.2, pode-se perceber que a introdução da cura sob tensão ocasiona uma diminuição no intercepto coesivo e um aumento no ângulo de atrito. Os parâmetros de resistência do material também são afetados pelas condições de compactação das amostras.

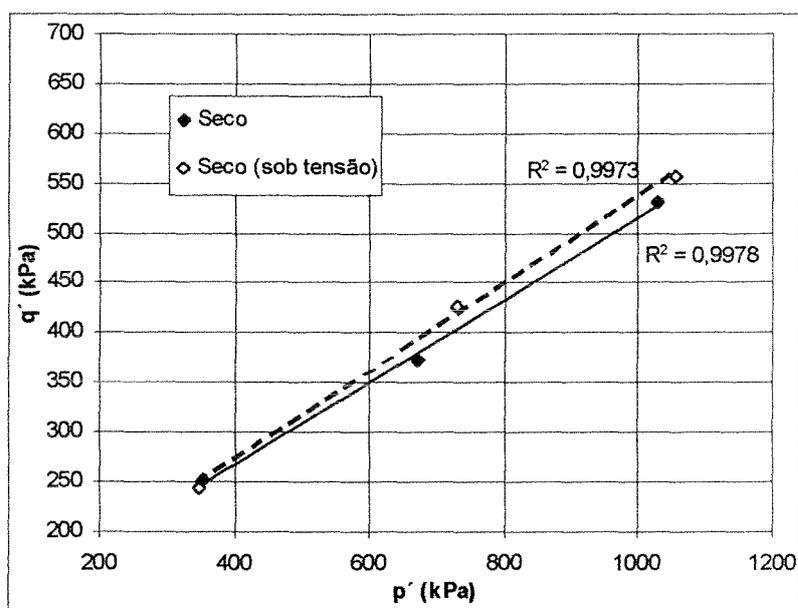


FIGURA 4.35 - Envoltórias de Ruptura (ramo seco)

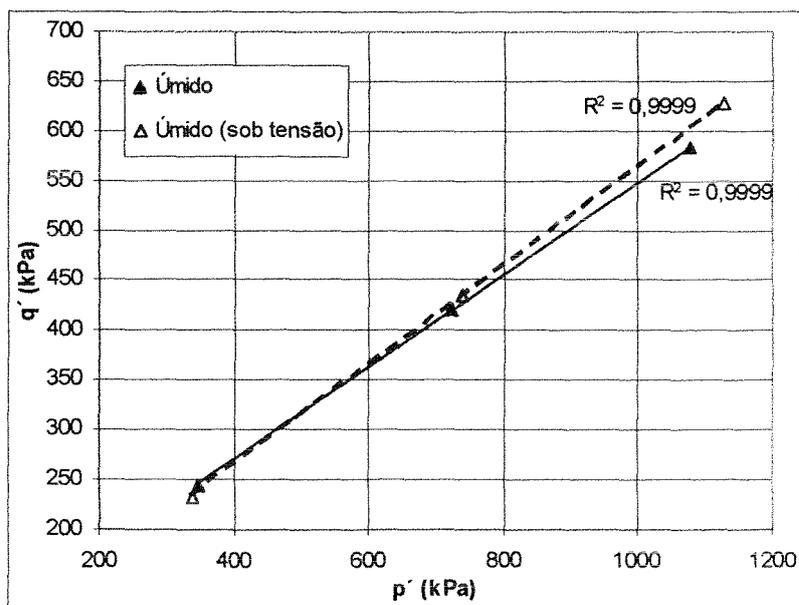


FIGURA 4.36 - Envoltórias de Ruptura (ramo úmido)

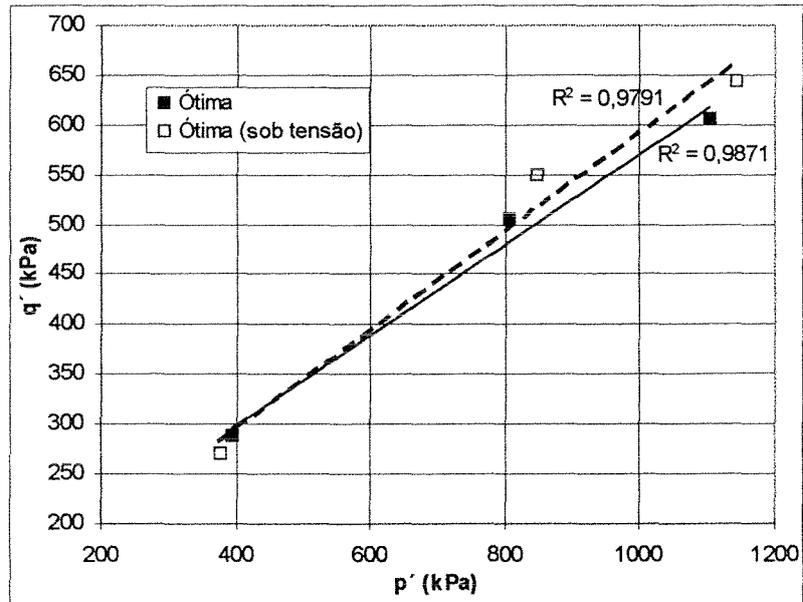


FIGURA 4.37 - Envoltórias de Ruptura (umidade ótima)

As Figuras 4.38 e 4.39 apresentam, separadamente, as envoltórias em função do tipo de cura, ou seja, cura normal e sob tensão.

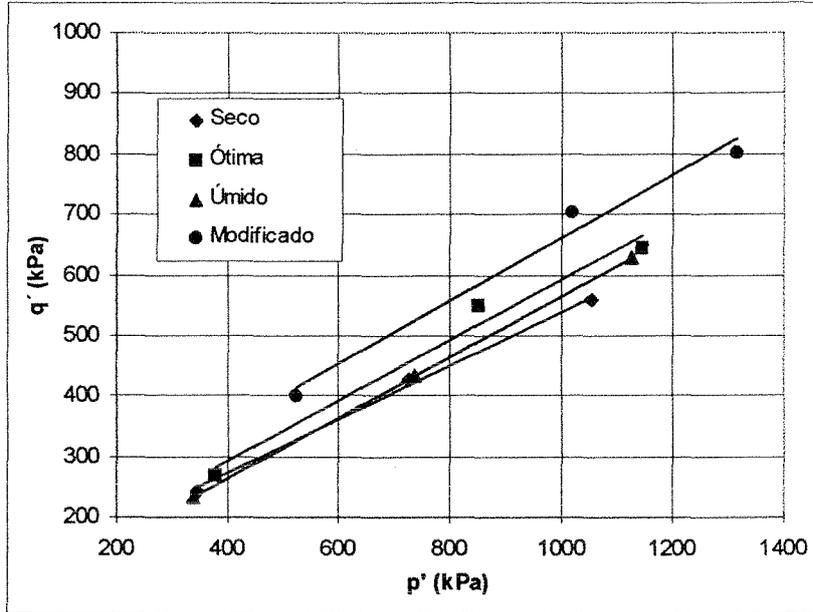


FIGURA 4.38 - Envoltórias de Ruptura (cura sob tensão)

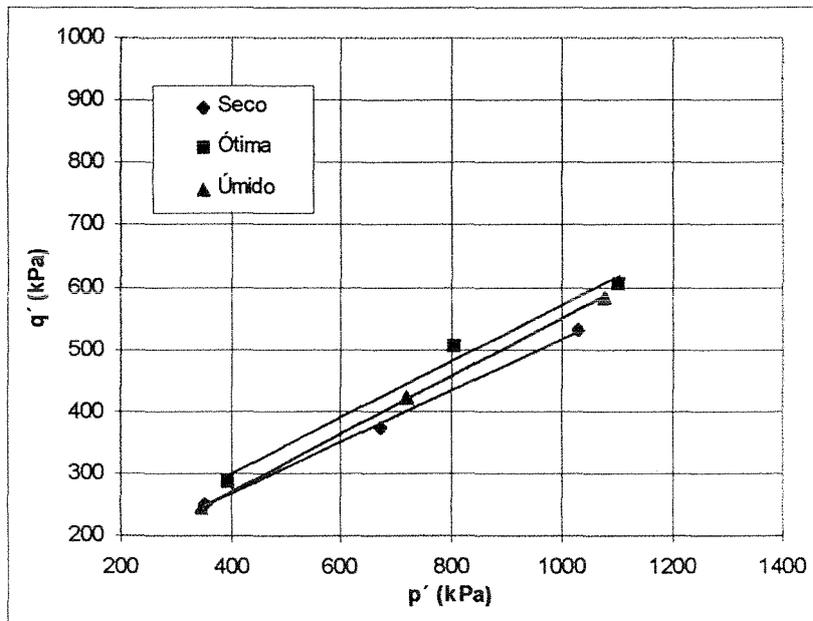


FIGURA 4.39 - Envoltórias de Ruptura (cura normal)

b) Estado Último

A Tabela 4.2 e as Figuras 4.40, 4.41 e 4.42, apresentadas a seguir, mostram as envoltórias e os parâmetros correspondentes à resistência última observada nos ensaios triaxiais. Estas determinações foram realizadas a partir dos valores de tensão desvio e tensão efetiva média normal correspondentes ao final de cada ensaio.

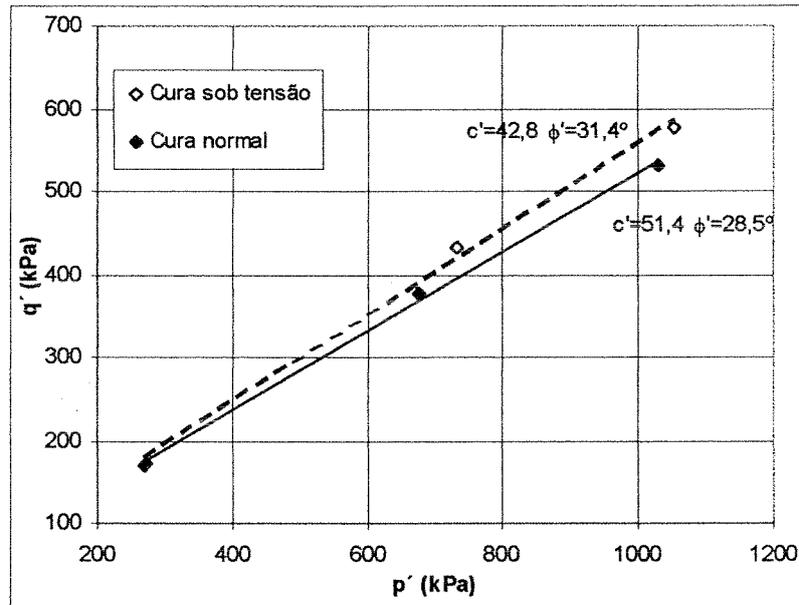


FIGURA 4.40 - Envoltórias de Resistência no Estado Último (ramo seco)

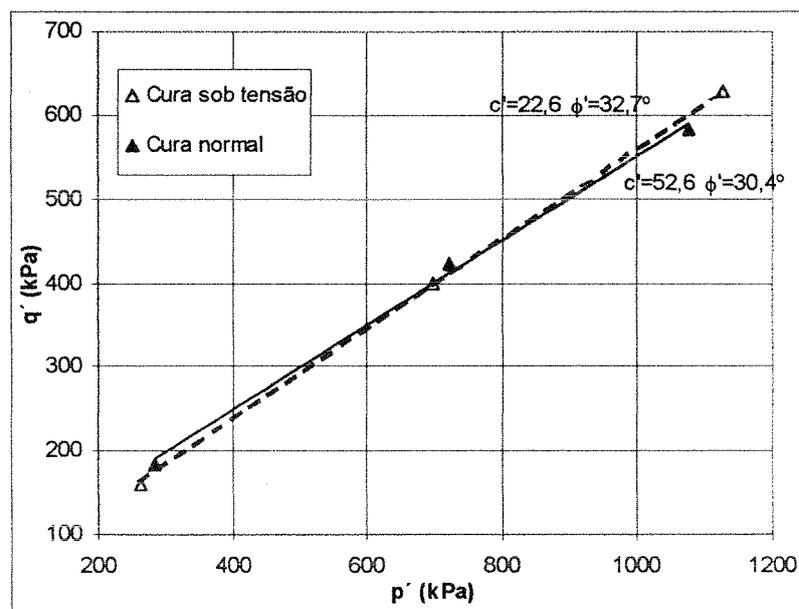


FIGURA 4.41 - Envoltórias de Resistência no Estado Último (ramo úmido)

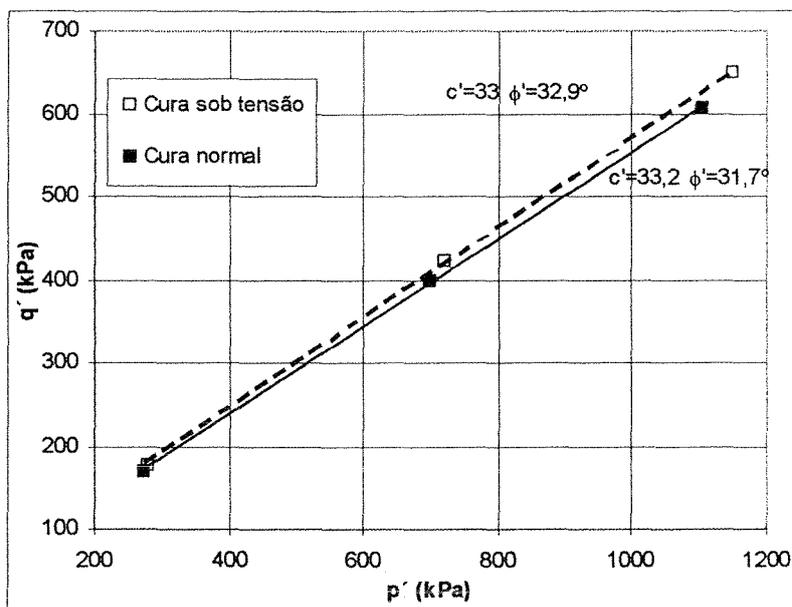


FIGURA 4.42 - Envoltórias de Resistência no Estado Último (umidade ótima)

A partir da análise das figuras acima, nota-se que a cura sob tensão ocasionou somente uma diminuição no intercepto coesivo residual, não exercendo influência marcante no ângulo de atrito residual.

4.2.4 - Condutividade Hidráulica

A realização dos ensaios de condutividade hidráulica teve como objetivo principal a avaliação da influência da estrutura do material, mediante a variação dos teores de umidade e densidade (Figura 4.4). Segundo o que pode ser observado na Figura 4.43, existe uma influência significativa da estrutura na condutividade hidráulica do material, que diminui conforme aumenta a densidade em que o mesmo foi compactado.

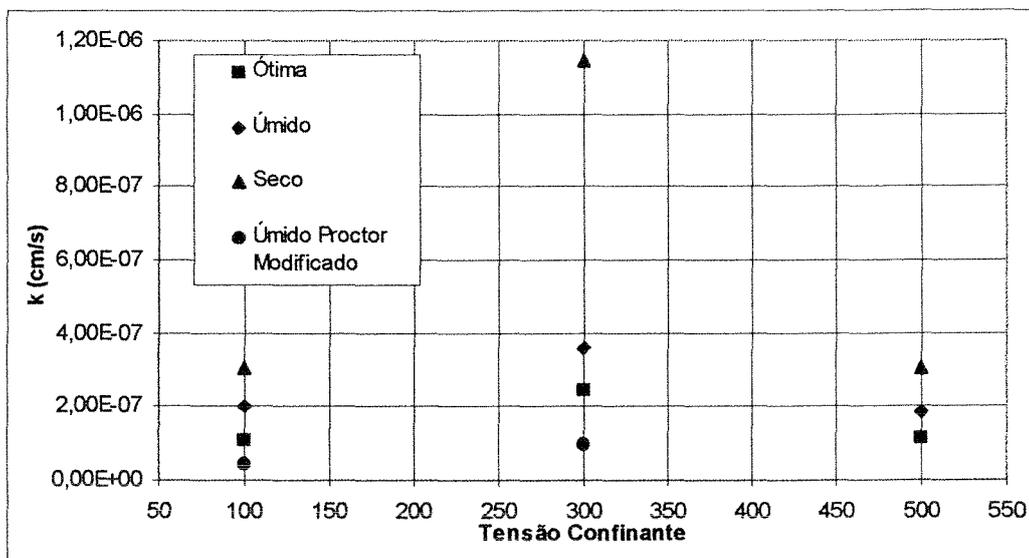


FIGURA 4.43 - Condutividade Hidráulica

A seguir, na Tabela 4.3, são mostrados os valores de condutividade hidráulica do material.

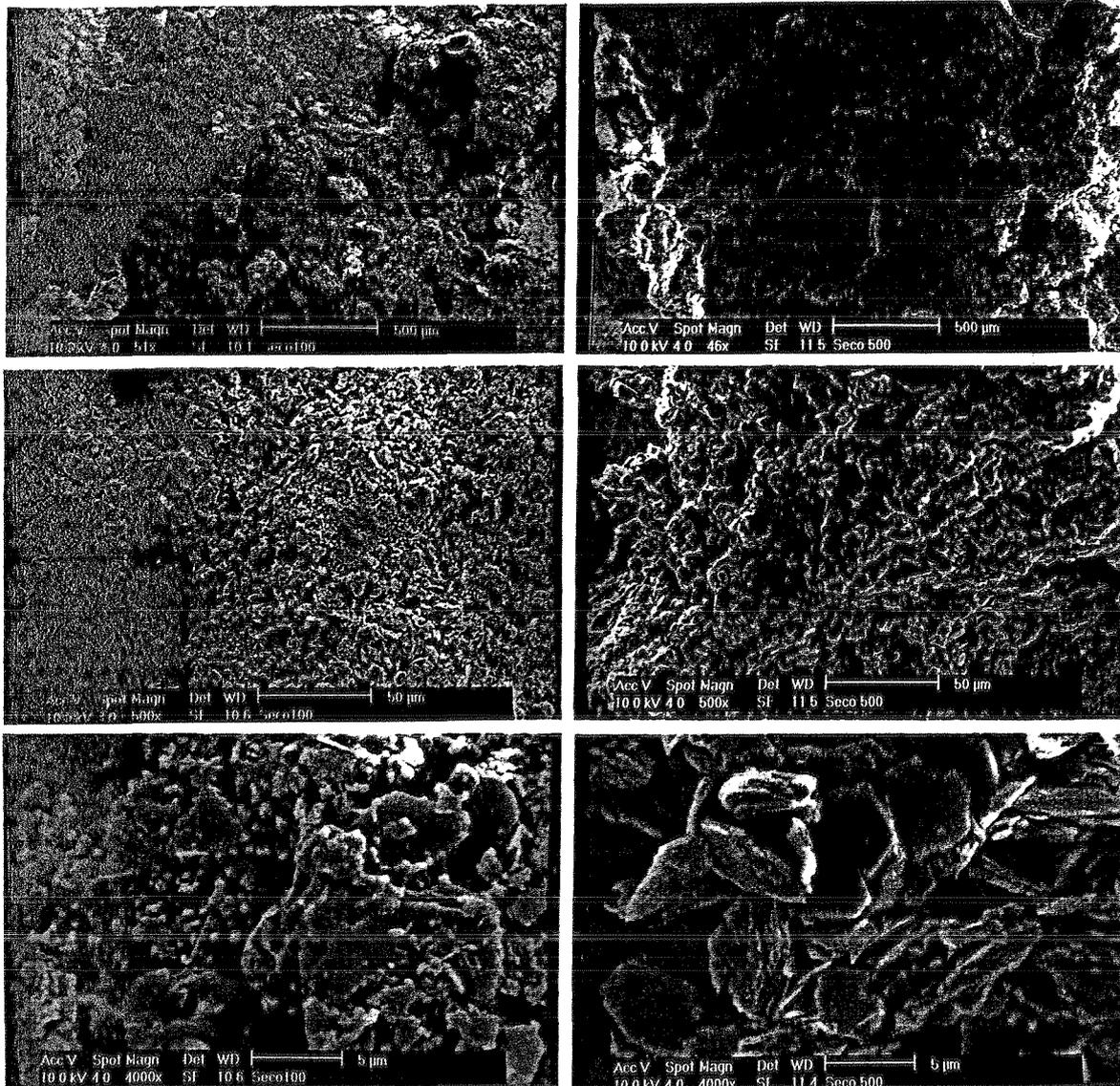
TABELA 4.3 - Valores de Condutividade Hidráulica

Identificação do Ensaio	K (cm/s)
Ótima 100	1,07.10 ⁻⁷
Ótima 300	2,46.10 ⁻⁷
Ótima 500	1,13.10 ⁻⁷
Seco 100	3,0.10 ⁻⁷
Seco 300	1,15.10 ⁻⁶
Seco 500	3,07.10 ⁻⁷
Úmido 100	2,02.10 ⁻⁷
Úmido 300	3,59.10 ⁻⁷
Úmido 500	1,88.10 ⁻⁷
Úmido Modificado 100	4,29.10 ⁻⁸
Úmido Modificado 300	9,71.10 ⁻⁸

4.2.5 - Fotomicrografia

De acordo com MITCHELL (1976), a estrutura de um solo corresponde a um conjunto de fatores que inclui o arranjo espacial das partículas, a composição dos elementos e as forças intergranulares. A microestrutura corresponde àquelas características estruturais que não podem ser identificadas a olho nu, necessitando de um microscópio ótico ou eletrônico.

A análise fotomicrográfica foi realizada no presente trabalho com o objetivo de avaliar, de forma qualitativa, as alterações causadas pela cimentação na microestrutura do solo e a influência destas alterações sobre determinados aspectos do seu comportamento, chamando atenção para a ilustração do arranjo estrutural do material submetido a diferentes condições de compactação. As Figuras 4.44 a 4.67, a seguir, apresentam as fotografias das amostras, obtidas a partir de imagens de elétrons secundários de um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). Os aumentos utilizados (50, 500 e 4000 vezes) foram escolhidos de forma a cobrir genericamente a faixa granulométrica apresentada pelas areias finas até partículas da dimensão de argilas.



FIGURAS 4.44 a 4.46 - Fotomicrografia do material no ramo seco

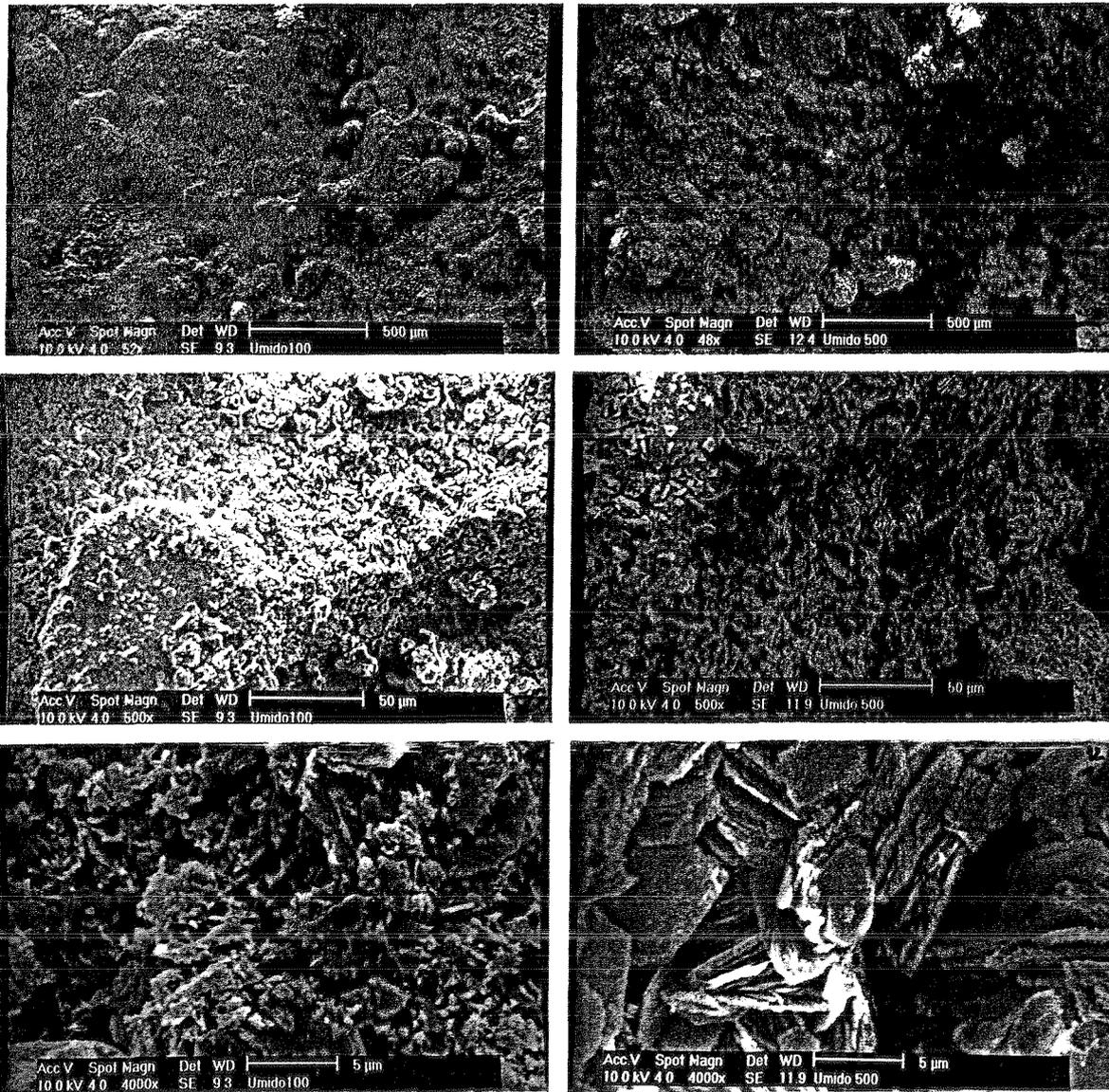
Aumentos: 50, 500 e 4000x

Tensão de cura: 100 kPa

FIGURAS 4.47 a 4.49 - Fotomicrografia do material no ramo seco

Aumentos: 50, 500 e 4000x

Tensão de cura: 500 kPa



FIGURAS 4.50 a 4.52 - Fotomicrografia do material no ramo úmido

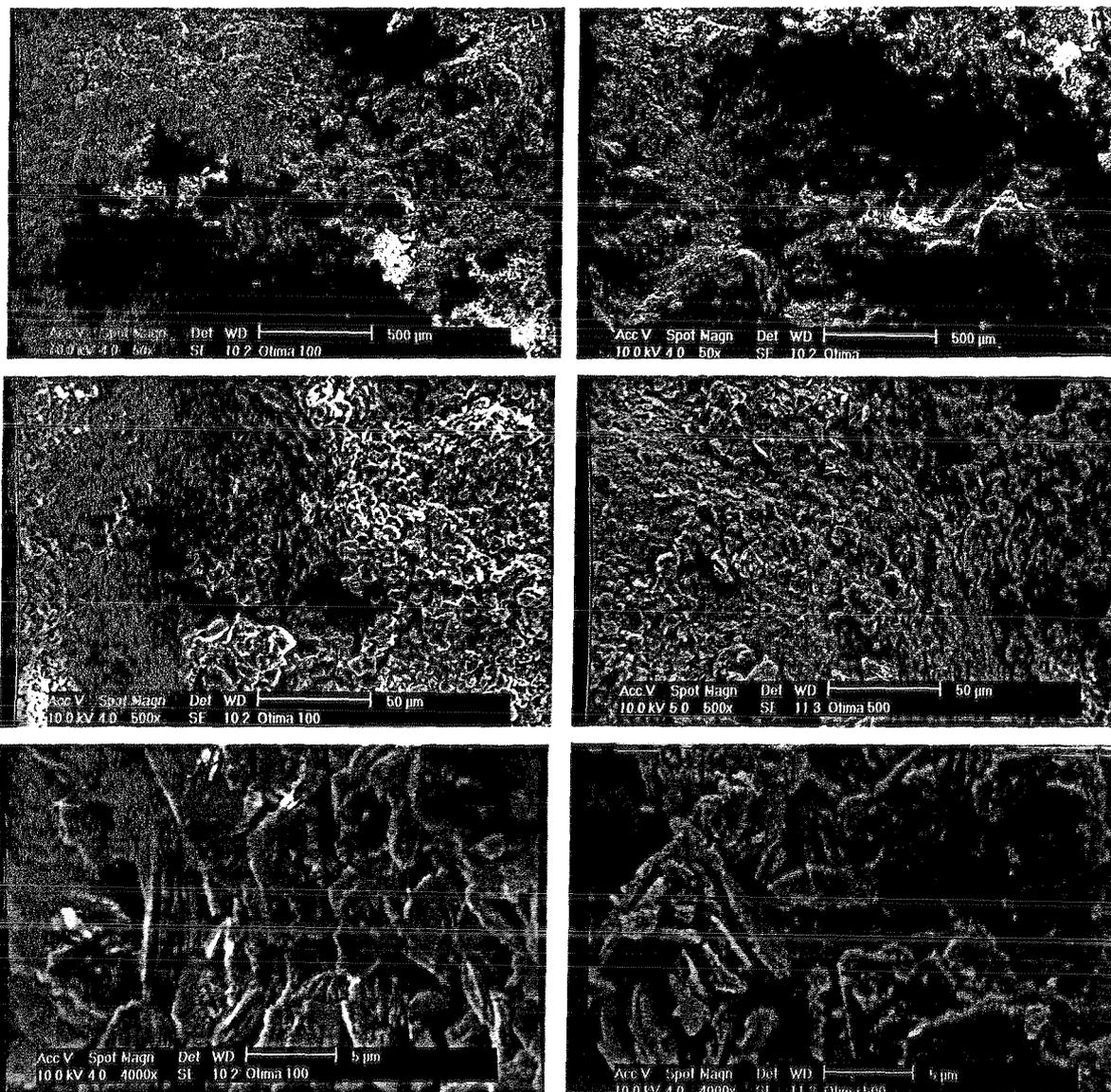
Aumentos: 50, 500 e 4000x

Tensão de cura: 100 kPa

FIGURAS 4.53 a 4.55 - Fotomicrografia do material no ramo úmido

Aumentos: 50, 500 e 4000x

Tensão de cura: 500 kPa



FIGURAS 4.56 a 4.58 - Fotomicrografia do material na umidade ótima

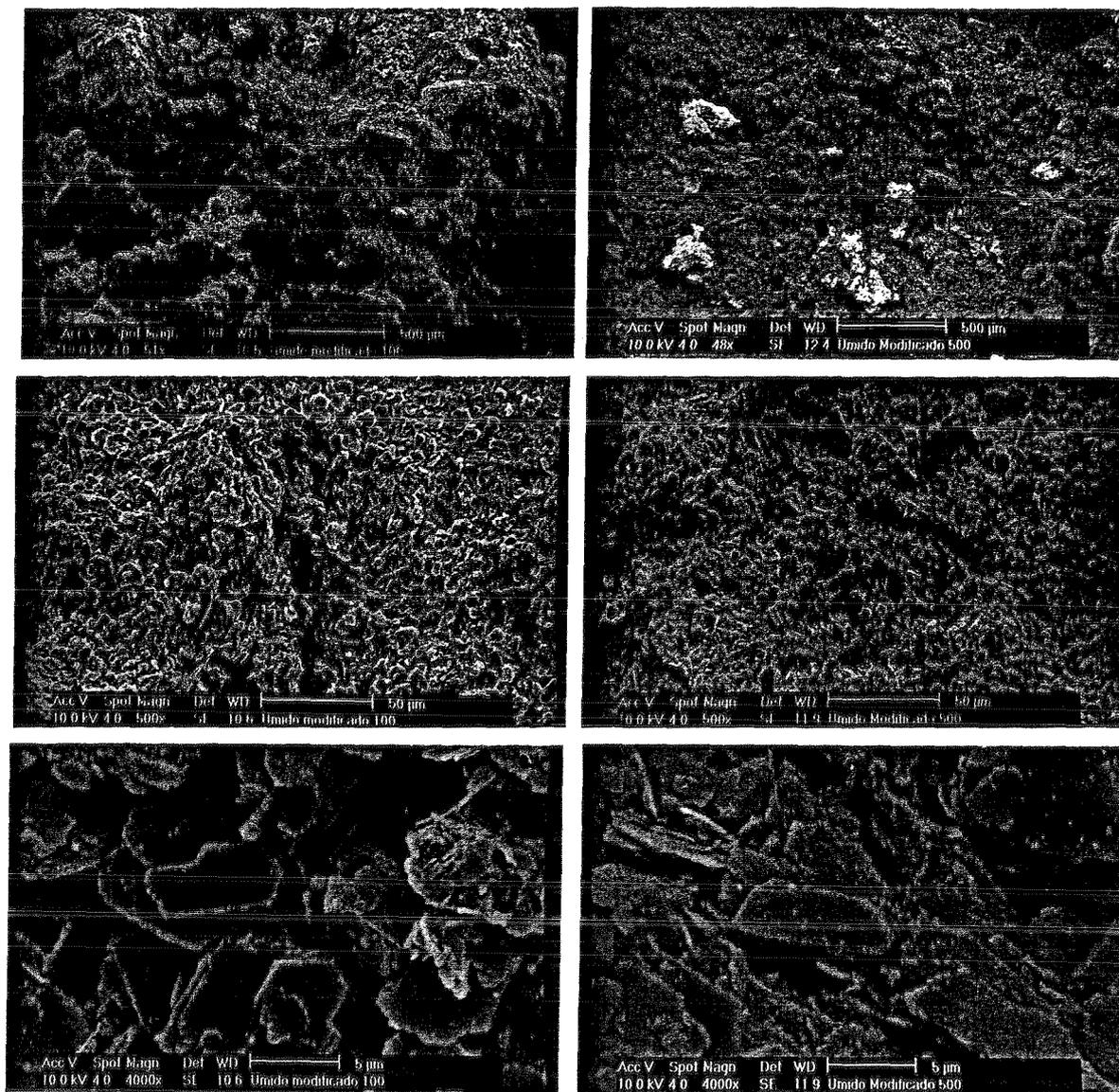
Aumentos: 50, 500 e 4000x

Tensão de cura: 100 kPa

FIGURAS 4.59 a 4.61 - Fotomicrografia do material umidade ótima

Aumentos: 50, 500 e 4000x

Tensão de cura: 500 kPa



FIGURAS 4.62 a 4.64 - Fotomicrografia do material no ramo úmido - Proctor Modificado Aumentos: 50, 500 e 4000x Tensão de cura: 100 kPa

FIGURAS 4.65 a 4.67 - Fotomicrografia do material no ramo úmido - Proctor Modificado Aumentos: 50, 500 e 4000x Tensão de cura: 500 kPa

CAPÍTULO 5

ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tendo como base os resultados experimentais apresentados e discutidos no capítulo anterior, é possível avaliar a influência da introdução de cimentações sob tensão, sobre as propriedades de resistência ao cisalhamento e deformações em um solo arenoso artificialmente cimentado. Neste capítulo, é apresentada uma análise compreendendo as características de ruptura, o estado último, os módulos de deformação, a condutividade hidráulica e a fotomicrografia do material, a fim de estimar estas propriedades, visando uma melhor compreensão do real comportamento dos solos cimentados em geral.

5.2 - COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA

5.2.1 - Compressão Não-Confinada

A partir da análise dos resultados apresentados no Item 4.2.1, relativo aos ensaios de resistência à compressão simples, pode-se perceber que as variáveis investigadas (parâmetros de compactação) influenciaram de maneira expressiva o valor máximo de resistência à compressão simples registrado nestes ensaios. A característica mais importante, neste caso, consiste na correlação direta entre o teor de umidade de moldagem que confere aos corpos-de-prova o máximo valor de resistência e aquele que permite a compactação na máxima densidade, de acordo com o procedimento atual amplamente sugerido e adotado em trabalhos que tratam de materiais artificialmente cimentados, que consiste na escolha de parâmetros de compactação que permitam a obtenção da maior densidade possível.

Além do papel desempenhado pela quantidade de água no mecanismo de estabilização, existe também outra condicionante decorrente das condições de compactação dos corpos-de-prova, que proporcionam diferentes condições micro-estruturais. A partir da análise das Figuras 4.44 a 4.67 parece ser razoável supor que o desenvolvimento da cimentação também pode ser influenciado pelo arranjo micro-estrutural, originado pelas diferentes condições de compactação. A análise micro-estrutural terá continuidade no decorrer deste capítulo.

5.2.2 - Compressão Isotrópica

Verifica-se, em primeira análise, que os parâmetros de compactação exercem uma certa influência na tensão avaliada para o início da plastificação da estrutura do material (Figuras 4.5 a 4.8), que aconteceu em um nível de tensões confinantes de 175 kPa para o material no ramo úmido, 220 kPa para o ramo seco, 285 kPa para a umidade ótima e, por último, 185 kPa para o ramo úmido com energia de compactação Proctor Modificada.

A Figura 5.1, a seguir, compara as deformações radiais e axiais medidas diretamente sobre o corpo-de-prova, ao final de cada ensaio.

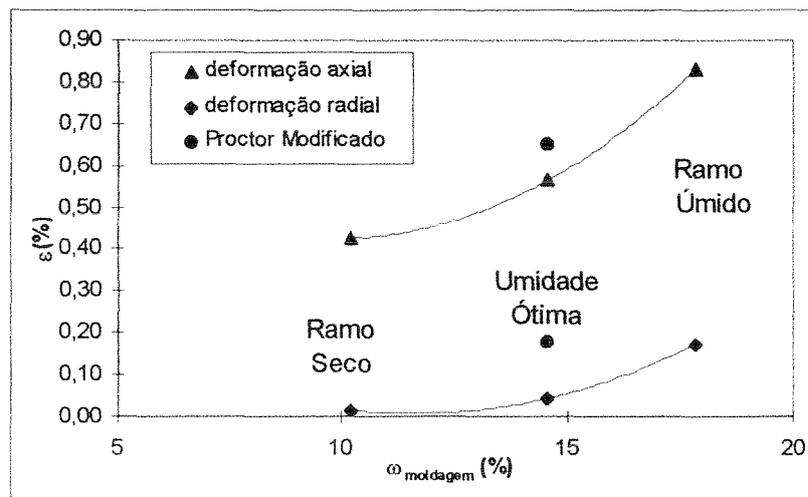


FIGURA 5.1 - Variação das deformações axiais e radiais com a umidade de moldagem

Pode-se notar com clareza que para qualquer teor de umidade, as deformações axiais são bem mais pronunciadas que as radiais, de onde pode-se avaliar a anisotropia do solo, que

aumenta conforme aumenta o teor de umidade. No ramo seco, as deformações radiais representam somente 3,7 % das deformações axiais; na umidade ótima, aumentam para 7,8 % e por último, no ramo úmido, representam 20 % das deformações axiais.

As mudanças microestruturais impostas pelo aumento da densidade ficam evidentes na Figura 5.2, que mostra o aumento das deformações volumétricas medidas ao final de cada ensaio, com o teor de umidade.

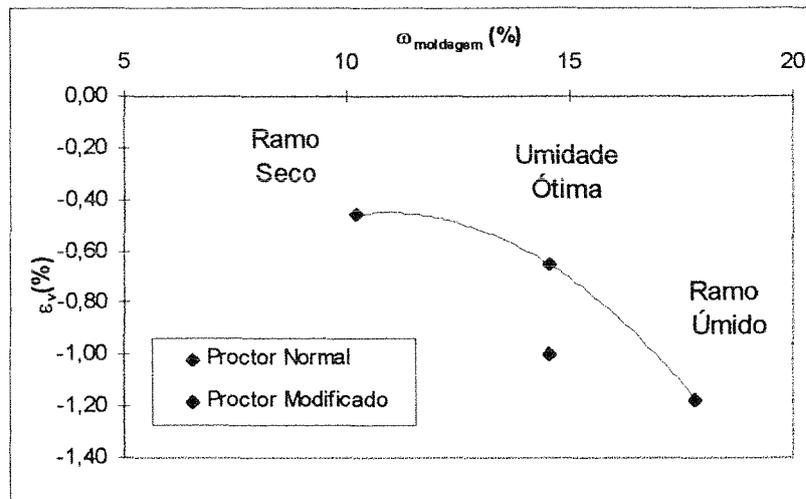


FIGURA 5.2 - Variação das deformações volumétricas com a umidade de moldagem

Em última análise, pode-se verificar que a rigidez do material é tanto maior quanto menor for a umidade de moldagem. Esta análise corrobora os dados obtidos nos ensaios triaxiais discutidos nos itens subseqüentes.

5.2.3 - Compressão Triaxial Axissimétrica

5.2.3.1 - Comportamento na ruptura

É importante que sejam feitas algumas observações previamente à discussão dos resultados de compressão triaxial para que se possa situar o experimento aqui discutido em um contexto mais geral. Em primeiro lugar, é importante lembrar que a faixa investigada de tensões efetivas médias iniciais (100, 300 e 500 kPa) é comparável àquelas utilizadas em outros trabalhos apresentados na bibliografia e é alta o suficiente para destruir a cimentação

introduzida artificialmente (e. g. LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; COOP e ATKINSON, 1993). O índice de vazios resultante dos procedimentos de compactação dos corpos-de-prova (e_0) é relativamente baixo (0,53 a 0,6), e mesmo com a variação dos parâmetros de compactação, não sofreu mudanças significativas, dificultando principalmente a análise das fotomicrografias obtidas com o microscópio eletrônico de varredura. Por último, no que diz respeito à confecção dos corpos-de-prova, obteve-se uma discrepância máxima de $\pm 2\%$ para o peso específico aparente seco e $\pm 3\%$ para o teor de umidade, que pode ser melhor observada na Figura 5.3. Entretanto, a tolerância adotada não garantiu que os corpos-de-prova moldados com os parâmetros pré definidos na curva de compactação tivessem a mesma densidade e umidade. Dessa forma, a análise que segue leva em conta os parâmetros encontrados em cada ensaio, e não os definidos originalmente na Figura 4.4.

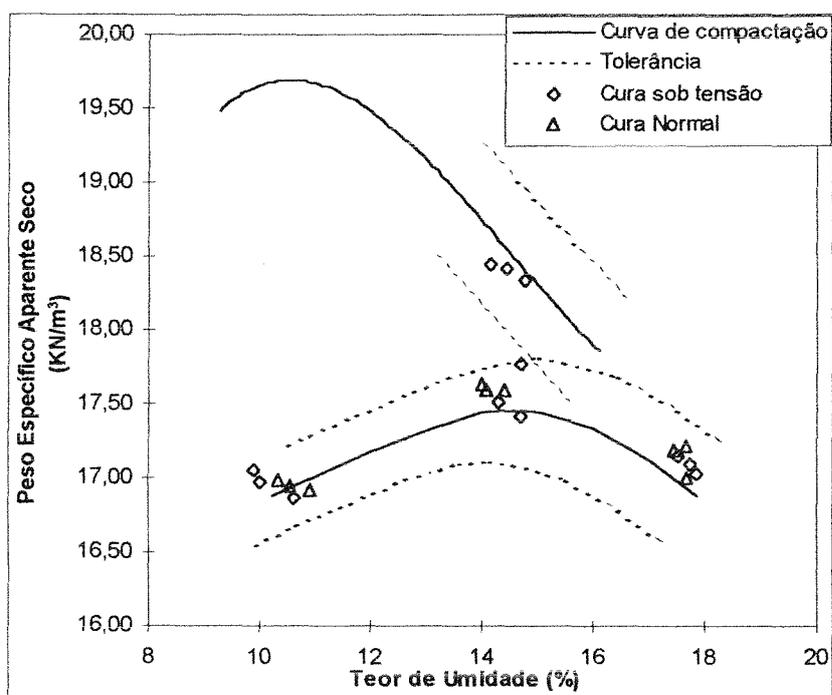


FIGURA 5.3 - Parâmetros de compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais

A variação da tensão desvio na ruptura para as amostras com cura normal e sob tensão com o nível de tensões efetivas médio inicial, é apresentada a seguir no gráfico da Figura 5.4.

A análise desta Figura nos mostra que a cura sob tensão praticamente não influencia a tensão desvio na ruptura para a tensão efetiva média inicial de 100 kPa. A partir deste valor, a

resistência é influenciada de maneira mais significativa, conforme aumenta a tensão efetiva média inicial. Em linhas gerais, a cura sob tensão tem influência somente nos ensaios em que a tensão de consolidação ultrapassou a tensão de plastificação (p_c) da estrutura, ou seja, nos ensaios com tensão efetiva média inicial de 300 e 500 kPa.

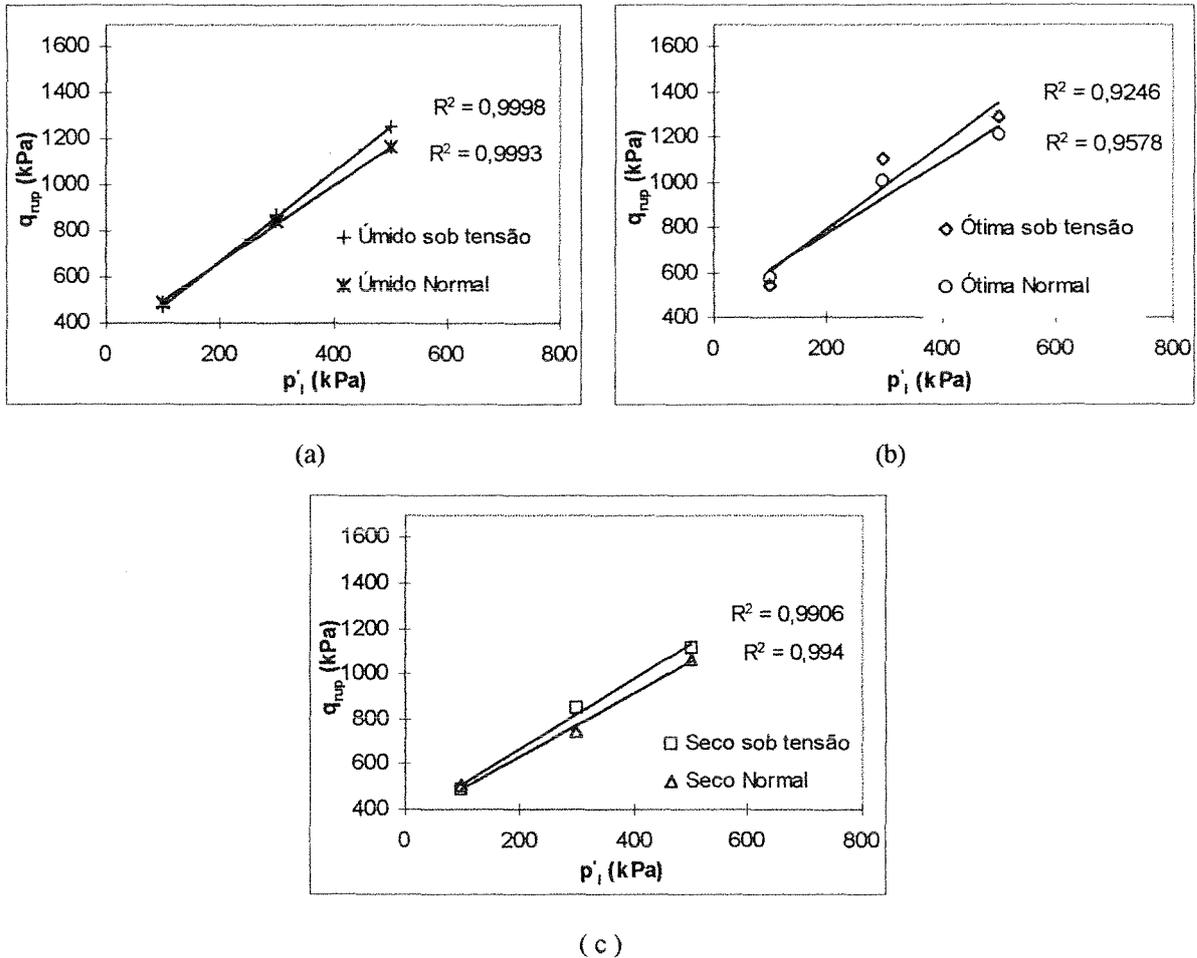


FIGURA 5.4 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial

(a) ramo úmido (b) umidade ótima e (c) ramo seco (cura normal e sob tensão)

A influência da variação das condições de compactação dos corpos-de-prova, curados sob tensão, é discutida a seguir. Segundo MITCHELL (1964), citado por CARRARO (1997), no caso de solos que apresentam uma certa quantidade de argila, o comportamento mecânico pode estar relacionado à influência que as condições de compactação exercem sobre a fase argilosa do material. Em baixos teores de umidade e compactação as partículas de argila tenderão a se agrupar de maneira mais ou menos aleatória, formando uma estrutura denominada floculada. À medida que eleva-se o teor de umidade de moldagem, as forças interpartículas são suficientemente reduzidas de tal maneira que pode ser atingida uma situação

na qual o mesmo esforço de compactação é capaz de criar uma arranjo onde as partículas estão dispostas de maneira mais ou menos paralelas umas às outras, denominada de estrutura lamelar (compare-se Fotos das Figuras 4.61 e 4.67 - possuem a mesma umidade, porém diferentes energias de compactação).

O aumento da densidade irá ocasionar uma mudança na microestrutura do solo compactado, contrariando a hipótese que permeia no meio geotécnico de que a aplicação de uma energia de compactação superior à pré-estabelecida, sob o mesmo teor de umidade, proporcionará um aumento de resistência e de rigidez no material. A análise da Figura 5.5 (b) nos mostra que o aumento da energia de compactação, com o conseqüente aumento do peso específico aparente seco torna o material mais resistente.

Ainda sobre a Figura 5.5 (a) e (b), percebe-se que o comportamento na ruptura do material moldado na umidade ótima (Proctor Normal) alcança valores superiores de tensão desvio, quando comparado com amostras moldadas nos ramos seco e úmido (Proctor Normal), corroborando os resultados observados nos ensaios de resistência à compressão simples.

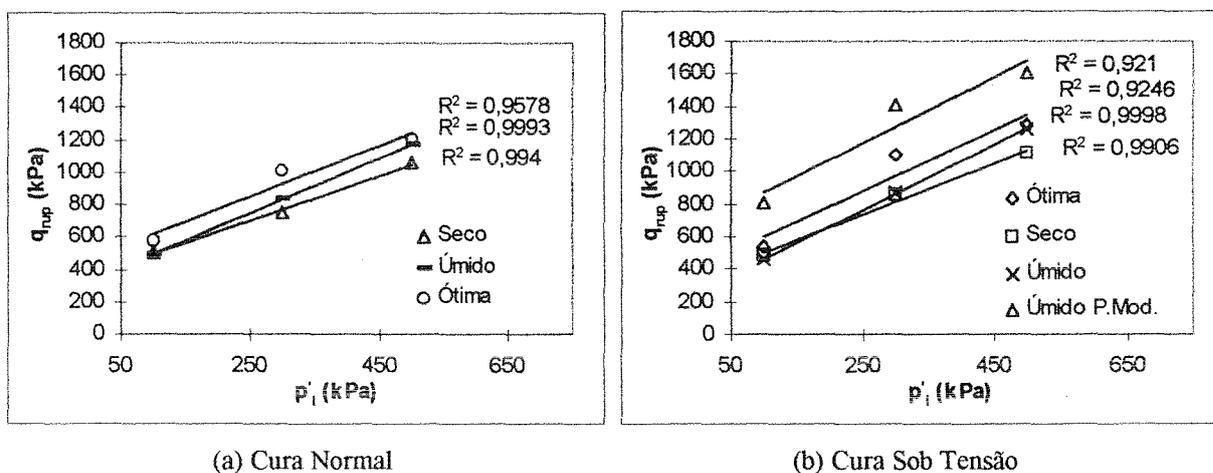


FIGURA 5.5 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial

A partir da análise da tensão desvio na ruptura em função dos parâmetros de compactação (Figura 5.6), nota-se somente o aumento do q_{rup} com a introdução da cimentação sob tensão.

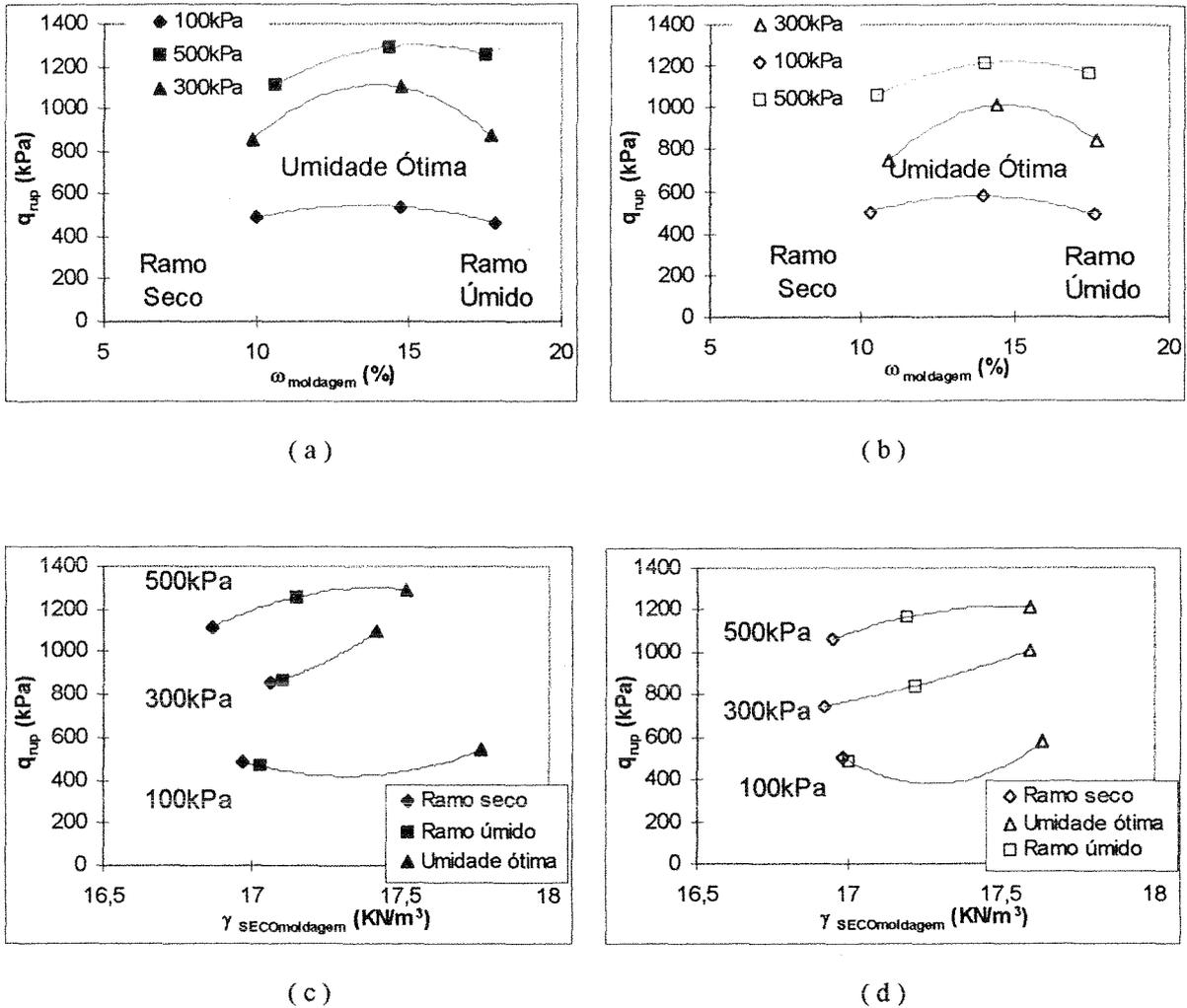


FIGURA 5.6 - Variação da Tensão Desvio com os parâmetros de compactação do material
(a) e (c) cura sob tensão, (b) e (d) cura normal

a) Intercepto Coesivo

Os resultados de intercepto coesivo analisados neste item refletem a interpretação do ajuste obtido por intermédio de uma regressão linear dos dados experimentais correspondentes às condições de ruptura.

Conforme SAXENA e LASTRICO (1978), citados por PRIETTO (1996), a coesão efetiva é uma parcela de resistência que inclui qualquer ligação, de origem natural ou artificial, de natureza físico-química entre as partículas de um solo. O fato da cimentação artificial introduzida sob tensão ter influência somente para tensões confinantes superiores à tensão de plastificação da estrutura (300 e 500 kPa) explica o comportamento observado na Figura 5.7,

uma vez que o aumento de resistência para as tensões confinantes mais altas aumenta a inclinação da reta de ajuste, diminuindo o intercepto coesivo em relação ao material com cura normal.

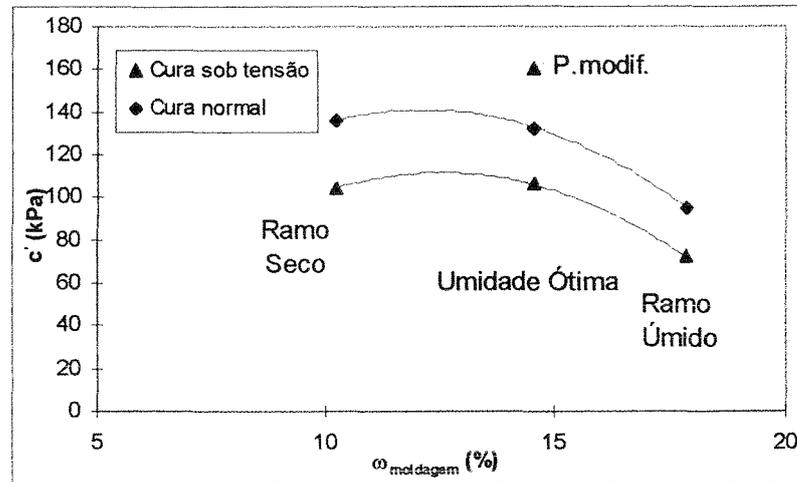


FIGURA 5.7 - Variação do Intercepto Coesivo com a umidade de moldagem

Nesta figura também pode ser observada a marcante influência do aumento da densidade no intercepto coesivo. Amostras compactadas com a mesma umidade, porém com diferentes energias de compactação (com cura sob tensão) apresentaram um intercepto coesivo de 105,48 kPa para a energia Proctor Normal e 160,63 kPa para a energia Proctor Modificado (representando um acréscimo de aproximadamente 52 % no intercepto coesivo). Cabe aqui salientar que este aumento no intercepto coesivo não implica em um aumento em todos os parâmetros de resistência do material, uma vez que o aumento de densidade causa uma mudança na microestrutura do solo, que passa de floculada para lamelar, causando, também, uma diminuição significativa na rigidez do material.

b) Ângulo de Atrito

A Figura 5.8, a seguir, mostra a variação do ângulo de atrito de pico com o teor de umidade de moldagem das amostras.

Os valores verificados para o ângulo de atrito situam-se basicamente em dois patamares, sendo o primeiro, variando de 24° a 28°, constituído das amostras com cura

normal. O segundo nível reúne os resultados de amostras com os mesmos parâmetros de compactação, porém curadas sob tensão, com o ângulo de atrito variando de 26° a 30°. Outra análise pode ser feita somente com as amostras curadas sob tensão: o aumento da energia de compactação, para o mesmo teor de umidade, ocasionou somente um pequeno aumento no ângulo de atrito de pico, que passou de 30° para 31°.

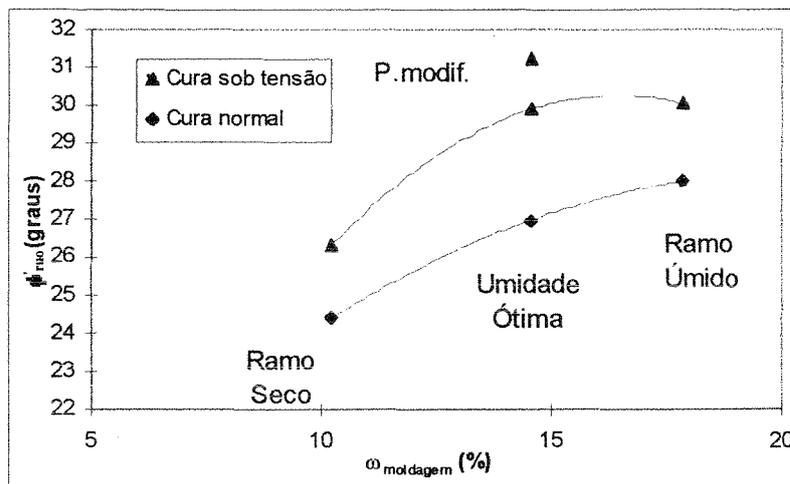


FIGURA 5.8 - Variação do ângulo de atrito determinado na ruptura com a umidade de moldagem

Uma vez que não existe variação da quantidade de material cimentante adicionada, pode-se considerar que o acréscimo no ângulo de atrito interno, registrado nas amostras curadas sob tensão, deveu-se ao processo de cura utilizado.

5.2.3.2 - Estado Último

Uma análise preliminar das curvas tensão-deformação apresentadas nas Figuras 4.21, 4.23 e 4.25 sugere um estado onde a variação da tensão cisalhante última é quase desprezível. A mesma tendência pode ser identificada em relação à variação volumétrica (Figuras 4.22, 4.24 e 4.26). Tal fato sugere a existência de um estado último ou crítico, conforme a definição apresentada no item 3.1, que aparentemente independe das condições de cura da amostra.

Assume-se nesta análise que o estado final atingido nos ensaios triaxiais drenados corresponde, conforme já mencionado no item 3.1, a uma estimativa razoável do estado último.

De acordo com PRIETTO (1996), a determinação completa do estado último (espaço: $p':q:e$) para o solo artificialmente cimentado apresenta inúmeras dificuldades decorrentes basicamente do modo de ruptura, pois para as amostras que apresentam um comportamento frágil, ($I_F \gg 0$) com a formação de planos de ruptura bem definidos; as deformações axiais e volumétricas medidas após o pico não mais representam as condições médias do corpo-de-prova, mas sim o resultado do processo de deslizamento de dois blocos rígidos. Para níveis de tensões maiores, onde se verifica uma ruptura menos frágil e uma condição mais homogênea de deformações, o estado último pode ser bem caracterizado para solos artificialmente cimentados. Isto pode ser melhor observado através das Figuras 5.9 e 5.10, onde as curvas tensão-deformação estão normalizadas pela tensão efetiva normal média, para amostras moldadas na umidade ótima do Proctor Normal.

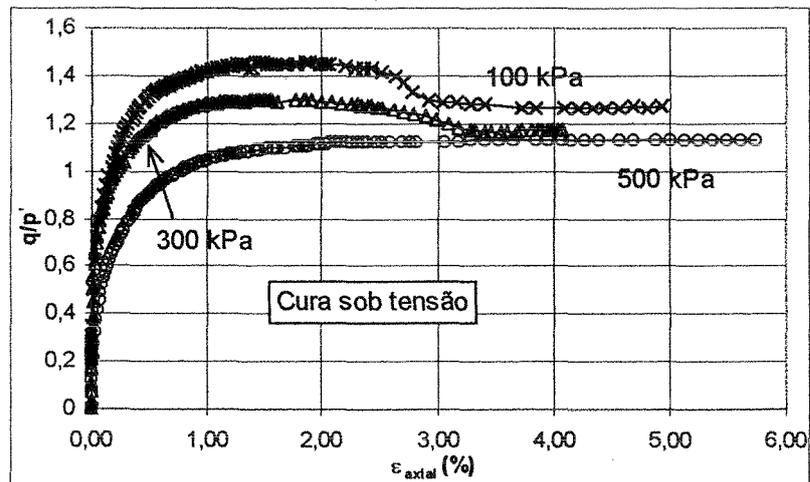


FIGURA 5.9 - Comportamento Tensão-deformação no espaço $\varepsilon_a:q/p'$

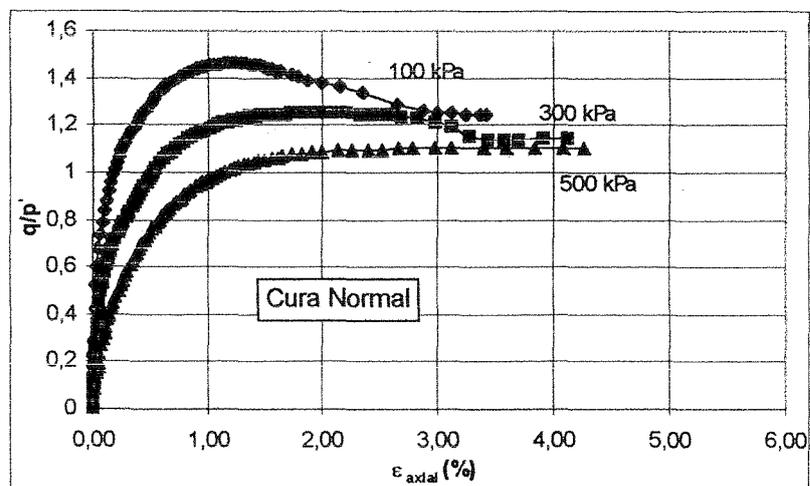


FIGURA 5.10 - Comportamento Tensão-deformação no espaço $\varepsilon_a:q/p'$

A razão q/p' tende a um valor constante no final do ensaio, que varia, conforme a tensão efetiva média inicial, de 1,10 a 1,27. Segundo PRIETTO (1996), a falta de unicidade em relação ao estado último pode ser explicada, possivelmente, pelo fato de que a estrutura inicial do material artificialmente cimentado não é totalmente destruída quando o modo de ruptura apresenta um aspecto de fragilidade evidente, em baixos níveis de tensões efetivas. Nota-se também que com o aumento da tensão efetiva média inicial os valores de q/p' tendem a um valor mais estável, constante no espaço $\varepsilon_a:q/p'$, e que as condições de cura não tem influência nos valores observados de q/p' .

A Figura 5.11, a seguir, apresenta a envoltória para o estado último, no espaço $p':q$, para as amostras com cura normal e sob tensão.

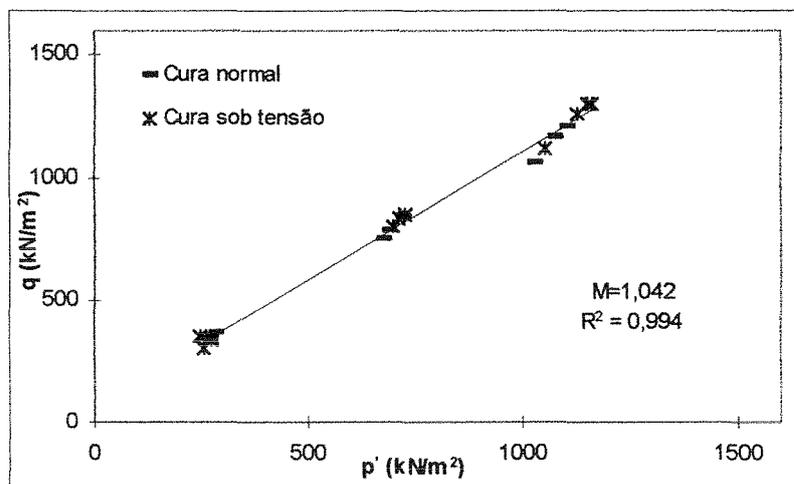


FIGURA 5.11 - Envoltória do Estado Último no espaço $p':q$

A análise da Figura 5.11 e as observações feitas nos parágrafos anteriores permitem concluir que a hipótese da existência de uma envoltória única para a condição última no espaço $p':q$ para o solo artificialmente cimentado estudado, independentemente das condições de cura, é bastante razoável.

Segundo CLOUGH et al (1981), a existência de uma pequena parcela de coesão última pode ser creditada à presença de silte e argila, as quais contribuem para uma coesão natural. Entretanto, vários outros autores relataram valores significativos de coesão residual. CONSOLI et al (1996), ao investigarem um solo residual de argilito artificialmente cimentado com cimento pozolânico, encontraram valores de intercepto coesivo residual da ordem de 20 a 60 kPa; CARRARO (1997) encontrou, para um solo residual de arenito estabilizado com cal de carbureto e cinza volante, um intercepto coesivo residual da ordem de 30 kPa. Comportamento semelhante foi observado no presente trabalho, onde foi encontrado um intercepto coesivo residual da ordem de 60 kPa.

Em relação ao ângulo de atrito último, pode-se verificar que existe uma variação quase insignificante entre todos os ensaios, permitindo a avaliação de um ϕ_{res} único da ordem de 31°.

5.3 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

Todas as amostras ensaiadas durante o programa experimental apresentaram um comportamento inicial bastante rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação, a partir do qual o corpo-de-prova passava a apresentar deformações plásticas crescentes até a ruptura.

CARRARO (1997) observou, em seu trabalho com solo estabilizado com cal e cinza volante, que além do grau de cimentação, as condições de compactação interferem de maneira bastante contundente na rigidez inicial. Comportamento semelhante é observado no presente trabalho, onde nota-se uma grande influência das condições de compactação e também das condições de cura na rigidez inicial do material.

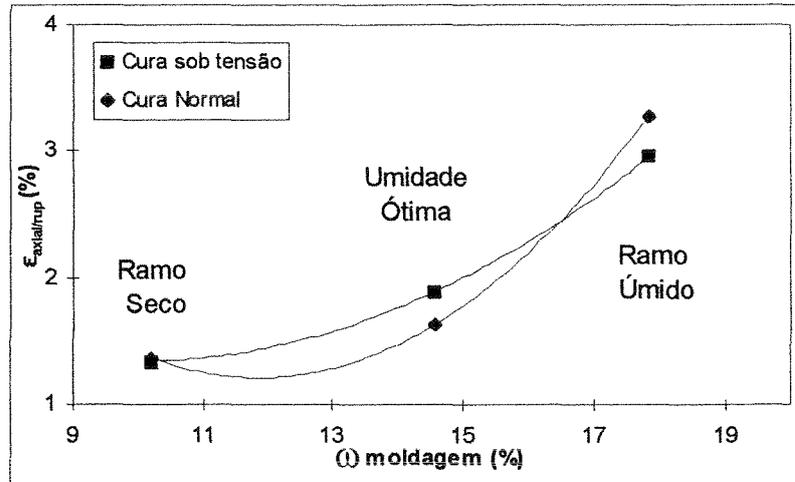


FIGURA 5.12 - Variação da deformação axial na ruptura com a umidade de moldagem
($p_i = 100$ kPa)

Os dados apresentados na Figura 5.12 referem-se aos ensaios que apresentaram ruptura frágil ($p_i = 100$ kPa), sendo que para os demais, que apresentam ruptura dúctil, observa-se uma certa dificuldade na determinação exata da deformação axial na ruptura. Da análise desta figura pode-se observar alguns aspectos interessantes como: (1) a deformação axial na ruptura diminui com a redução da umidade de moldagem; (2) a compactação no ramo úmido resulta em valores superiores de deformação axial na ruptura.

O efeito das condições de compactação pode ser analisado em relação à rigidez inicial do material, ou seja, à pequenas deformações. A Figura 5.13 mostra as curvas tensão-deformação axial no início dos ensaios, onde pode-se observar com bastante clareza a influência das condições de compactação e de cura das amostras.

Através da análise das Figura 5.13, fica visível a influência das condições de compactação no nível de deformações iniciais observados. As amostras compactadas no ramo úmido apresentam, em todos os casos, uma maior deformabilidade. Amostras moldadas no ramo seco ou na umidade ótima tem comportamento menos deformável.

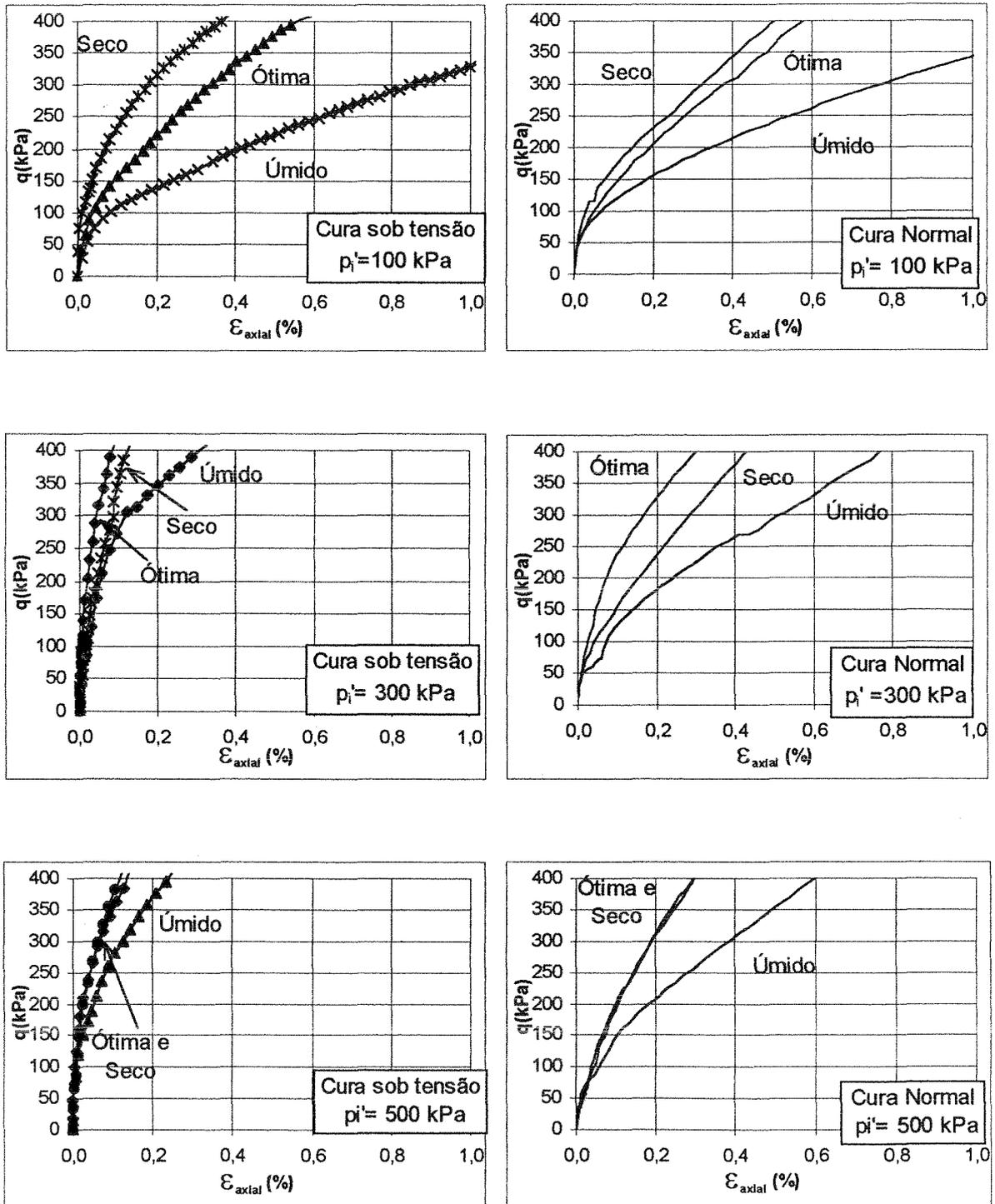


FIGURA 5.13 - Curvas tensão-deformação iniciais (Umidade ótima, ramos seco e úmido; $p_i' = 100, 300$ e 500 kPa)

A seguir, as Figuras 5.14 a 5.19 apresentam uma análise da variação do módulo secante calculado em relação à origem, com as deformações axiais, enfatizando-se a investigação dos efeitos decorrentes das condições de compactação e de cura. Os gráficos foram plotados usando-se a escala logarítmica para as deformações, a fim de permitir a análise da variação dos módulos para pequenas deformações.

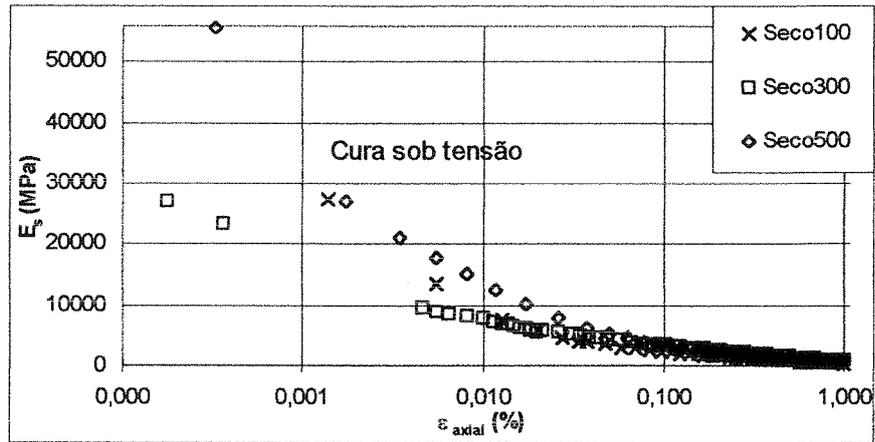


FIGURA 5.14 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial
(ramo seco, cura sob tensão)

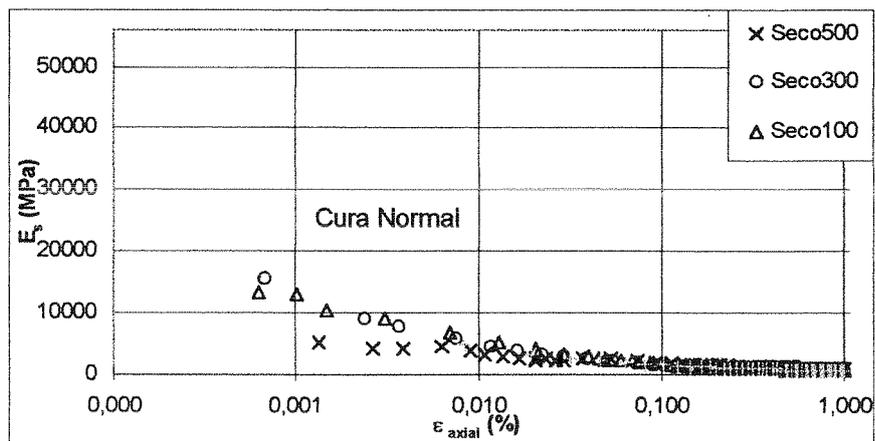


FIGURA 5.15 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial
(ramo seco, cura normal)

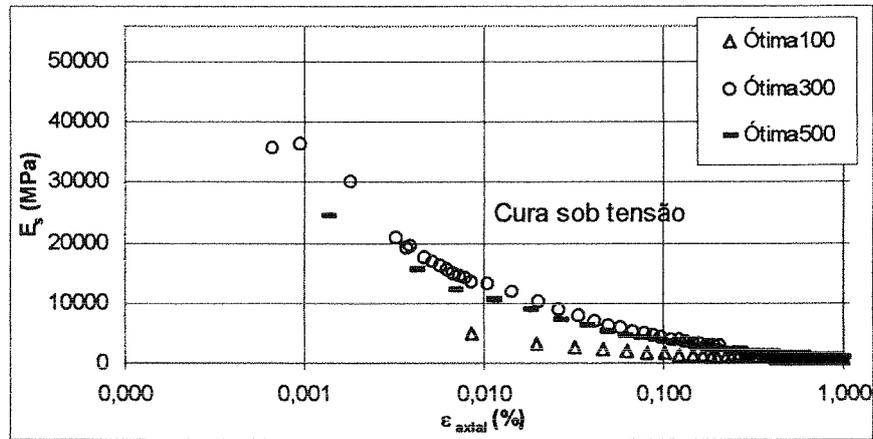


FIGURA 5.16 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (umidade ótima, cura sob tensão)

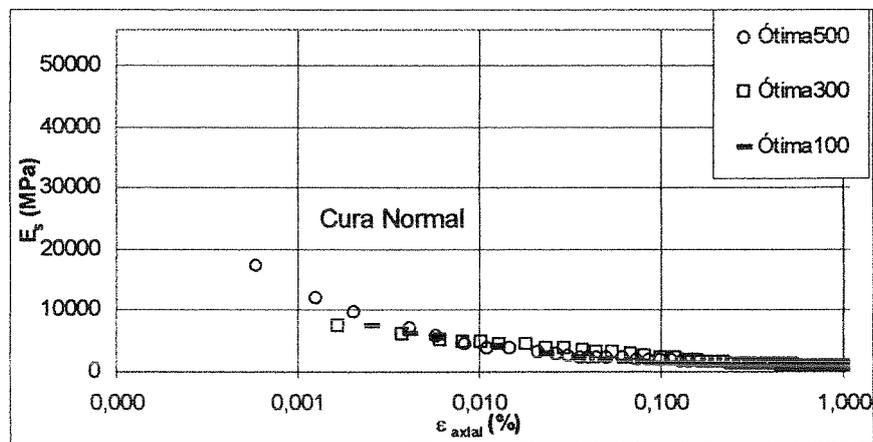


FIGURA 5.17 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (umidade ótima, cura normal)

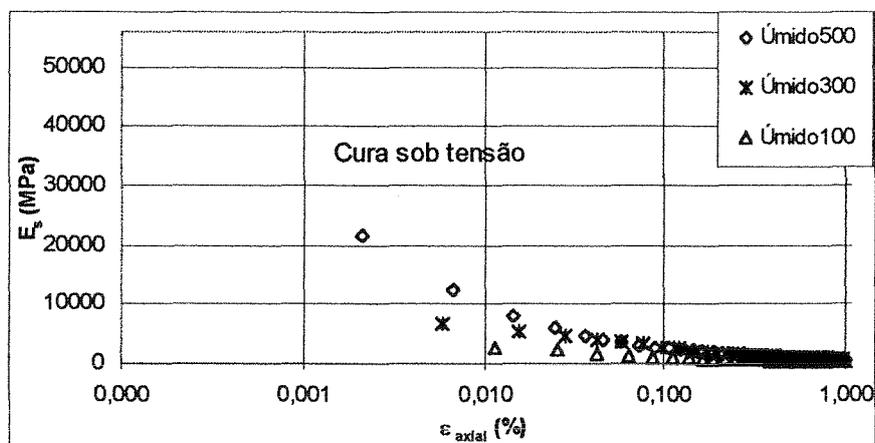


FIGURA 5.18 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (ramo úmido, cura sob tensão)

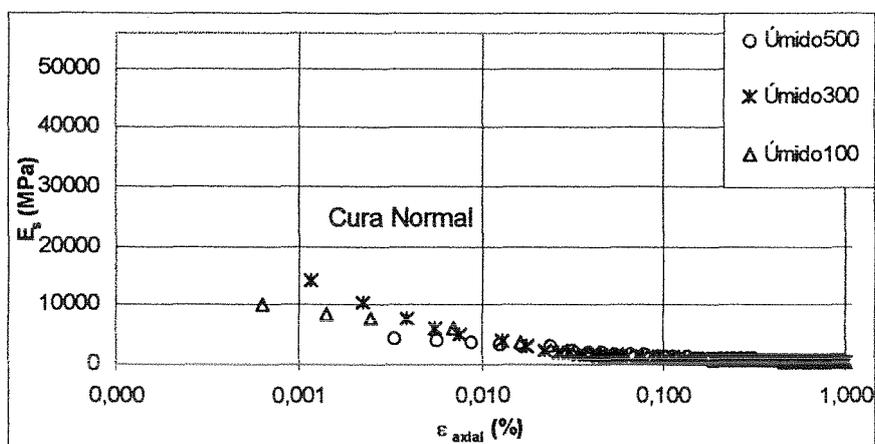


FIGURA 5.19 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial (ramo úmido, cura normal)

A partir de uma análise global das Figuras 5.14 a 5.19, algumas observações podem ser enumeradas: (1) o módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o acréscimo das deformações axiais. BRESSANI (1990), PRIETTO (1996) e CARRARO (1997) relataram comportamentos similares para solos artificialmente cimentados; (2) a queda do módulo é afetada principalmente pelas condições de cura da amostra e em segundo plano pelas condições de compactação; (3) a influência das condições de cura sobre o acréscimo do módulo secante é percebida de maneira evidente, uma vez que a cura sob tensão é a responsável por este acréscimo; (4) em relação à influência das condições de moldagem dos corpos-de-prova, pode-se dizer que a compactação no ramo seco conduz à obtenção dos maiores valores observados para o módulo secante, enquanto que a compactação no ramo úmido, aos menores e (5) a influência da tensão efetiva média inicial parece ser o fator menos significativo sobre os módulo de deformação observados.

Outra análise importante pode ser feita em função da energia de compactação. A Figura 5.20 mostra dois ensaios com o mesmo teor de umidade, porém, com diferentes densidades. Neste caso, a estrutura exerce uma influência marcante na rigidez inicial, pois o aumento da energia de compactação causa uma mudança estrutural do solo, que passa de floculada (umidade ótima) para lamelar (ramo úmido), responsável pela mudança de comportamento do mesmo.

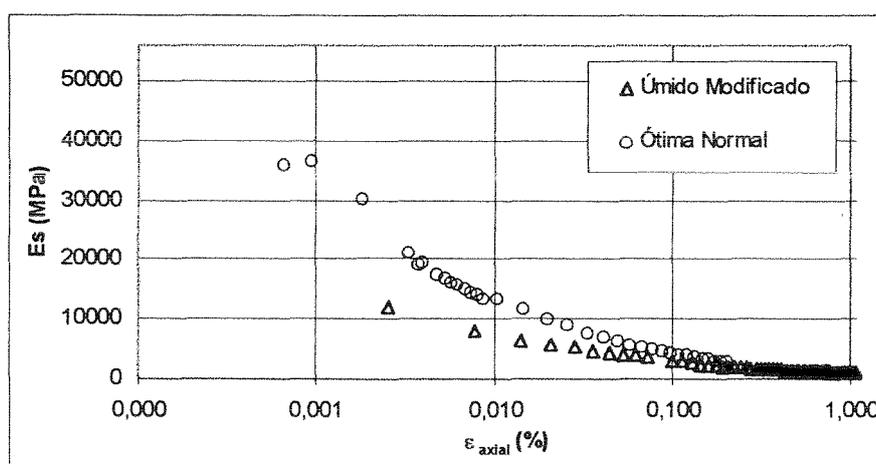


FIGURA 5.20 - Variação do Módulo Secante com a deformação axial ($p'_i = 300\text{kPa}$)

Uma melhor análise da influência das condições de cura e compactação sobre as características de rigidez do solo artificialmente cimentado, pode ser realizada através da comparação entre valores característicos de módulos de deformação obtidos para cada ensaio. Os módulos foram analisados em dois níveis de deformação arbitrários (0,01% e 0,1%).

A Tabela 5.1 apresenta, a seguir, os valores dos módulos de deformação calculados de acordo com os critérios estabelecidos nos parágrafos anteriores.

Através da análise dos dados apresentados nesta tabela, pode ser verificada a influência das condições de cura das amostras, onde a rigidez observada para as amostras com cura sob tensão é bem mais pronunciada que as com cura normal. Nota-se, também, que as condições de compactação influenciam no sentido de aumentar a rigidez com a diminuição do teor de umidade, ou seja, o ramo úmido apresenta o comportamento mais deformável, enquanto que o ramo seco, o mais rígido. Somente em alguns casos a rigidez na umidade ótima apresentou valores mais altos de módulo de deformação.

TABELA 5.1 - Valores de Módulos de Deformação

CURA SOB TENSÃO						
	$E_s = 0,01$ (MPa)			$E_s = 0,1$ (MPa)		
	$p_i = 100\text{kPa}$	$p_i = 300\text{kPa}$	$p_i = 500\text{kPa}$	$p_i = 100\text{kPa}$	$p_i = 300\text{kPa}$	$p_i = 500\text{kPa}$
Ramo Seco	9960,31	7824,21	13955,06	2329,31	3545,22	3506,30
Um. Ótima	4613,06	13378,04	11140,39	1551,14	4327,13	3721,50
Ramo Úmido	2257,09	6226,10	10612,03	1075,61	2779,51	2716
CURA NORMAL						
	$E_s = 0,01$ (MPa)			$E_s = 0,1$ (MPa)		
	$p_i = 100\text{kPa}$	$p_i = 300\text{kPa}$	$p_i = 500\text{kPa}$	$p_i = 100\text{kPa}$	$p_i = 300\text{kPa}$	$p_i = 500\text{kPa}$
Ramo Seco	5951,29	5167,10	3575,75	1708,43	1550,33	2014,43
Um. Ótima	4770,35	4844,24	4318,39	1426,37	2368,11	1923,09
Ramo Úmido	4601,73	4484,97	3556,97	1164,77	1253,58	1464,15

5.4 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A partir de uma análise preliminar da Figura 4.43, pode ser observado que a estrutura, que está diretamente relacionada com as condições de compactação da amostra, é o componente que mais influencia na condutividade hidráulica do material. O ramo seco, que apresenta uma estrutura composta de flocos compressíveis (item 2.3.3), apresenta uma condutividade hidráulica maior. Em contrapartida, no ramo úmido, existe uma distribuição paralela das partículas após a compactação, originando uma estrutura lamelar. Esta estrutura aumenta o percurso que deve ser percorrido pela água, diminuindo, assim, a condutividade hidráulica do material. Por último, na umidade ótima, observam-se os menores valores de condutividade hidráulica. Tal fato explica-se pela maior densidade do material nesta condição, diminuindo, assim, os espaços por onde passa o fluxo d'água.

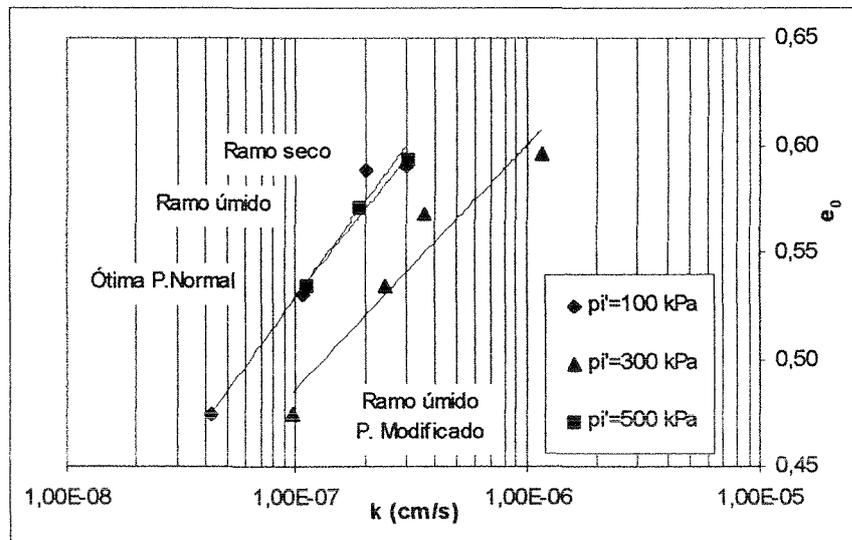


FIGURA 5.21- Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios inicial

O gráfico apresentado na figura acima mostra que a relação índice de vazios x logaritmo da condutividade hidráulica segue uma linha quase reta, segundo proposição feita por LAMBE e WHITMAN (1979).

5.5 - FOTOMICROGRAFIA

A análise fotomicrográfica pode ser facilitada com a classificação granulométrica das partículas de solo e de outras partículas presentes nas amostras, provenientes da hidratação do cimento. A Tabela 5.2 mostra uma classificação granulométrica segundo MITCHELL (1976) e METHA e MONTEIRO (1994).

TABELA 5.2 - Tamanho das partículas presentes no solo-cimento

Partícula	Dimensão (μm)
Fração areia	210 a 74
Fração silte	74 a 2
Fração argila	≤ 2
Caolinita	0,05 a 2 x 0,1 a 4
Cimento anidro	50
Agregações de C-S-H	0,6 a 2
Hidróxido de Cálcio	1 a 200

O hidróxido de cálcio, resultante da hidratação do cimento, é um composto que tende a formar cristais grandes sob a forma de prismas hexagonais. A sua morfologia é afetada pelo espaço disponível, temperatura de hidratação e presença de impurezas. Cabe aqui salientar que não é notada a presença de hidróxido de cálcio na fotomicrografia do material, em função do tempo de cura das amostras. Podem ser vistos somente primeiros produtos de hidratação do cimento, provenientes das reações mais rápidas. As fotos com maior aumento (4000 vezes) podem mostrar com maior nitidez a presença destes produtos da hidratação do cimento.

Nas Figuras 4.46, 4.52, 4.58 e 4.61 pode ser distinguida a formação de etringita e de algumas agregações de C-S-H (silicato de cálcio hidratado), que são compostos responsáveis pela resistência mecânica do material. A etringita é o primeiro composto formado após alguns minutos da hidratação do cimento, resultado das combinações entre cálcio, aluminatos e íons

hidroxila; possui a forma de agulhas, bem visíveis nas amostras apresentadas. Decorridas algumas horas após o início da hidratação, acontece a formação de hidróxido de cálcio e silicato de cálcio, sendo que o C-S-H é o composto que possui o maior potencial de contribuição para a resistência mecânica, em função da sua maior área específica. A partir da análise da formação destes produtos cimentantes, pode-se afirmar que, para o tempo de cura de 48 horas, já existe a formação de produtos de hidratação do cimento responsáveis pela resistência mecânica do material. O fato das Figuras 4.49, 4.55, 4.64 e 4.67 não apresentarem estes compostos com nitidez, deve-se provavelmente à escolha do local de onde é retirada a amostra ou talvez à mistura ineficiente dos materiais, uma vez que a quantidade de cimento adicionada é muito pequena em relação à quantidade de solo (2% em peso).

Com relação às condições de compactação das amostras, podem ser feitas as seguintes considerações: (1) o material no ramo seco apresenta uma estrutura bem mais aberta, onde não nota-se a orientação das partículas (Figuras 4.44 a 4.49); (2) a cura sob tensão parece ter proporcionado uma cimentação mais eficiente às partículas, uma vez que o número de pontos de contato entre as partículas é maior, facilitando o desenvolvimento da cimentação e (3) a comparação entre as Figuras 4.56 a 4.61, do material compactado na umidade ótima do Proctor Normal e das Figuras 4.62 a 4.67, compactadas com a mesma umidade, mas com energia Proctor Modificada, nos leva a verificar a grande influência do aumento da densidade. Neste caso, o aumento do peso específico aparente seco, para o mesmo teor de umidade, faz com que o material passe da umidade ótima do Proctor Normal para o ramo úmido do Proctor Modificado, causando um aumento na deformabilidade do material e uma mudança estrutural de floculada para lamelar, evidente nas fotos analisadas.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 - CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados experimentais, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas (condições de compactação, microestrutura, condições de cura e nível de tensões efetivas médias iniciais) sobre o comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado, foram estabelecidas algumas conclusões, válidas dentro das condições e limites específicos do estudo realizado.

Genericamente, o comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente muito rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação, a partir do qual o solo experimenta deformações crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil para o nível de tensões efetivas médias iniciais inferior adotado (100 kPa), passando para um comportamento dúctil com o aumento das tensões. O comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvia e as deformações volumétricas tornam-se estáveis com a deformação axial. As amostras ensaiadas apresentaram, após uma compressão inicial, um comportamento fortemente dilatante durante o cisalhamento.

Entretanto, todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado, acima generalizado, foram influenciados em maior ou menor grau pelo nível de tensões efetivas médias iniciais, pelas condições micro-estruturais decorrentes das diferentes condições de compactação e principalmente pela introdução da cimentação sob tensão. Em alguns aspectos, como a condição de cura por exemplo, verificou-se uma interação entre as variáveis investigadas, ou seja, o efeito de uma delas sobre o comportamento do material era dependente do nível da outra variável.

As principais conclusões deste trabalho são apresentadas a seguir:

6.1.1 - Comportamento tensão-deformação-resistência

6.1.1.1 - Compressão não-confinada

✓ Os resultados dos ensaios de compressão não-confinada indicam que os parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova (γ_{seco} , ω) exerceram influência sobre o valor máximo resistência à compressão simples observado. A característica mais importante, neste caso, é a correlação entre o teor de umidade de moldagem que confere aos corpos-de-prova o máximo valor de resistência com aquele que permite a compactação na máxima densidade, de acordo com o procedimento atual amplamente sugerido e adotado em trabalhos que tratam de materiais artificialmente cimentados, que consiste na adoção de parâmetros que proporcionem a maior densidade possível. Este resultado difere do encontrado por CARRARO (1997), para o mesmo tipo de solo estabilizado com cal e cinza volante, onde os valores máximos de resistência à compressão simples foram observados nas amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação.

6.1.1.2 - Compressão Isotrópica

✓ Os ensaios de compressão isotrópica realizados no presente trabalho nos levam a concluir que os parâmetros de compactação adotados exercem uma certa influência na tensão avaliada para o início da plastificação da estrutura.

6.1.1.3 - Compressão Triaxial Axissimétrica

a) Comportamento na ruptura

✓ A introdução da cimentação sob tensão praticamente não influenciou a tensão desvio na ruptura para tensões efetivas médias iniciais inferiores à tensão de plastificação da estrutura. Caso contrário aconteceu para tensões efetivas médias iniciais mais elevadas, onde as altas tensões aplicadas modificaram o arranjo das partículas em que as amostras eram curadas, ocasionando um aumento na tensão desvio observada na ruptura.

✓ Em consequência do aumento da tensão desvio na ruptura comentado anteriormente, a cura sob tensão ocasionou um aumento no ângulo de atrito de pico e uma diminuição no intercepto coesivo, em comparação com amostras sob condições normais de cura. Tanto o ângulo de atrito quanto o intercepto coesivo possuem dois patamares distintos para amostras curadas sob tensão e em condições normais.

✓ Em relação aos parâmetros de moldagem, pode-se concluir que o comportamento na ruptura do material moldado na umidade ótima apresenta valores superiores de resistência, enquanto que os moldados nos ramos seco e úmido apresentam valores inferiores, porém semelhantes, corroborando os dados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples.

✓ O aumento da energia de compactação, para o mesmo teor de umidade de moldagem ocasionou uma mudança visível no comportamento mecânico e na microestrutura do material. Macroscopicamente, o material ficou mais resistente, mas, em contrapartida, teve sua rigidez diminuída. À nível microscópico, o material sofreu uma mudança estrutural, que passou de floculada para lamelar. Genericamente, pode-se dizer que o aumento da energia de compactação fez com que o material, que encontrava-se na umidade ótima do Proctor Normal, passasse para o ramo úmido do Proctor Modificado, sofrendo um aumento de deformabilidade característico para os materiais que encontram-se neste tramo da curva de compactação.

b) Deformações volumétricas

✓ Observou-se uma clara influência da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento dilatante do solo artificialmente cimentado: quanto menor p_i' , maior a dilatância sofrida até a ruptura.

✓ A cura sob tensão também influenciou de forma marcante as deformações volumétricas do solo ocasionando um aumento de dilatância, observado em todos os casos.

c) Modo de ruptura

✓ O modo de ruptura do solo cimentado, considerando-se as variáveis estudadas no presente trabalho, é controlado pelo nível de tensões efetivas médias iniciais. Quanto maior a tensão efetiva média inicial, mais dúctil torna-se o comportamento do material na ruptura. Não observou-se influência da cura sob tensão sobre o modo de ruptura do material estudado.

d) Estado último (estado crítico)

✓ A estabilização dos valores de resistência após a ruptura parece ser pouco afetada pelas condições de moldagem e pelas condições de cura dos corpos-de-prova. A tendência de estabilização à um valor constante com o aumento da deformação axial, no caso das curvas de variação volumétrica, é um pouco menos clara, mas parecem encaminhar-se para este mesmo comportamento. Tais observações nos permitem concluir que a existência de uma linha de estado crítico única, independente das condições de cura, é bastante razoável.

✓ Em função da variabilidade mínima entre os valores de ângulo de atrito residual, considerou-se a existência de um ϕ_{res} único, da ordem de 31° .

✓ Os valores de intercepto coesivo residual encontrados no presente trabalho podem ser considerados altos ($\cong 60$ kPa), mas perfeitamente compatíveis com outros resultados descritos anteriormente na literatura.

6.1.3 - Rigidez inicial (módulos de deformação)

✓ Os ensaios de compressão isotrópica realizados nos permitem concluir que a rigidez do material é tanto maior quanto menor for a sua umidade de moldagem. Estes ensaios também nos forneceram dados que permitiram avaliar a anisotropia do material, que aumenta proporcionalmente com o teor de umidade.

✓ Um dos aspectos mais notáveis do comportamento do solo cimentado foi o aumento da rigidez inicial com a introdução da cimentação sob tensão, conduzindo a valores maiores de módulo secante, independentemente das condições de compactação ou da influência das tensões efetivas médias iniciais.

✓ Não só a cura sob tensão, mas também as condições de compactação interferem de maneira bastante contundente na rigidez inicial. A compactação no ramo seco conduz à obtenção dos maiores valores de módulo secante, enquanto que no ramo úmido, aos menores. Pode-se observar, também, que o nível de tensões efetivas médio influencia diretamente os valores de módulo secante, uma vez que o aumento destas tensões ocasionam um aumento na rigidez do material.

✓ O módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o aumento das deformações axiais, e esta queda é afetada fundamentalmente pelas condições de compactação da amostra.

6.1.4 - Condutividade hidráulica

✓ A análise qualitativa da condutividade hidráulica no solo artificialmente cimentado, curado em condições normais, nos permitiu concluir que a estrutura do solo é o componente que influencia de maneira mais contundente.

✓ Quanto maior a densidade do material, sob um mesmo teor de umidade, menor será a sua condutividade hidráulica devido a um rearranjo das partículas causado pelo aumento da energia de compactação, que tendem a distribuir-se paralelamente, aumentando o percurso e também os espaços por onde passa o fluxo d'água.

✓ O método utilizado para a análise da condutividade hidráulica talvez não seja o mais adequado em função do grau de cimentação do solo, pois a variação do índice de vazios no momento do adensamento é, até um certo grau, impedida pelas ligações cimentantes entre as partículas, possibilitando uma análise somente qualitativa da condutividade hidráulica.

6.1.5 - Fotomicrografia

✓ A análise por microscopia eletrônica de varredura, utilizando imagens obtidas no modo de elétrons secundários, permitiu a visualização de aspectos relacionados com as características físico-químicas na estrutura do solo proporcionadas pela adição de cimento, bem como das alterações na estrutura proporcionada pelas condições de compactação.

6.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o propósito de ampliar e prosseguir o estudo do comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, o autor sugere o estudo dos seguintes tópicos:

✓ O estudo da variação do método de confecção dos corpos-de-prova, com especial atenção ao tipo de compactação empregado, visando verificar a influência de diferentes arranjos micro-estruturais decorrentes dos diferentes métodos de compactação sobre o processo de cimentação artificialmente introduzida.

✓ A realização de um estudo comparativo da condutividade hidráulica em materiais com a cimentação introduzida sob tensão.

✓ A realização de ensaios triaxiais com diversas trajetórias de tensões para verificar o efeito da cura sob tensão.

✓ O desenvolvimento de modelos constitutivos para solos cimentados, com e sem sucção, contemplando os efeitos da cura sob tensão na definição da superfície de plastificação e na superfície potencial plástico.

✓ A avaliação da influência da sucção no comportamento tensão-deformação do material cimentado, curado sob tensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIREY, D.W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.119, n.9, p.1379-1398, 1993.
- AKPOKODJE, E.G. The Stabilization of Some Arid Zone Soils with Cement and Lime. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, Londres, v.18, p.173-180, 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986, 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Compactação: NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986a, 10p. Origem: Projeto NBR 7182/84.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo Coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada: NBR 12770**. Rio de Janeiro, 1992, 6p. Origem: Projeto 02:004.02-016/92.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo - determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante: NBR 13292**. Rio de Janeiro, 1995, 8p. Origem: Projeto 02:004.02-017/93.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurements of soil properties in the triaxial test**. 2.ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.
- BRESSANI, L.A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London, 1990. 459p. Tese (Ph. D.) - University of London.

- BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R. Damage to soil structure during triaxial testing. In.: 12TH INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989, v.1 p.17-20.
- CARRARO, J.A.H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito.** Porto Alegre, 1997. 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- CERATTI, J.A.P.; CASANOVA, F.J. Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento. In.: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v. v.1, p.191-200.
- CLAYTON, C.; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J. Progressive destructuring of Bothkennar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. **Geotechnique**, London, v.42, n.2, p.219-239, 1992.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. The use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p.69-76, 1989.
- CLOUGH, G.W.; KÜCK, W.M.; KASALI, G. Silicate-stabilized Sands. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.1, p.65-82, 1979.
- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. Cemented Sands Under Static Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; ROHLFES JR, J.A.; Engineering properties of residual soil-cement mixtures. In.: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUND IMPROVEMENT GEOSYSTEMS, 1996, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. 2v. v.1, p.25-30.

- COOP, M.R. The mechanics of uncemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.40, n.4, p.607-626, 1990.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y.-J.; HOWAT, M.D. Microstructure of a Compacted Silt. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v.33, p.150-158, 1996.
- DELAGE, P.; LEFEBVRE, G. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and its evolution during consolidation. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v.21, p.21-35, 1984.
- DUPAS, J.M.; PECKER, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v.105, n.3, p.419-436, 1979.
- EL-RAWI, N.M.; HALIBURTON, T.A.; JANES, R.L. Effect of compaction on strenght of soil-cement. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v.93, n.6, p.195-208, 1967.
- FEDA, J. Behaviour of a cemented clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v.32, p.899-904, 1995.
- FRYDMAN, S. Calcareous sands of the Israeli coastal plain. In.: SYMP. GEOTECHNICAL PROPERTIES, BEHAVIOUR AND PERFORMANCE OF CALCAREOUS SOILS, 1981, Fort Lauderdale. **Proceedings...** Am. Soc. Testing Materials, STP 777, p.226-251.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In.: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.485-494.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, v.2-3, 1986.

HERZOG, A.; MITCHELL, J.K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **Highway Research Record**, Washington, v.36, p.146-171, 1963.

HIGHT, D.W.; BÖESE, R.; BUTCHER, A.P.; CLAYTON, C.R.J.; SMITH, P.R. Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing. **Géotechnique**, London, v.42, n.2, p.199-217, 1992.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In.: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553-560.

INGLES, O G., FRYDMAN, S. The Effect of Cement Lime on the Strength of Some Soil Minerals and its Relevance to the Stabilization of Australian Soils. In.: 3rd CONFERENCE AUSTRALIAN ROAD RESEARCH BOARD, 1966, Sidney. **Proceedings...** [s.l.:s.n.] 3v. v.2, p.1504-1528.

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization principles and practice**. Melbourne: Butterworths, 1972. 374p.

KÉZDI, Á. **Stabilized earth roads**. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979, 327p.

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

LAGIOIA, R.; NOVA, R. An Experimental and Theoretical Study of the Behaviour of a Calcarenite in Triaxial Compression. **Géotechnique**, London, v.45, n.4, p.633-648, 1995.

- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics, SI Version**. New York: John Wiley & Sons Inc., 1979. 553p.
- LEE, K.L.; MORRISON, R.A; HALEY, S.C. A note on the pore pressure parameter B. In.: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Mexican Society of Soil Mechanics , 1969. 4v. v.1, p.231-239.
- 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.
- MACCARINI, M. **Laboratory Studies of a weakly bonded artificial soil**. London, 1987. Tese (Ph.D.) - University of London.
- METHA, P.K.; MONTEIRO, P.J. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**, 1ed. São Paulo: Pini, 1994. 573p.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of Soil Behaviour**, 1ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 1976, 422p. p.35-36.
- MITCHELL, J. K. The properties of cemented stabilized soils. In.: WORKSHOP ON MATERIALS AND METHODS FOR LOW COAST ROAD, RAIL AND RECLAMATION WORK, 1976a, Australia, **Proceedings...** [S.l.:s.n.], 1976.
- MITCHELL, J.K. Panel discussion on compaction, testing and test results. In.: SYMPOSIUM ON COMPACTION OF SOILS, 1964, **Proceedings...** American Society of Testing and Materials, STP 377, 1964, p.80-135.
- MITCHELL, J.K. Practical problems from surprising soil behaviour. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.112, n.3, p.259-289, 1986.

- MITCHELL, J.K; SOLYMAR, Z.V. Time-dependent strenght gain in freshly deposited or densified sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v.110, n.11, p.1159-1576, 1984.
- MOH, Z.C. Reactions of Soil Minerals with Cement and Chemicals. **Highway Research Record**, Washington, D.C., 1965, 86p., p.39-61.
- MURFF, J.D. Pile capacity in calcareous sands: state-of-the-art. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.113, n.5, p.490-507, 1987.
- NISHIDA, Y.; KAWAMURA, M. The mechanism os soil-cement stabilization - a short review. In.: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1971, Bangkok. **Proceedings...** Bangkok: [s.n.t.]. 2v. v.2, p.199-204.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre, 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- PAUL, M.A.; PEACOCK, J.D.; WOOD, B.F. The engineering geology of the Carse Clay at the National Soft Clay Research Site, Bothkennar. **Géotechnique**, London, v.42, n.2, p.183-198, 1992.
- PETLEY, D.; JONES, M.; FAN, C.; STAFFORD, C.; LEDDRA, M.; N.KAGESON-LOE Deformation and fabric changes in weak fine-grained rocks during high pressure consolidation and shear. In.: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.2, p.737-743.
- PRICE, G.P. Fabric of calcareous sediments at North Rankin "A", North West Shelf. In.: INT. CONF. CALCAREOUS SEDIMENTS, 1988, Perth. **Proceedings...** [s.l.:s.n.], v.2, p.367-376.

- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.104, n.12, p.1449-1465, 1978.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- SMITH, P.R.; JARDINE, R.J.; HIGHT, D.W. The yielding of Bothkennar clay. **Géotechnique**, London, v.42, n.2, p.257-274, 1992.
- TAVENAS, F.; LEROUEIL, S. Discussion. 11TH INT. CONF. SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1985, San Francisco. **Proceedings...** [s.l.:s.n], v.5, p.2693-2694.
- TOVEY, N.K. Microfabric, chemical and mineralogical studies of soils: techniques. **Geotechnical Engineering**, Amsterdam, v.17, p.131-163, 1986.
- VAUGHAN, P.R. Engineering behaviour of weak rocks; some answers and some questions. In.: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.1-23.
- VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, Londres, v.21, p.69-84, 1988.
- YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In.: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.87-92.

ZHU, F.; CLARK, J.I.; PAULIN, M.J. Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v.32, p.195-203, 1995.