

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - CPGEC

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM MATERIAL COLAPSÍVEL

Gabriela Maluf Medero

Orientadores:

Fernando Schnaid

Wai Ying Yuk Gehling

Porto Alegre

2001

AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), por minha participação no curso de mestrado acadêmico.

Agradeço ao Professor Fernando Schnaid a sua orientação, sempre muito correta, competente e sobretudo eficiente. Ao mesmo tempo, agradeço a amizade (as palavras certas, nas horas certas), ao estímulo e entusiasmo constantes. Nossas reuniões sempre foram um momento de crescimento geotécnico e como pessoa. À Professora Wai Ying Yuk Gehling, pela sua orientação, colaboração e contribuição à realização desta pesquisa. Agradeço, também, a sua amizade e apoio. A eles, o meu muito obrigada e minha gratidão por me guiarem pelos caminhos da pesquisa científica com tanta sabedoria e competência.

A todos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelos ensinamentos e atenção dispensados à autora, fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, Jair Floriano da Silva e João Diniz, pela colaboração, auxílio e apoio prestados durante as atividades de laboratório e de campo.

Aos bolsistas de iniciação científica, Cleber, Leandro, Orlei e Vinícius, pela colaboração prestada e pelo interesse demonstrado durante a etapa experimental do trabalho.

A todos que auxiliaram no preparo do poliestireno expandido (apelidado carinhosamente de “isopotera”), agradeço a paciência e boa vontade.

Ao CNPq e ao Grupo de Geotecnia, pelo indispensável suporte financeiro.

Aos meus colegas e amigos de graduação, obrigada pelo apoio e amizade.

Aos meus colegas e amigos de pós-graduação, agradeço o companherismo, o coleguismo, a amizade e apoio. Faço um agradecimento especial às minhas companheiras de congresso: Ana Paula, Karla, Michele e Daiane. E, aos amigos que sempre estiveram ao meu lado: Cristian, Giovanni, Leonardo, Luciano, Marcelo, Marcos e Tiago.

Ao secretariado do PPGEC/UFRGS, em especial à Bernadete, Carmem, Elódia e Liliane e ao secretariado do Departamento de Engenharia Civil, em especial à Luiz Fernando, Luiz Adolfo e Raquel pelo auxílio e colaboração sempre que foi necessário.

Ao colega e amigo Gustavo Núñez, pelo apoio e estímulo à realização deste trabalho e pela amizade.

De forma muito especial, agradeço às minhas amigas do coração: Alice, Baby, Bertha, Carla, Fabi, Fani, Fê, Mari e Mauren, pela força, pelas “escapadas” que me auxiliaram para esporear nos momentos de cansaço, pela paciência e pela amizade de tanto tempo.

À turma do inglês, pelo apoio, compressão e amizade, em especial, aos amigos Georgia, Maurício e Rodrigo.

Ao Tio Raginho, agradeço a ajuda e paciência de me auxiliar nas fotos dos corpos-de-prova.

À toda minha família, a qual eu tanto amo, por me fazerem sentir tão amada. O meu muito obrigada à Tia Ione, ao Beto e ao André por participarem de forma tão especial da minha vida, pelo carinho, amor, bom humor e paciência.

Aos meus pais agradeço pelo exemplo de amor à pesquisa científica e ao conhecimento. Obrigada pelo apoio, incentivo, carinho, compreensão e paciência. Agradeço, também, por

tornarem possível, entre tantas coisas em minha vida, a realização deste trabalho. O amor de vocês me dá forças e é um estímulo para lutar pelos meus sonhos. À minha amada mãe, pela amizade, cumplicidade, pelos nossos “papos”, por alimentar meus sonhos e estar ao meu lado sempre que preciso.

Agradeço a todos que auxiliaram de forma direta ou indireta a realização desta pesquisa.

Faço um agradecimento especial, a Deus por iluminar meu caminho.

É muito bom ter pessoas tão especiais na minha vida. Obrigada!

Gabriela Maluf Medero

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	3
2. REVISÃO DA LITERATURA	5
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	5
2.2 FENÔMENO DE COLAPSO	5
2.1.1 OCORRÊNCIA	8
2.1.2 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	12
2.1.3 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE SOLOS NATURAIS COLAPSÍVEIS	14
2.1.3.1 Estrutura dos solos colapsíveis	15
2.1.3.2 Mecanismo de colapso	18
2.1.4 IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS	19
2.2 ESTADO CRÍTICO	29
2.2.1 SUPERFÍCIE DE ROSCOE	34
2.3 SOLOS NÃO SATURADOS	38
3. PREPARO DE AMOSTRAS	40
3.1 OBJETIVO DA TÉCNICA	41
3.2 DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA	42
3.2.1 DESCRIÇÃO DO MATERIAL	44
3.2.1.1 Solo residual de arenito Botucatu	44
3.2.1.2 Cimento	47
3.2.1.3 Poliestireno expandido	47
3.2.1.4 Água	49
3.2.2 METODOLOGIA DE PREPARO DAS AMOSTRAS	50
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	55
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	55
4.2 PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO	55
4.2.1 RESUMO DOS ENSAIOS REALIZADOS	57
4.3 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	60
4.3.1 CURVA CARACTERÍSTICA DO MATERIAL ESTUDADO	60
4.3.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO-CONFINADA	64

4.3.3	ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	68
4.3.4	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	70
4.3.5	ENSAIOS EDOMÉTRICOS	84
4.3.5.1	Ensaio edométrico convencional	84
4.3.5.2	Ensaio edométrico com controle de sucção	87
5.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	94
5.1	ANÁLISE QUALITATIVA	94
5.1.1	CURVA CARACTERÍSTICA DO MATERIAL	94
5.1.2	ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO-CONFINADA	94
5.1.3	ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	96
5.1.4	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	97
5.1.4.1	Envoltórias de ruptura	97
5.1.4.2	Potencial de Colapso	99
5.1.5	ENSAIOS EDOMÉTRICOS	103
5.1.5.1	Oedômetro convencional	103
5.1.5.2	Oedômetro com controle de sucção	103
5.1.6	COMENTÁRIOS FINAIS	104
5.2	ANÁLISE PELA TEORIA DE ESTADO CRÍTICO	104
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	114
6.1	CONCLUSÕES	114
6.1.1	TÉCNICA DESENVOLVIDA DE PREPARO DE AMOSTRAS	114
6.1.2	POTENCIAL DE COLAPSO	115
6.1.3	ANÁLISE PELA TEORIA DE ESTADO CRÍTICO	116
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	117
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Solos colapsíveis estudados no Brasil (Ferreira et al., 1989, citado por Cintra, 1998)	10
Figura 2.2 – Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (Jennings e Knight, 1975).	13
Figura 2.3 – Ocorrência de colapso em prova de carga realizada com inundação do solo durante o ensaio (Cintra, 1998)	13
Figura 2.4 – Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987). (a) matriz de argila, (b) microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares, (c) matriz de silte e areia ligados por conectores de argila, (d) arranjo elementar de argila na configuração paralela.	17
Figura 2.5 – Curva típica de ensaio de duplo oedômetro em areia-siltosa, para previsão do potencial de colapso (Jennings e Knight, 1957)	24
Figura 2.6 – Resultado típico de ensaio de colapso (Jennings e Knight, 1975)	24
Figura 2.7 – Ensaio edométrico	25
Figura 2.8 – Deformações sofridas no ensaio de cisalhamento direto	26
Figura 2.9 – Trajetórias de tensões realizados em oedômetro convencional e oedômetro com controle de sucção (Balmaceda, 1991)	27
Figura 2.10 – Linha de estado crítico e linha de adensamento (Atkinson e Bransby, 1978).	30
Figura 2.11 – Trajetória em ensaio não-drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	31
Figura 2.12 – Trajetória em ensaio drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	33
Figura 2.13 – Representação da trajetória de tensões no espaço $q' : p'$ (Atkinson e Bransby, 1978).	33
Figura 2.14 – Vários planos não-drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	35
Figura 2.15 – Vários planos drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	35
Figura 2.16 – Ensaio não-drenado e drenado e suas trajetórias (Atkinson e Bransby, 1978).	36
Figura 2.17 – Trajetória de ensaio drenado e não-drenado (Atkinson e Bransby, 1978).	36
Figura 2.18 – Diversos pontos de mesmo valor de volume específico (Atkinson e Bransby, 1978).	37
Figura 2.19 – Contornos da superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978).	37
Figura 2.20 – (a) Trajetória de tensões para carregamentos p e s ($s = \text{constante}$); (b) superfícies de escoamento SI e LC (Alonso et al, 1987).	38
Figura 3.1 – Estrutura obtida com a introdução das partículas de poliestireno expandido e de cimento: (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples com índice de vazios igual a 1,3 e (b) detalhe da amostra	43
Figura 3.2 – Estrutura obtida com a introdução de cimento, índice de vazios igual a 0,6: (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples e (b) detalhe da amostra	43
Figura 3.3- Vista geral do talude	45
Figura 3.4- Detalhe do talude	45
Figura 3.5- Esquema da Localização da Jazida (Núñez, 1991)	45
Figura 3.6 – Fotografia do poliestireno expandido antes e após a estufa de 110 °C.	49
Figura 3.7 – Todos os componentes misturados antes da moldagem	50
Figura 3.8 – Poliestireno expandido antes e depois de ser partido	50

Figura 3.9 – Fotografia do despejo	51
Figura 3.10 – Esquema de despejo do material	52
Figura 3.11 – Esquema de corte das amostras	52
Figura 3.12 – Fotografias de amostras onde a homogeneidade foi analisada e verificada	53
Figura 3.13 – Etapas de preparo do material para construção dos corpos-de-prova	54
Figura 4.1 – Tamanhos utilizados de partículas de poliestireno expandido	56
Figura 4.2 – Curva característica do solo: trajetórias de umedecimento e secagem	63
Figura 4.3 – Configuração: prensa e amostra, durante ensaio	65
Figura 4.4 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido, variando o tempo de cura das amostras	66
Figura 4.5 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido ($e = 0,8; 1,0$ e $1,3$), para tempo de cura igual a 4 dias	67
Figura 4.6 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento, variando o tempo de cura das amostras	67
Figura 4.7 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido na resistência à compressão simples	68
Figura 4.8 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido no coeficiente de permeabilidade na configuração solo-cimento-poliestireno expandido	69
Figura 4.9 – Corpo-de-prova de solo-cimento-poliestireno expandido cisalhado	71
Figura 4.10 – Vista do equipamento de cisalhamento direto	72
Figura 4.12 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo	73
Figura 4.13 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo	74
Figura 4.14 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo	75
Figura 4.15 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento	76
Figura 4.16 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento	77
Figura 4.17 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento	78
Figura 4.18 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido	79
Figura 4.19 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido	80
Figura 4.20 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido	81
Figura 4.21 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-poliestireno expandido	82
Figura 4.22 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo- poliestireno expandido	83
Figura 4.23 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo- poliestireno expandido	84
Figura 4.24 – Curvas (\mathbf{s}_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido	85
Figura 4.25 - Curvas (\mathbf{s}_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras na configuração solo-cimento e solo	86

Figura 4.26 - Curvas (\mathbf{s}_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido para pequenos incrementos de tensão vertical	87
Figura 4.27 – Aparato utilizado nos ensaios edométricos com controle de sucção	89
Figura 4.28 - Curvas (\mathbf{s}_v, e) obtidas nos ensaios edométricos com controle de sucção em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido	90
Figura 4.29 – Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios edométricos com controle de sucção	91
Figura 4.30 – Variação no índice de vazios durante ensaios edométricos com controle de sucção	92
Figura 5.1 – Relação entre o tempo de cura e a resistência à compressão simples para diferentes índices de vazios	95
Figura 5.2 – Relação entre o índice de vazios e a resistência à compressão simples	96
Figura 5.3 – Envoltórias de ruptura obtidas dos ensaios de cisalhamento direto para todas configurações	98
Figura 5.4 – Potencial de colapso para configuração solo	100
Figura 5.5 – Potencial de colapso para configuração solo-cimento	101
Figura 5.6 – Potencial de colapso da configuração solo-cimento-poliestireno expandido	102
Figura 5.7 – Potencial de colapso para configuração solo-poliestireno expandido	103
Figura 5.8 – Envoltória de ruptura no espaço $\mathbf{s} : \mathbf{t}$	105
Figura 5.9 – Espaço $p' : q$	106
Figura 5.10 – Espaço $p' : v$	107
Figura 5.11 – Análise conjunta dos gráficos obtidos pela teoria de Estado Crítico	108
Figura 5.12 – Análise pela teoria de Estado Crítico	109
Figura 5.13 – Zonas de comportamento colapsível e compressível	111
Figura 5.14 – Definição preliminar da superfície de escoamento LC para configuração solo-cimento-poliestireno expandido	112
Figura 5.15 – Suposições do posicionamento e da forma das superfícies de escoamento variando-se o índice de vazios	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ocorrência de colapso em diversos países	9
Tabela 2.2 – Coletânea de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Brasil	10
Tabela 2.3 – Estrutura metaestável dos solos colapsíveis.	15
Tabela 2.4 – Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg (Futai, 1997)	20
Tabela 2.5 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975)	22
Tabela 2.6 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988)	23
Tabela 2.7 – Valores das constantes do solo para diferentes argilas, para $p' = 1 \text{ kN/m}^2$ (Atkinson e Bransby, 1978).	31
Tabela 3.1 – Solos tropicais estudados por Barros (1997)	41
Tabela 3.2 – Propriedades físicas do solo	46
Tabela 3.3 – Medidas realizadas para o cálculo da densidade do poliestireno expandido.	48
Tabela 3.4 – Redução volumétrica sofrida pela poliestireno expandido quando exposto à temperatura.	48
Tabela 4.1 – Índices físicos das amostras ensaiadas	63
Tabela 4.2 – Valores de sucção para diferentes configurações e tempos de contato	64
Tabela 4.3 – Ensaio de permeabilidade	70
Tabela 4.4 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo antes e após o ensaio de cisalhamento direto	74
Tabela 4.5 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento antes e após o ensaio de cisalhamento direto	77
Tabela 4.6 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento-poliestireno expandido antes e após o ensaio de cisalhamento direto	80
Tabela 4.7 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo -poliestireno expandido antes e após o ensaio de cisalhamento direto	83
Tabela 4.8 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos convencionais	86
Tabela 4.9 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com sucção controlada	90
Tabela 4.10 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com controle de sucção	93
Tabela 5.1 – Dados obtidos das envoltórias de ruptura	99

LISTA DE ABREVEATURAS E SÍMBOLOS

K	: coeficiente de subsidência
Kl	: coeficiente de colapsividade
S_{n_0}	: grau de saturação
e_l	: índice de vazios amolgado correspondente a W_L
e_0	: índice de vazios natural
CP	: potencial de colapso
w_o	: umidade natural
cu	: coeficiente de uniformidade
$(s - C)$: diferença entre os teores de areia e argila
g_d	: peso específico seco
s_w	: tensão de inundação no ensaio edométrico
Δe	: variação do índice de vazios devido ao colapso
e_l	: índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a saturação
w	: umidade gravitacional ou gravimétrica
Hi	: altura da amostra no início do colapso
Hf	: altura da amostra no final do colapso
Ho	: altura inicial da amostra
r	: raio da amostra
ei	: índice de vazios no início do colapso
ef	: índice de vazios no final do colapso
eo	: índice de vazios inicial
s_v	: tensão vertical
e (cisalh.)	: índice de vazios após cisalhamento da amostra
q_c	: resistência de ponta do cone
f_s	: atrito lateral do cone
e	: índice de vazios
v	: volume específico
M	: inclinação da linha de Estado Crítico
p'	: tensão isotrópica
Γ	: valor que corresponde à v quando $p' = 1$ na linha de Estado Crítico
q	: tensão desviadora
v_0	: volume específico inicial
v_f	: volume específico final
LC	: “loading collapse”
SI	: “suction increase”
$I(s)$: parâmetro de rigidez no ramo virgem para variação da tensão isotrópica para uma determinada sucção s
s	: sucção matricial

$N(s)$: volume específico referente a tensão p^c com sucção s
p^c	: tensão de referência para $v = N(s)$
LL	: limite de liquidez
LP	: limite de plasticidade
IP	: índice de plasticidade
LC	: limite de contração
g	: densidade real dos grãos
D_{10}	: diâmetro efetivo
C_u	: coeficiente de uniformidade
g_i	: densidade máxima
w_{6t}	: umidade ótima
ARI	: alta resistência inicial
w	: umidade gravitacional ou gravimétrica
Sr	: grau de saturação
(ua-uw)	: sucção mátrica
ua	: poro-pressão de ar
uw	: poro-pressão de água
wi	: umidade gravimétrica inicial
Sri	: grau de saturação inicial
wf	: umidade gravimétrica final
Srf	: grau de saturação final
k	: coeficiente de condutividade hidráulica
f	: ângulo de atrito interno
c	: intercepto coesivo ou coesão
Sr _o	: grau de saturação inicial
f_p	: ângulo de atrito interno de pico
c_p	: coesão de pico
f_r	: ângulo de atrito interno residual
c_r	: coesão residual
s_v	: tensão vertical
ef _{carreg}	: índice de vazios final carregamento
ef _{descarreg}	: índice de vazios final descarregamento
t	: tensão cisalhante
s	: tensão normal
p'	: $p' = \frac{1}{3} \cdot (s_1 + 2 \cdot s_3) - u_a$
q	: $q = \frac{1}{2} (s_1 - s_3)$
p_0	: tensão de pré-adensamento para uma dada tensão de sucção
p_0^*	: tensão de pré-adensamento em condições saturadas
p_c	: tensão de referência
a	: fator de forma adimensional
m	: parâmetro adimensional

RESUMO

No Brasil é comum a ocorrência de solos residuais colapsíveis naturais em condições não saturadas. A presente pesquisa visa ampliar o banco de dados referente aos parâmetros que os caracterizam e permitir uma correta interpretação do comportamento e dos fatores que influenciam sua resistência. Para tanto, foi necessário o desenvolvimento de uma técnica de preparo de amostras que possibilitasse a obtenção, em laboratório, de amostras com elevado índice de vazios e com diferentes níveis de cimentação. A técnica foi desenvolvida objetivando: (a) evitar as dificuldades de retirada de amostras indeformadas, e dos possíveis efeitos sobre a estrutura e (b) ensaiar materiais com diferentes índices de vazios. Após um longo e criterioso processo de avaliação, optou-se pelo uso de uma mistura de solo com cimento acrescido de partículas de poliestireno expandido, selecionado devido a suas características de baixa densidade, pequena resistência mecânica, leveza e trabalhabilidade. Foram realizados ensaios para verificação das características e reprodutibilidade das amostras obtidas pela técnica, ensaios de compressão simples para vários tempos de cura, ensaios de condutividade hidráulica para diferentes tamanhos de poros e homogeneidade das amostras. A técnica inovadora demonstrou-se, a partir dos resultados dos ensaios, satisfatória do ponto de vista da reprodutibilidade, homogeneidade, resistência e permeabilidade das amostras obtidas. O estudo seguiu com a realização de um amplo programa experimental, constituído de: ensaios de cisalhamento direto, ensaios edométricos convencionais e com controle de sucção, medidas de sucção pela técnica do papel filtro e construção da curva característica do material. A partir dos resultados dos ensaios de laboratório pôde-se construir as envoltórias de resistência das configurações estudadas, verificou-se o potencial de colapso das mesmas, obteve-se as deformações por carregamento vertical e por inundação, construiu-se a linha de Estado Crítico do material, obteve-se a linha Virgem de Compressão e a linha de Variação da Sucção. Este estudo permitiu identificar as parcelas que influenciam o fenômeno de colapso, concluindo-se que este é influenciado pelo índice de vazios, agente cimentante e nível de sucção.

ABSTRACT

In Brazil it is usual to find natural collapsible residual soils in unsaturated conditions. The present work aims at producing a database in which the parameters of collapsible soils are reported. This procedure will support a correct interpretation of the behaviour of those materials and will help on identifying the factors that control their shear strength. To accomplish that it was necessary to develop a technique of sample preparation which allows laboratory specimens with high voids ratio and various degrees of cementation to be prepared. The technique was developed to (a) avoid the difficulty of taking off undisturbed samples and its inevitable effect in soil structure and (b) to test materials with different voids ratio. After a long and criterious evaluation process, a soil mixture with expanded polystyrene particles added to the cement was chosen, that leads to low density and low mechanic strength, lightness and good workability. Tests were performed to verify the characteristics and reproducibility of samples obtained by the technique developed in this work, which comprises simple compression tests with different particles sizes and sample homogeneity. The results showed that the new technique was promising in terms of reproducibility, homogeneity, strength and permeability. In addition to this, an extensive experimental programme was carried out comprising direct shear tests, oedometer tests with and without suction control, laboratory suction measurements and suction test to derive the characteristic curve. From the results it was possible to construct the shear strength envelope of the studied configuration, to verify the potential collapse of the soil, to evaluate the deformation produced by vertical loading and wetting, to determine the position of the critical state line and to obtain the compression virgin line. This study allowed to identifying the factors that control the collapse phenomena – it is concluded that collapsibility is a function of void ratio, cement agent and suction level.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Relevância da Pesquisa

O conhecimento do comportamento mecânico e da resistência dos solos é um fator determinante em projetos geotécnicos e na resolução de problemas na prática de engenharia. No Brasil é comum a ocorrência de solos naturais colapsíveis em condições não saturadas. Estes fazem parte do foco de estudo desta dissertação, que visa ampliar o banco de dados referente aos parâmetros que os caracterizam e permitir uma correta interpretação do comportamento e dos fatores que influenciam a resistência destes materiais.

Os avanços nos estudos da colapsibilidade do solo são recentes, e portanto ainda incipientes (Cintra, 1998; Rezende e Moraes, 2000), encontrando-se no entanto algumas referências já clássicas na literatura nacional (e.g. Vargas, 1978). Os solos colapsíveis sofrem recalques que podem provocar: danos a estruturas e fundações neles apoiadas, instabilizações e rupturas de taludes, danos a estrutura de pavimentos, além de rupturas em barragens e em estruturas enterradas. Isto acontece pela característica de apresentar colapso como resposta à infiltração de água, sob carga constante ou não, levando a ocorrência de recalque brusco e de grande magnitude. Por estas razões, segundo Cintra (1998), estruturas edificadas neste solo podem ser gravemente danificadas por recalques diferenciais das fundações, por colapso do solo, quando há um acréscimo relevante no teor de umidade.

O fenômeno de colapsibilidade foi inicialmente estudado usando-se o ensaio oedométrico, a partir dos trabalhos clássicos de Jennings e Knight (1957) e Ferreira e Lacerda (1993). Segundo Lacerda et al. (1997), alguns inconvenientes têm sido observados em ensaios de laboratório, e por esta razão vem sendo utilizados ensaios de campo para avaliar as deformações ocorridas devido às mudanças no teor de umidade. Os solos residuais colapsíveis, não saturados, apresentam uma estrutura e configuração difíceis de serem mantidas quando retirados do campo.

As novas técnicas de ensaio de campo baseadas em ensaios de placa (Ferreira e Lacerda, 1995) e ensaios pressiométricos (Kratz de Oliveira et al, 2000) possibilitam uma estimativa do potencial de colapso dos solos. No entanto, existe ainda a necessidade de estudos sistemáticos destinados ao entendimento do fenômeno físico associado à colapsibilidade. Devido à dificuldade e ao elevado custo de ensaiar materiais em campo, tornou-se necessário o desenvolvimento de uma técnica que permitisse a realização de ensaios com material colapsível em laboratório.

A importância prática desta pesquisa científica consiste no estudo do fenômeno de colapso e na identificação de parâmetros que controlam seu comportamento, para racionalizar a análise, projeto e execução de obras de engenharia tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis nestes materiais.

1.2 Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho consiste no estudo do comportamento mecânico de um solo residual colapsível em condições não saturadas. Além disso, objetiva-se analisar o recalque causado pelo fenômeno de colapso.

Dentro desse objetivo geral da pesquisa estabeleceu-se alguns objetivos específicos:

- Desenvolver uma técnica de preparo de amostras que reproduzam as características de um solo residual colapsível que possibilite avaliar a influência da variação do índice de vazios ou agente cimentante no fenômeno de colapso, devido a dificuldade de obtenção de amostras naturais indeformadas.

- Realizar ensaios para verificação das características e reprodutibilidade dos corpos-de-prova obtidos pela técnica, analisando-se a resistência à compressão não confinada para diferentes índices de vazios, variando-se o tempo de cura visando a definição de um padrão de

tempo de cura, a condutividade hidráulica para diferentes tamanhos de poros e a homogeneidade das amostras.

- Avaliar a resistência ao cisalhamento do solo, a influência do índice de vazios e analisar o colapso ocorrido mediante ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas.
- Determinar a curva característica do solo mediante método do papel filtro.
- Avaliar a colapsibilidade do solo em ensaios edométricos convencionais, sob condição inundada, e em ensaios edométricos com controle de sucção, sob sucções de interesse.
- Discutir o fenômeno de colapso à luz das informações provenientes da campanha experimental apresentada acima.

1.3 Desenvolvimento da Pesquisa

A presente pesquisa foi executada em 7 etapas, a seguir descritas: (1) identificação do foco de estudo e objetivos da pesquisa; (2) revisão da literatura existente dos tópicos de interesse; (3) desenvolvimento da técnica de preparo de amostras; (4) planejamento do programa experimental; (5) realização dos ensaios do programa experimental; (6) interpretação, análise e discussão dos resultados; (7) redação final.

A primeira etapa constituiu-se na discussão da importância do enriquecimento dos dados conhecidos sobre o comportamento e a resistência do solo em foco, em diferentes condições de saturação e carregamento, bem como na identificação do interesse em estudar o comportamento deste tipo de material. A partir daí, se buscou estruturar um projeto de pesquisa que abrangesse as respostas para as questões levantadas e assim definir os principais objetivos da dissertação.

Na segunda etapa foi revisada a literatura existente, abordando o tema deste trabalho. Alguns tópicos foram aprofundados como: solos colapsíveis, solos não saturados e solos artificialmente cimentados, onde foi analisado o comportamento mecânico em diferentes condições de interesse. Além disso, foram observados assuntos como: tipos de ensaios de laboratório e estado crítico.

O desenvolvimento da técnica de preparo de amostras foi a terceira etapa do trabalho. Após terem sido estudados, na etapa anterior, os materiais a serem utilizados, partiu-se para parte prática que envolveu várias tentativas de moldar em laboratório, amostras de solos colapsíveis, com altos índices de vazios.

A quarta etapa da pesquisa, o planejamento do programa experimental, constituiu-se na decisão quanto aos tipos de ensaios que seriam utilizados, em que níveis de carga e de sucção e que trajetórias de tensões seriam impostas. Teve-se um cuidado especial nesta etapa para que os objetivos fossem alcançados com minimização do tempo e maximização da representatividade e da confiança dos resultados obtidos. Após, se estabeleceu a ordem de execução, levando em consideração o tempo disponível e disponibilidade dos equipamentos em laboratório. Foi desenvolvido um cronograma de ensaios programado e realizado em um período de onze meses.

A etapa seguinte, quinta etapa, foi a realização dos ensaios previstos no programa experimental. Seguida da sexta etapa que constituiu-se na interpretação, análise e discussão dos resultados de laboratório. Objetivou-se avaliar a influência do índice de vazios no comportamento tensão-deformação do solo, analisar e identificar as parcelas de deformação por colapso, por carregamento e por cisalhamento ou adensamento sofridas por um material, além de avaliar este comportamento em diferentes níveis de sucção.

Na última etapa, foi elaborado o relatório final da pesquisa, representado integralmente pela presente dissertação.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Considerações Iniciais

No decorrer deste capítulo, será apresentada uma breve revisão de literatura sobre solos colapsíveis, abrangendo solos não saturados, abordando principais conceitos e definições relevantes para o entendimento da pesquisa. Objetiva-se com esta revisão, também, analisar trabalhos existentes, convenientemente selecionados, os quais serviram de base para realização desta pesquisa.

Dando continuidade, é importante salientar a experiência acumulada no Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CPGEC/UFRGS) em dissertações de Mestrado e teses de Doutorado abordando assuntos como solos não saturados e solos artificialmente cimentados (Kratz de Oliveira, 1999; Prietto, 1996 e Specht, 2000). Assim não há necessidade, neste capítulo, de apresentar em detalhe as teorias que regem o comportamento destes materiais. Nesta dissertação, dá-se ênfase à análise do fenômeno de colapso e à teoria de estado crítico.

2.2 Fenômeno de Colapso

O fenômeno de colapso foi explicado por diferentes autores. A seguir uma seleção dos mais relevantes:

- Vargas (1970) introduziu no Brasil, pela primeira vez, os termos colapsível e colapsibilidade. O autor definiu que: “nos solos porosos de arenito, os grãos grossos de areia uniforme são ligados entre si por um colóide argiloso, resultando uma

estrutura colapsível (ao saturar-se) e muito compressível. Este solo, que seco se mantém em cortes verticais, perde sua resistência ao se saturar.”

- Clemence e Finbarr (1981) descrevem como os solos não saturados de estrutura meta-estável que experimentam um rearranjo das partículas com diminuição acentuada de volume com sua inundação ou por carregamento externo aplicado;
- Reginatto e Ferrero (1973) dividiram os solos colapsíveis em verdadeiramente colapsíveis, como sendo aqueles que não suportam o seu peso próprio quando inundados e colapsam, e, solos condicionados ao colapso, onde a ocorrência de colapso é função do nível de tensões a que o solo está submetido;
- Garcia-Tornel (1988) denomina colapso a qualquer processo que provoque uma redução volumétrica irrecuperável, gerada pelo aumento do grau de saturação do solo, sob um estado de tensões externo constante;
- Lawton et al (1992) baseando-se nos trabalhos de Barden et al (1973) e Mitchell (1976) descreveram quatro fatores necessários para a ocorrência do fenômeno de colapso:
 - 1) presença de solo não saturado com estrutura aberta e parcialmente estável;
 - 2) tensões totais suficientes para causar colapso;
 - 3) solo estabilizado por agentes de ligações intergranular ou cimentantes em condições de parcial saturação;
 - 4) ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares, forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes, agentes químicos – óxido de ferro e carbonato de cálcio, e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

- Ávila e Ferreira*, indicam que alguns solos não saturados, ao se aumentar o teor de água em seus vazios, ou ao serem solicitados por carga e posteriormente umedecidos, experimentam uma variação volumétrica. Estes solos têm seu comportamento relacionado à instabilidade volumétrica, quando o teor de umidade é alterado: redução em solos de estruturas metaestáveis;
- Barden et al. (1973) comenta que o colapso estrutural de solos tropicais não saturados está relacionado à perda da sucção mátrica e ao rompimento das cimentações entre partículas ou entre agregados, quando saturados;
- Futai (1997) descreve colapso como sendo a variação de volume causada pela redução da sucção com o umedecimento, para um determinado estado de tensões isotrópico. E, mais ainda, sugere que as deformações produzidas pelo colapso são plásticas, ou seja, irrecuperáveis;
- Cintra (1998), “Sob carga, todos os solos sofrem recalques, inevitavelmente. A magnitude dos recalques, que se pode qualificar de normais, tendem a cessar ou estabilizar após um certo período de tempo, mais ou menos prolongado. Contudo, em certos tipos de solos não saturados, sua inundação pode causar uma espécie de colapso da sua estrutura, caracterizado por um recalque suplementar, repentino e de grandes proporções. Este tipo de recalque é chamado de colapso e o solo é classificado como colapsível.”;
- Bastos (1999) diz que colapsibilidade (ou potencial de colapso) é a propriedade associada à macroestrutura dos solos que representa a capacidade do mesmo em sofrer súbita deformação (colapso estrutural) quando inundado sob carga;
- Fucale e Ferreira (2000) comentam que solo colapsível apresenta um material poroso e não saturado com uma estrutura instável de variação de volume considerável, quando o grau de saturação aumenta, sem mudança de tensão vertical.

* página da internet

Neste trabalho, descreve-se o fenômeno de colapso de um solo como sendo uma redução brusca e instantânea no índice de vazios de um solo não saturado, gerada pelo aumento do teor de umidade, sem mudanças no carregamento atuante.

Em relação ao tempo necessário para se processar o colapso, dependendo do autor, este é descrito como:

- para Barden et al (1973), colapso instantâneo, estruturas matidas por sucção; colapso com velocidade intermediária, ligações por pontes de argila – quando removidas ou quebradas e colapso mais lento, quebra de agentes cimentantes;
- para Clemence e Finbarr (1981), condição lenta, quando ligações por pontes de argila e condição intermediária, quando quebras de agentes cimentantes.

É interessante usar o termo colapso criteriosamente, como observa Cintra (1998), exclusivamente nos casos onde o fenômeno for provocado pela inundação do solo. O conceito de força capilar introduzido por Lawton et al. (1992) é o efeito da sucção no aumento da resistência do solo e enrijecimento da estrutura da mesma como consequência.

2.1.1 Ocorrência

Observa-se a ocorrência de colapso em vários tipos de solo e em diversos países do mundo. Os registros indicam que estes solos podem ser eólicos, coluvionares, residuais ou vulcânicos. Apresenta-se a Tabela 2.1 indicando a ocorrência de colapso em diversos países, com o tipo de solo e a referência bibliográfica.

Tabela 2.1 – Ocorrência de colapso em diversos países

Local de Ocorrência	Tipo de Solo	Referência
Transvall e Sul da África	Eólico	Dudley (1970)
Luanda (Angola)	“Maceque” (solo ferruginoso contendo caulinita)	Dudley (1970)
Nevada (Estados Unidos)	Solo aluvional bem graduado	Dudley (1970)
Nordeste da Rodésia	Solo residual de granito	Dudley (1970)
Estados Unidos, França, Alemanha, Europa Oriental, Rússia, Sibéria, China	Loess* de cor avermelhada e brumo-amarela	Dudley (1970)
China e Sudeste da Inglaterra	Loess*	Derbyshire & Mellors (1988)
Canal de San Luis (Califórnia, Estados Unidos)		Knodel (1981)
Khon Kaen (Tailândia)	Argila	Phien-wej et al (1992)
Odessa	Loess*	Rezenik (1995)
San Diego (Califórnia, Estados Unidos)	Aluvião	Day (1990)
África do Sul	Eólico (areia vermelha)	Barden & Collins (1973)
Arizona (Estados Unidos)	Aluvião	Barden & Collins (1973)
Nebraska e Kansas (Estados Unidos)	Loess*	Holtz & Hilf (1961)
Budapeste		Jaly (1948)
Romênia	Loess*	Belles & Stanculesco (1961) e Popescu (1986)
China	Loess*	Lin e Wang (1988)
Ucrânia	Loess*	Abeleff (1938)
Hungria		Réthati (1961)
África do Sul		Jennings & Knight (1957)
Córdoba (Argentina)		Nadeo & Videla (1975)
Zaporozhye (ex-URSS)	Loess*	Abelev & Askalonov (1957)
Estados Unidos	Loess* (depositado por vento)	Peck & Peck (1948)

* O loess é normalmente constituído por partículas relativamente uniformes de silte, que são cimentadas, e apresenta alta resistência em condições secas. Muitas vezes, esta cimentação é

composta por finas películas de argila que circundam as partículas de silte; quando estas películas são umedecidas a resistência é enfraquecida e o adensamento pode ocorrer com facilidade.

No Brasil foram encontrados e investigados materiais naturais colapsíveis em vários estados: Amazonas, Bahia, Ceará, Goiás, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e no Distrito Federal. A seguir apresenta-se um mapa (Figura 2.1) e tabela (Tabela 2.2) destacando-se os locais onde solos colapsíveis são estudados e encontrados no Brasil.



Figura 2.1 – Solos colapsíveis estudados no Brasil (Ferreira et al., 1989, citado por Cintra, 1998)

Tabela 2.2 – Coletânia de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Brasil

Local de Ocorrência	Tipo de Solo	Referência
Manaus	Sedimentos terciários do grupo Barreira / Latossolo	Dias & Gonzalez (1985)
Paraíba, PI	Eólico	Riani & Barbosa (1989)
Gravatá, PE	Complexo Carnaíba Remobilizado / Podzólicos	Ferreira (1989)
Carnaíba, PE	Complexo Monteiro / Brumo não Cálculo	Ferreira (1989)

Petrolândia, PE		Ferreira (1989)
Santa Maria da Boa Vista, PE	Granitóides diversos / Latossolo	Ferreira (1989)
Petrolina, PE	Aluvial / Areia Quartzosa	Aragão & Melo (1982), Ferreira (1989)
Rodelas, BA	Formação Marizal / Areia Quartzosa	Ferreira (1989)
Bom Jesus de Lapa, BA	Formação Vazante (Fluvial) / Latossolo / Areia Quartzosa	Mendoza (1990)
Manga, MG	Formação Vazante (Fluvial) / Latossolo / Areia Quartzosa / Cambissolo e Aluviões	Benvenuto (1982)
Três Marias, MG	Coluvial / Siltito	Ferreira et al (1989)
Itumbiara, MG	Coluvial	Ferreira et al (1989)
Uberlândia, MG	Coluvial / Basalto e Arenito	Ferreira et al (1989)
Brasília, DF	Formação Indaiá / Latossolo	Berberian (1982)
Ilha Solteira e Pereira Barreto	Coluvial / Arenito	Vargas (1973)
Rio Sarapuí, SP	Residual / Basalto	Ferreira et al (1989)
São Carlos, SP	Residual / Basalto	Vilar et al (1985)
Rio Mogi-Guaçu, SP	Coluvial / Granitos	Ferreira et al (1989)
São José dos Campos, SP	Aluvial	Ferreira et al (1989)
São Paulo, SP	Aluvial	Vargas (1973)
Sumaré e Paulínea, SP	Coluvial	Ferreira et al (1989)
Itapetininga, SP	Coluvial	Ferreira et al (1989)
Bauru, SP	Coluvial / Arenito	Vargas (1973)
Canoas, SP	Coluvial / Basalto	Ferreira et al (1989)
São Carlos, SP e região centro-oeste de SP	Sedimentos Cenozóicos	Vilar et al (1981)
Pirassununga, SP		Vargas (1993)
Rio Claro, SP	Colúviais e Alúviais Neocenozóicos	Bjornberg & Landim (1966)
São Paulo, SP	Argila Vermelha (do Terciário)	Costa Nunes & Vargas (1953) e Vargas (1970)

Ferreira et al. (1989) observou que no Brasil, normalmente, os solos porosos são representados por alúvios, colúvios e solos residuais, que passaram por intensa lixiviação. E, um

dado interessante observado é que 23% do solo superficial de Pernambuco apresenta potencialidade de ser colapsível (Ávila e Ferreira*). Alguns solos compactados, também, podem apresentar colapso, caso de grande importância em grandes obras como barragens.

2.1.2 Comportamento tensão-deformação

Para a maioria dos solos, o comportamento tensão-deformação é representado por uma função contínua. No caso de solos colapsíveis, esta representação só é válida se for mantida uma condição de baixa saturação. Em solos colapsíveis, se o grau de saturação for aumentado até um certo valor crítico, mesmo sem atingir sua completa saturação, ocorrerá uma redução brusca e acentuada de volume. Devido a esta resposta ao umedecimento da massa de solo, o comportamento tensão-deformação não pode ser caracterizado como contínuo e, sim, como dependente das variações no teor de umidade. Um exemplo deste fenômeno é ilustrado nas Figura 2.2 e 2.3, as quais representam o recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo e os resultados de uma prova de carga com inundação do solo durante o ensaio.

* página da internet

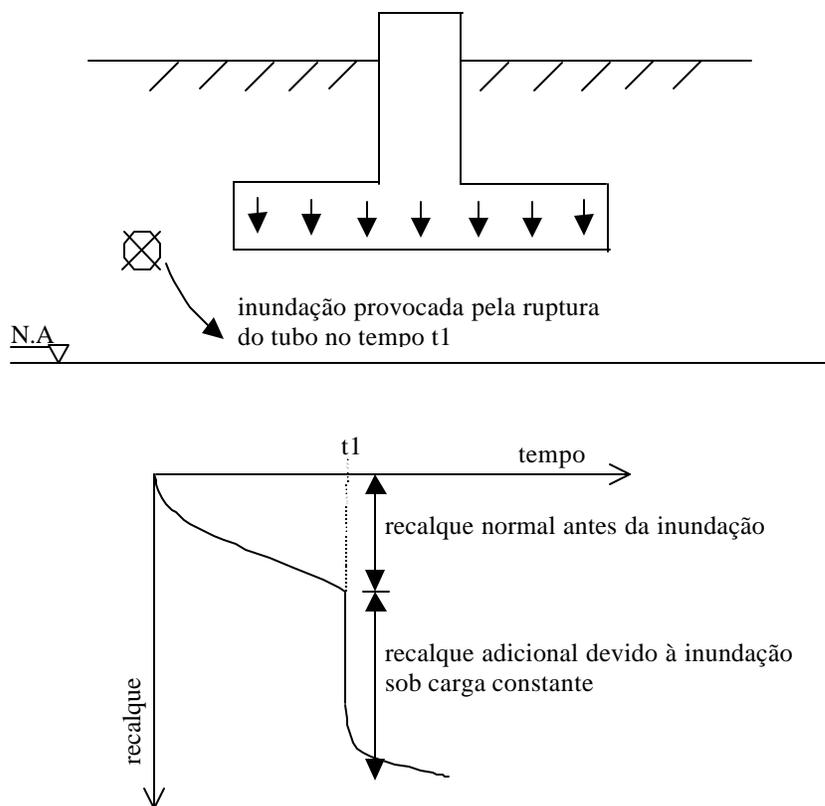


Figura 2.2 – Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (Jennings e Knight, 1975).

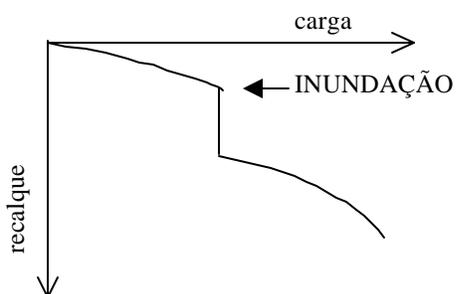


Figura 2.3 – Ocorrência de colapso em prova de carga realizada com inundação do solo durante o ensaio (Cintra, 1998)

Por isso, para solos com estrutura meta-estável, se torna indispensável conhecer a resposta do material, em diferentes condições de carregamento, para diferentes graus de saturação. Assim, é possível evitar acidentes, caso apareça alguma fonte de água que possa inundar o solo.

O processo clássico de adensamento difere do mecanismo de colapso. O colapso ocorre como resultado de um acréscimo no teor de umidade, havendo expulsão de ar da estrutura do solo colapsível em vez de expulsão de água (Mackechnie, 1989, citado por Cintra, 1998).

No adensamento, observa-se que a variação do volume dos solos saturados ocorre como um processo transiente; colapso, por outro lado, manifesta-se em um período de tempo relativamente curto (Vargas, 1970; Ferreira e Lacerda, 1995; Cintra, 1998). Cintra (1998) comenta, também, que outras duas características distinguem estes dois fenômenos; a primeira é que o colapso pode se repetir, caso o grau de saturação crítico for atingido novamente, e a segunda é que o colapso produz recalques diferenciais acentuados, enquanto que os recalques provocados por adensamento são razoavelmente uniformes.

Nos casos onde a inundação precede ao início do carregamento, pode não haver a ocorrência de um recalque abrupto e, por conseqüência não há descontinuidade na curva tensão-deformação. Observa-se, neste caso, um aumento na deformabilidade e redução da capacidade de carga.

2.1.3 Características básicas de solos naturais colapsíveis

Solos colapsíveis naturais apresentam uma estrutura porosa, caracterizada por elevado índice de vazios, e a condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade. Muitas vezes, a estrutura porosa pode estar associada a um agente cimentante que, atuando simultaneamente a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição não saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente”.

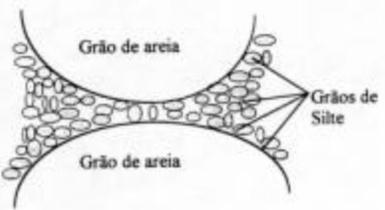
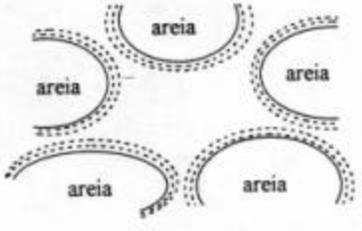
O solo colapsível apresenta uma estrutura meta-estável, mas com uma rigidez temporária mantida pela sucção e/ou cimentação. Esta estrutura torna-se instável com o aumento do teor de umidade até um limite crítico onde ocorre colapso, desde que a carga atuante também esteja acima de um certo limite. A água é o agente instabilizador dos solos colapsíveis.

2.1.3.1 Estrutura dos solos colapsíveis

A estrutura do solo é a base do comportamento quanto à deformação dos solos colapsíveis. Ela comanda a resistência temporária que apresentam em condições específicas.

Esta resistência temporária é justificada por Dudley (1970) pela atuação das forças capilares, forças eletromagnéticas de superfície, ligações cimentantes de óxido de ferro, carbonatos e sais solúveis. A Tabela 2.3 apresenta uma síntese da estrutura metaestável dos solos colapsíveis apresentada por Dudley (1970) e Alonso et al. (1987), mostrando o tipo de vínculo, como a estrutura é mantida, ilustração e peculiaridades.

Tabela 2.3 – Estrutura metaestável dos solos colapsíveis.

Tipo de Vínculo	Estrutura	Ilustração
<ul style="list-style-type: none"> ▪ de silte (Dudley, 1970) 	Mantida pela sucção atuante entre os grãos de silte e areia (os grãos de areia estão calçados pelos grãos de silte)	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ de argila (por intemperismo) (Dudley, 1970) 	Pode ser devido à ação do intemperismo alterando os minerais primários em argilo-minerais em uma fina camada cobrindo os grãos maiores	

<ul style="list-style-type: none"> ▪ de argila (por lixiviação) (Dudley, 1970) 	<p>Arranjo entre argila e areia como resultado da ação da lixiviação, que torna as partículas floculadas</p>	 <p>Diagrama que mostra dois grãos de areia, cada um rotulado 'Grão de areia', com uma camada de argila floclada entre eles. As partículas de argila são representadas por pequenos traços e estão mais densamente agrupadas na interface entre os dois grãos de areia.</p>
<ul style="list-style-type: none"> ▪ de argila (por sedimentação) (Dudley, 1970) 	<p>Processo de deposição por sedimentação pode formar estruturas de argila dispersas</p>	 <p>Diagrama que mostra dois grãos de areia, cada um rotulado 'Grão de areia', com uma camada de argila dispersa entre eles. As partículas de argila são representadas por pequenos traços e estão distribuídas de forma mais uniforme na interface entre os dois grãos de areia.</p>
<ul style="list-style-type: none"> ▪ microagregações (por pontes de argila) 	<p>Grãos formados pela agregação de argila ou silte e ligados entre si por pontes de argila</p>	<p>Figura 2.4</p>

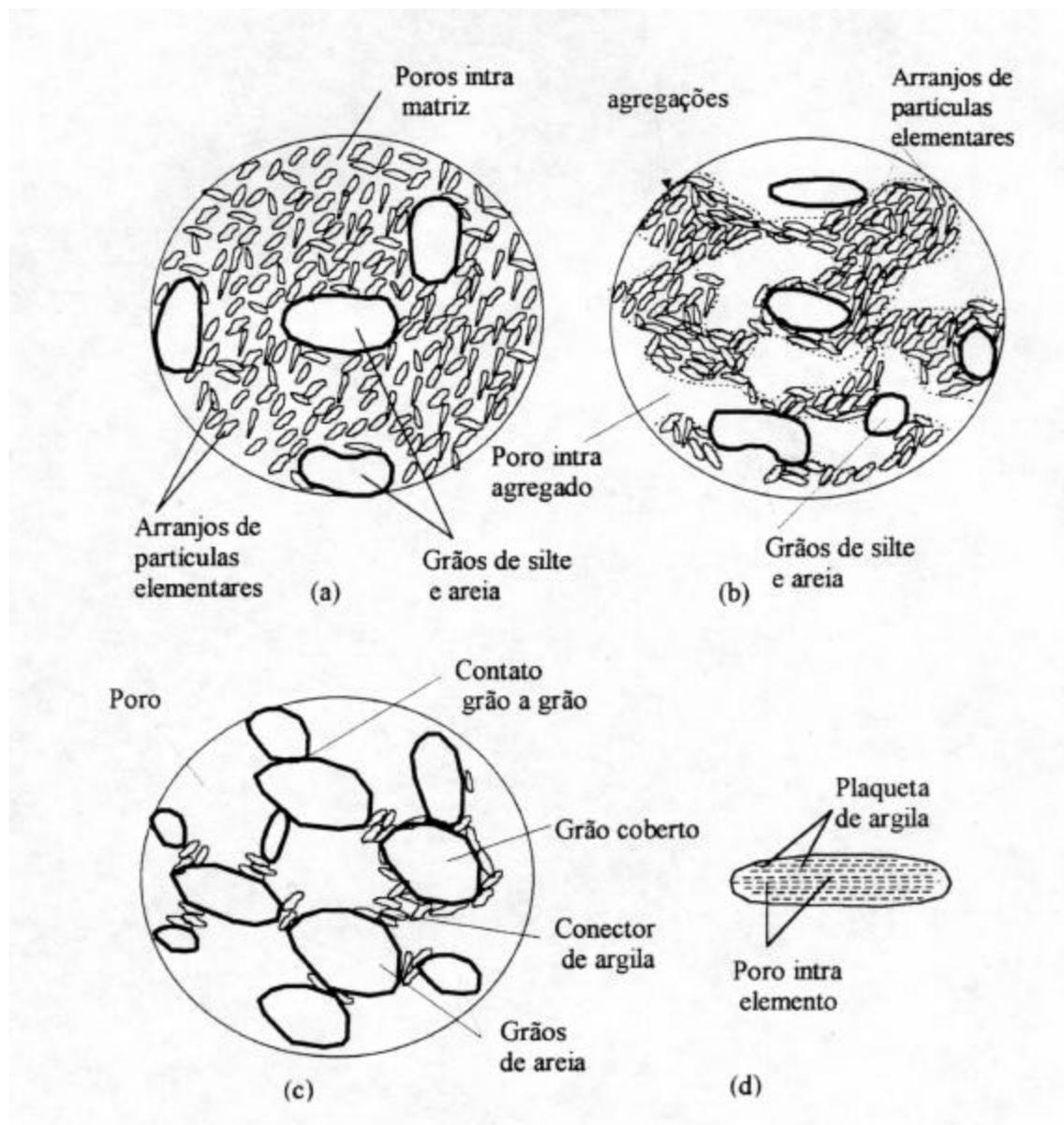


Figura 2.4 – Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987). (a) matriz de argila, (b) microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares, (c) matriz de silte e areia ligados por conectores de argila, (d) arranjo elementar de argila na configuração paralela.

Observa-se na Figura 2.4 que nos itens (b) e (c), os grãos são cobertos por argila, característica essa que está presente nos solos com comportamento predominantemente colapsível.

Futai (1997) comenta que os primeiros esquemas estruturais do solo colapsível, como os de Dudley (1970) e Jennings e Knight (1975), adotavam como elementos constituintes do solo a

areia, o silte e a argila organizados de forma plana e individual. O autor afirma que os solos, na prática, não são formados por areia e argila de forma comportada; com as partículas de argila exclusivamente calçadas, dispersas ou floculadas, ocorre uma combinação entre as diversas formas possíveis. Outra observação é apresentada em relação a Alonso et al. (1987) onde apresenta-se as ligações como sendo tridimensionais, com as argilas consideradas em pacotes que podem estar agregados e diversas outras formas de poros.

Não existem trabalhos que avaliam de forma sistemática a influência da variação do índice de vazios ou variação do agente cimentante no fenômeno de colapso. A dificuldade de obtenção de amostras, variando-se o índice de vazios e a parcela de cimentação, de forma que se possa quantificar a influência destes parâmetros na colapsibilidade leva a esta lacuna. Com o objetivo de sanar este problema, neste trabalho, foi desenvolvida uma metodologia que permite variar o índice de vazios e a cimentação de amostras moldadas em laboratório. Nesta pesquisa, constatou-se uma influência significativa estrutural dada pelo índice de vazios no comportamento do material colapsível. Outro fator observado foi o nível de sucção aplicado à estrutura, além da parcela de cimentação.

2.1.3.2 Mecanismo de colapso

O mecanismo de colapso consiste no processo que deflagra o fenômeno de colapso. Este processo está ligado à estrutura do solo (índice de vazios, por exemplo), constituição (granulométrica e mineralógica) e organização dos elementos.

Normalmente, explica-se a redução da resistência das ligações da estrutura pela diminuição da sucção matricial e por rupturas localizadas das ligações. Segundo Futai (1997) o mecanismo de colapso pode ser explicado pela ruptura localizada dos conectores ou pontes de argila e influência físico-química do líquido sobre a argila.

Também deve-se levar em consideração a natureza da água que umidece o solo, devido a existência de sais contaminantes que podem modificar o processo de colapso (Garcia-Tornel, 1988).

2.1.4 Identificação dos solos colapsíveis

Diversos critérios e metodologias têm sido propostas para identificar os solos colapsíveis. A identificação pode ser feita através de métodos diretos ou indiretos, qualitativa ou quantitativamente, baseando-se em :

- índices físicos, limites de Atterberg;
- microscopia eletrônica;
- ensaios de laboratório;
- ensaios de campo.

Quanto maior o índice de vazios, menor peso específico seco, menor grau de saturação, menor plasticidade ou menor estado de tensões inicial, maior será a suscetibilidade a ocorrência do fenômeno de colapso (Garcia-Tornel, 1988).

1) Critérios baseados nos índices físicos e limites de Atterberg

A Tabela 2.4 mostra um resumo dos diversos métodos existentes, com as referências bibliográficas, expressões para o cálculo e limites correspondentes (Futai, 1997).

Tabela 2.4 – Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg (Futai, 1997)

Referência	Expressão	Limites
Denisov (1951) citado por Reginatto (1970)	$K = \frac{e_l}{e_o} \quad (2.1)$	0,5 < K < 0,75 - altamente colapsível; K = 1 - não colapsível; 1,5 < K < 2 - não colapsível.
Feda (1966)	$Kl = \frac{\left(\frac{w_0}{S_{r_0}}\right) - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.2)$	O resultado expressa a colapsibilidade $S_{r_0} > 80\%$ $Kl > 0,85$ - são colapsíveis
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginatto (1970)	$I = \frac{e_e - e_l}{1 + e_0} \quad (2.3)$	$I \geq -0,1$ o solo é colapsível
Priklonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{W_L - w_0}{W_L - W_p} \quad (2.4)$	$Kd < 0$ - altamente colapsível; $Kd > 0,5$ - colapsível; $Kd > 1,0$ - expansivo.
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{W_L} \quad (2.5)$	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = g_d \cdot w \quad (2.6)$	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	cascalho fino (a) areia fina (b) silte argiloso (c)	(a) $\begin{cases} S_r < 6 - \text{colapsível} \\ S_r > 10 - \text{não colapsível} \end{cases}$ (b) $\begin{cases} S_r < 50 - \text{colapsível} \\ S_r > 60 - \text{não colapsível} \end{cases}$ (c) $\begin{cases} S_r < 90 - \text{colapsível} \\ S_r > 95 - \text{não colapsível} \end{cases}$
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0} \quad (2.7)$ $S_r < 80\%$	ocorrem colapso para: $1\% \leq W_p \leq 10\% \rightarrow CI < 0,1$ $10\% \leq W_p \leq 14\% \rightarrow CI < 0,17$ $14\% \leq W_p \leq 22\% \rightarrow CI < 0,24$

Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102 \cdot cu - 0,457 \cdot w_0 - 3,533 \cdot g_d + 2,8 \cdot \ln s_w$ <p style="text-align: center;">(2.8)</p> $CP = 48,506 + 0,072 \cdot (S - C) - 0,439 \cdot w_0 - 3,123 \cdot g_d + 2,85 \cdot \ln s_w$ <p style="text-align: center;">(2.9)</p>	o resultado corresponde o potencial de colapso e pode ser avaliado pelas Tabelas 2.5 e 2.6
Handy (1973) citado por Lutenegger e Saber (1988)	teor de finos (<0,002 mm)	alta probabilidade de colapso
	<16%	
	16 a 24%	provavelmente colapsível
	24 a 32%	probabilidade de colapso <50%
	>32%	geralmente não colapsível

onde:

K – coeficiente de subsidência; e_i - índice de vazios amolgado correspondente a W_L ; e_0 - índice de vazios natural; Kl – coeficiente de colapsividade; w_0 - umidade natural; S_n - grau de saturação; CP – potencial de colapso; cu – coeficiente de uniformidade; $(S - C)$ - diferença entre os teores de areia e argila; g_d - peso específico seco; s_w - tensão de inundação no ensaio edométrico.

Exceto a metodologia apresentada por Basma e Tuncer (1992), todas outras são qualitativas, de natureza empírica. Estes métodos são relacionados especificamente aos solos estudados por cada autor, e como consequência, é bastante provável que existam solos colapsíveis com características distintas dos solos que foram utilizados nas formulações acima descritas e que sejam classificados como não colapsíveis nos limites apresentados.

Uma metodologia foi proposta por Jennings e Knight (1975), Vargas (1978) e Lutenegger e Saber (1988) para determinar o potencial de colapso em ensaio edométricos é apresentada a seguir:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (\text{Equação 2.10})$$

onde:

Δe - variação do índice de vazios devido ao colapso; e_i - índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a saturação.

Por se tratar de condições edométricas, na qual a amostra de solo é confinada radialmente, pode-se substituir o índice de vazios por deformação volumétrica específica ou altura do corpo-de-prova nas condições especificadas.

Vargas (1978) considerou colapsíveis os solos que apresentam potencial de colapso (PC) igual ou maior que 2%, independente da tensão vertical em que se realizou a inundação. Já, Jennings e Knight (1975) utilizaram tensão de inundação de 200 kPa, como padrão de referência, e Luternegger e Saber (1988) utilizaram 300 kPa. Os autores não explicam diretamente o motivo dos valores que foram adotados como referência, subentende-se que estes valores foram utilizados com base nas tensões correspondentes à obras usuais na prática de engenharia. A seguir as Tabelas 2.5 e 2.6 apresentam a classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia:

Tabela 2.5 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975)

PC (%)	Gravidade do Problema
0 a 1	sem problema
1 a 5	problema moderado
5 a 10	problemático
>20	problema muito grave

Tabela 2.6 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988)

PC (%)	Gravidade do Problema
2	leve
6	moderado
10	alto

2) Microscopia eletrônica

Através da microscopia eletrônica de varredura pode-se observar o arranjo estrutural, a distribuição dos poros, os contatos entre partículas e a forma dos conectores. Uma análise qualitativa das imagens determina a possibilidade de ocorrência de colapso, interpretando segundo os padrões estruturais apresentados na Tabela 2.3.

3) Ensaios de laboratório

A avaliação do colapso, em laboratório, pode ser realizada através dos ensaios edométricos (simples e duplo ou com sucção controlada), ensaios de cisalhamento (direto e triaxiais). Neste trabalho, baseou-se a análise do fenômeno de colapso, principalmente, por meio de ensaios de cisalhamento direto (procedimento descrito no Capítulo 4, item 4.3.3). A colapsibilidade constitui-se em um dos principais problemas de solos não saturados, conforme relatado por inúmeros trabalhos relatados na literatura e mencionados ao longo desta dissertação.

Jennings e Knight (1957) propuseram uma técnica especial de adensamento utilizada para previsão de colapso em solos não saturados. Esta técnica consiste na realização de ensaios edométricos em amostras de solos não saturados, na umidade natural de campo e previamente inundadas. Os resultados obtidos são comparados através das curvas de índices de vazios *versus* logaritmo da pressão aplicada. A técnica é conhecida como duplo oedômetro (Figura 2.5).

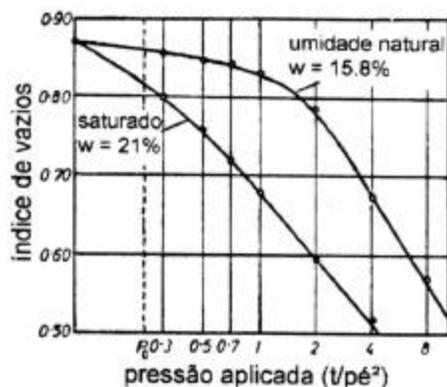


Figura 2.5 – Curva típica de ensaio de duplo oedômetro em areia-siltosa, para previsão do potencial de colapso (Jennings e Knight, 1957)

Em Jennings e Knight (1975) a técnica apresentada é aperfeiçoada para medir a colapsibilidade de um solo. A amostra é carregada em ensaio edométrico com carregamento progressivo até 200 kPa e, então, inundada por um período de 24 horas, sendo posteriormente carregada até o limite máximo de carregamento, um resultado típico obtido é ilustrado pela Figura 2.6.

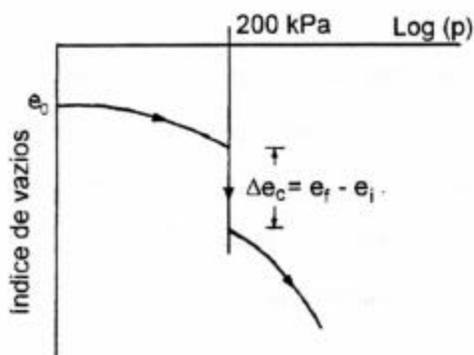


Figura 2.6 – Resultado típico de ensaio de colapso (Jennings e Knight, 1975)

Inicialmente, estudou-se o fenômeno de colapso com base em resultados edométricos, sendo o colapso edométrico normalmente empregado como valor de referência (Figura 2.7). A partir daí, determina-se o potencial de colapso (Equação 2.11), como sendo:

$$C_{edométrico} = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\mathbf{p} \cdot r^2 \cdot H_i - \mathbf{p} \cdot r^2 \cdot H_f}{\mathbf{p} \cdot r^2 \cdot H_o} = \frac{e_i - e_f}{1 + e_o} \quad (\text{Equação 2.11})$$

(Kratz de Oliveira, 1999)

onde:

H_i é a altura da amostra no início do colapso; H_f é a altura da amostra no final do colapso; H_o é a altura inicial da amostra; r é o raio da amostra; e_i é o índice de vazios no início do colapso; e_f é o índice de vazios no final do colapso; e_o é o índice de vazios inicial.

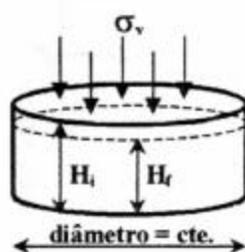


Figura 2.7 – Ensaio edométrico

Extrapolando este conceito, nesta dissertação, determinou-se o potencial de colapso ocorrido em ensaio de cisalhamento direto. Para tanto, baseou-se na Equação 2.11 e obteve-se:

$$PC_{\text{cisalhamento direto}} = \frac{e_i - e_f}{1 + e_o} \quad (\text{Equação 2.12})$$

(e_i , e_f , e_o definidos anteriormente)

Outra análise realizada, foi a quantificação da deformação total ocorrida antes do início de cisalhamento (Equação 2.13) e da deformação devido ao carregamento vertical (Equação 2.14).

$$\text{Deformação}_{TOTAL} = \frac{e_o - e_f}{1 + e_o} \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$\text{Deformação}_{CARREGAMENTO} = \frac{e_o - e_i}{1 + e_o} \quad (\text{Equação 2.14})$$

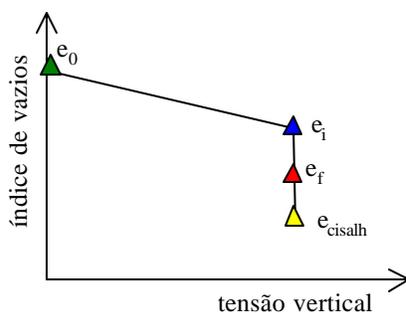


Figura 2.8 – Deformações sofridas no ensaio de cisalhamento direto

onde:

e (cisalh.) é o índice de vazios após cisalhamento da amostra.

Futai (1997) descreve que o potencial de colapso depende do estado de tensões, cresce com o aumento do nível de tensões, atinge um máximo e volta a decrescer. Isto pode ser observado nos resultados experimentais de Balmaceda (1991).

Balmaceda (1991) realizou ensaios em oedômetro convencional e oedômetro com sucção controlada para previsão de colapsibilidade. Os ensaios edométricos convencionais eram carregados à umidade constante até uma certa tensão vertical, após ocorria a inundação das amostras e, assim, seguia-se, com sucção nula, o carregamento edométrico. Nos ensaios com controle de sucção, iniciava-se o carregamento, com o nível de sucção conhecido, até uma certa tensão vertical, inundava-se as amostras e continuava-se o carregamento. Em ambos ensaios as amostras possuíam as mesmas condições iniciais. O autor comenta que nos ensaios edométricos convencionais se desconhece o nível de sucção no momento da inundação, podendo-se, por consequência, realizar apenas comparações qualitativas. As trajetórias seguidas por Balmaceda (1991) estão apresentadas na Figura 2.9.

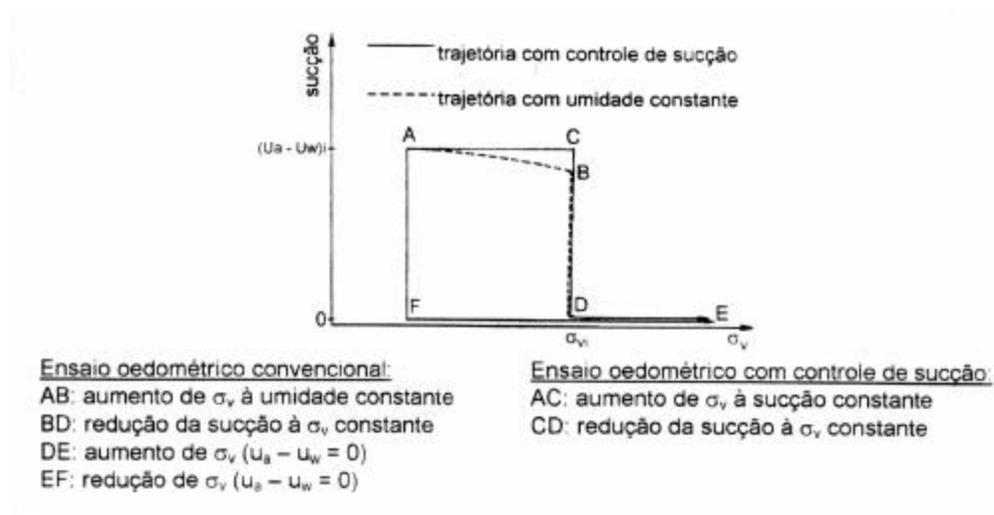


Figura 2.9 – Trajetórias de tensões realizadas em oedômetro convencional e oedômetro com controle de sucção (Balmaceda, 1991)

Futai (1997) comenta que os ensaios de cisalhamento, direto e triaxiais, para observar o fenômeno de colapso durante o processo de cisalhamento, em solos não saturados, permitem verificar alterações nos parâmetros de resistência e no comportamento tensão-deformação dos solos colapsíveis.

4) Ensaios de campo

Os ensaios de campo mais comuns para avaliar a colapsibilidade do solo são: SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test), ensaios de placa e pressiômetros. Estes ensaios representam uma importante ferramenta na prática de Engenharia Geotécnica. E, cada vez mais, incorporam-se ao dia-a-dia da Engenharia de Fundações. Neste trabalho, não são detalhados os ensaios de campo utilizados para a previsão de colapso, apenas será apresentada uma descrição sucinta do funcionamento de ensaio do tipo CPT e pressiométrico. Muitos trabalhos tem sido desenvolvidos na UFRGS focando ensaios de campo em solos não saturados (e.g. Schnaid e Consoli, 1995; Mántaras, 1995; Nakahara, 1995; Silva, 1997; Kratz de Oliveira, 1999).

Ensaio de CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test)

Schnaid (2000) comenta que os resultados de ensaios de CPT e CPTU podem ser utilizados para determinar a estratigrafia de perfis de solos, para determinar, também, as propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles e na previsão da capacidade de carga de fundações.

É um ensaio relativamente simples, que consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica a uma velocidade constante de 20 mm/s. Existem diferenças nos equipamentos, sendo classificados em três categorias:

- a) cone mecânico, neste equipamento a medida é realizada na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica (q_c) e o atrito lateral (f_s);
- b) cone elétrico, as células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira;
- c) piezocone, realiza também as medidas elétricas de q_c e f_s e permite o contínuo monitoramento das pressões neutras geradas durante o processo de cravação.

O ensaio de cone não tem sido utilizado especificamente na determinação de colapso. Porém, pode-se sugerir que medidas de q_c antes e após a inundação do solo podem fornecer uma idéia quanto ao potencial de colapso do material.

Ensaio Pressiométrico

Em 1955, Louis Ménard desenvolveu um instrumento no qual mede as propriedades do solo mediante uma sonda composta por três células independentes uma da outra. As células das extremidades, denominadas “células guarda”, protegem a central dos efeitos de ponta causados pelo comprimento finito da mesma.

O pressiômetro de Ménard é composto por três partes: a sonda, a unidade controladora de pressão e de volume (CPV) e a tubulação coaxial. A sonda, de formato cilíndrico, é colocada dentro de um furo de sondagem numa profundidade escolhida para testar o solo. A unidade controladora de pressão e volume, que permanece na superfície durante os ensaios, tem a função de controlar e monitorar a expansão da sonda. E, a tubulação coaxial que faz a conexão entre CPV e a sonda, permite o fluxo d'água e gás entre ambas. Existem, também, válvulas e manômetros que permitem aplicar incrementos de pressão, e um volumímetro para registrar as variações de volume.

A experiência acumulada na UFRGS com pressiômetro tipo Ménard envolve diversas dissertações de Mestrado e teses de Doutorado (Nakahara, 1995; Mántaras, 1995; Bosch, 1996; Silva, 1997; Soares, 1997; Kratz de Oliveira, 1999). Nestes trabalhos são descritos os procedimentos necessários ao ensaio e são apresentados e analisados resultados de ensaios realizados. Pode-se avaliar a colapsibilidade do solo mediante a realização de ensaios pressiométricos, sob condições de umidade natural e com inundação do furo de sondagem (Kratz de Oliveira et al, 2000).

2.2 Estado Crítico

Os conceitos originais da Mecânica dos Solos de Estado Crítico foram desenvolvidos pelo Professor Roscoe, nos anos 50, em Cambridge, como resultado de um programa de pesquisa sobre o comportamento tensão-deformação dos solos. Não é objetivo deste capítulo revisar na íntegra todos os aspectos conceituais associados à Teoria de Estado Crítico. Busca-se somente reproduzir conceitos fundamentais que poderão ser apropriados ao longo desta pesquisa para explicar o comportamento de solos colapsíveis.

Um solo tende, após sofrer cisalhamento, a um estado estável, a grandes deformações, no qual a resistência (q) e o índice de vazios tendem a um valor limite. Nesta situação, o valor de p' também é constante. A este estado denomina-se Estado Crítico e pode ser expresso por (Atkinson e Bransby, 1978 e Wood, 1990):

$$\frac{\partial q}{\partial \mathbf{e}} = \frac{\partial p'}{\partial \mathbf{e}} = \frac{\partial e}{\partial \mathbf{e}} = 0 \quad (\text{Equação 2.15})$$

A ruptura de amostras ensaiadas em condição de axi-simetria vai ocorrer uma vez que o estado de tensões da amostra chegue na linha de Estado crítico, independentemente da trajetória seguida até a mesma. A ruptura se manifesta como uma condição onde ocorrem grandes deformações sem variações nas tensões ou no volume específico. O volume específico pode ser definido como o índice de vazios acrescentado em uma unidade (Equação 2.16).

$$v = e + 1 \quad (\text{Equação 2.16})$$

A seguir, gráficos representando a condição de Estado Crítico e de adensamento de um solo (Figura 2.10) são apresentados para ilustrar a condição de Estado Crítico.

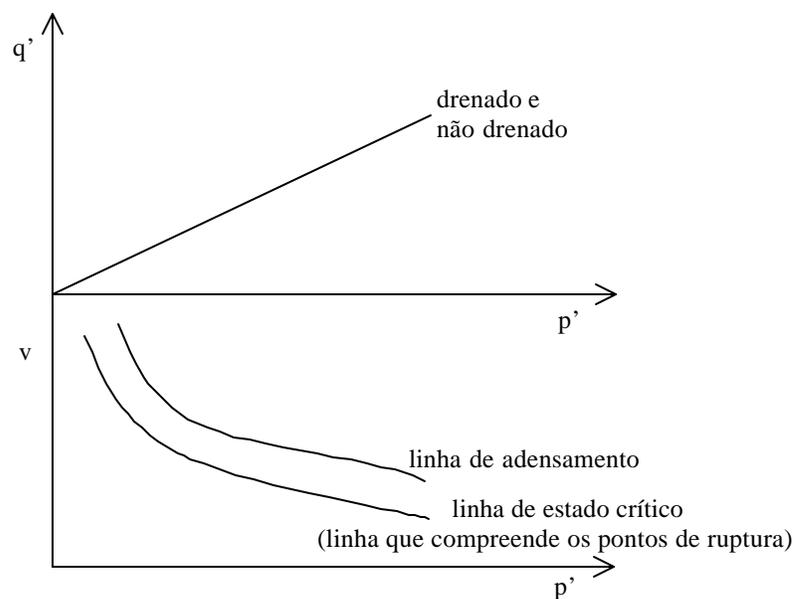


Figura 2.10 – Linha de estado crítico e linha de adensamento (Atkinson e Bransby, 1978).

A projeção da linha de Estado Crítico é dada por: $q' = M \cdot p'$ (Equação 2.17), quando representada no plano $q': p'$, sendo M o gradiente e esta representação no plano $q': p'$ dada por uma curva e no plano v (Equação 2.18) ou $e: \ln p'$ dada por uma linha reta.

$$v = \Gamma - I \cdot \ln p' \quad (\text{Equação 2.18})$$

onde:

Γ - valor que corresponde à v quando $p' = 1$ na linha de Estado Crítico;

q' - tensão desviadora;

p' - tensão isotrópica.

As Equações 2.17 e 2.18 definem a posição da linha de Estado Crítico no espaço q' : p' : v e M , I e Γ correspondem a constantes do solo. A Tabela 2.7 apresenta valores destas constantes para diferentes argilas.

Tabela 2.7 – Valores das constantes do solo para diferentes argilas, para $p' = 1 \text{ kN/m}^2$ (Atkinson e Bransby, 1978).

	Argila de Londres	Argila Weald	Kaolin
I	0,161	0,093	0,26
Γ	2,759	2,06	3,767
M	0,888	0,95	1,02

Pode-se pensar na linha de Estado Crítico no espaço tridimensional (q' : p' : v) (Figura 2.11). Observa-se que a linha de Estado Crítico cresce com o aumento de q' e p' e reduz com o volume específico e índice de vazios.

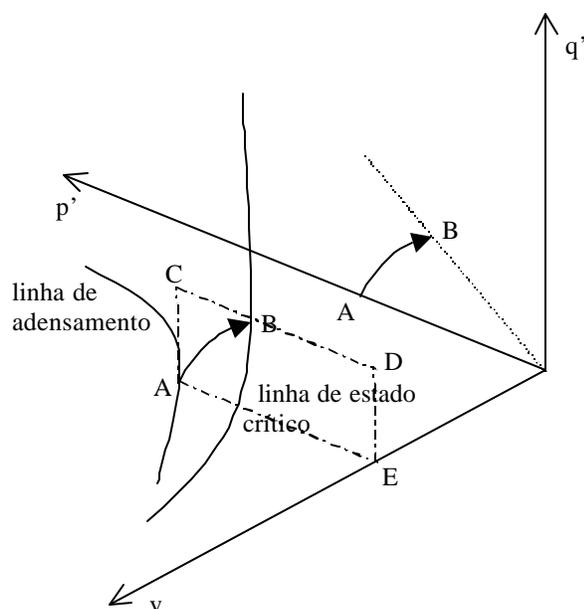


Figura 2.11 – Trajetória em ensaio não-drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

A trajetória seguida em um ensaio triaxial convencional pode, também, ser representada no espaço $q': p': v$. Considerando um ensaio não-drenado, a amostra será comprimida isotropicamente do ponto A até a ruptura no ponto B, na linha de Estado Crítico. Como o ensaio é não-drenado, o volume específico permanece constante durante toda trajetória e é o mesmo nos pontos A e B. Conhecendo-se o ponto A e sabendo-se que o ensaio será não-drenado, basta construir o plano ACDE, chamado plano não-drenado, que passa por A.

O estado inicial da amostra e as condições de ensaio irão determinar o ponto preciso na linha de Estado Crítico que corresponderá a ruptura da amostra.

Matematicamente:

$$\left. \begin{matrix} v_0 \\ p_0' \end{matrix} \right\} \text{conhecidos} \xrightarrow{\text{ensaio não-drenado}} v_0 = v_f$$

Onde:

v_0 - volume específico inicial

v_f - volume específico final

$$\begin{aligned} v = \Gamma - \mathbf{I} \cdot \ln p' &\longrightarrow p_f' = \exp[(\Gamma - v_0) / \mathbf{I}] \\ q' = M \cdot p' &\longrightarrow q_f' = M \cdot \exp[(\Gamma - v_0) / \mathbf{I}] \end{aligned} \quad (\text{Equação 2.19 e 2.20})$$

Já no caso de ensaio drenado, a amostra pode sofrer compressão ou expansão, variando o volume específico. Se as condições iniciais da amostra são conhecidas, ponto A, e tendo-se conhecimento que o ensaio será drenado, o ponto onde a amostra irá romper é fixo, dado pela intersecção do plano drenado e a linha de Estado Crítico (ponto B na Figura 2.12).

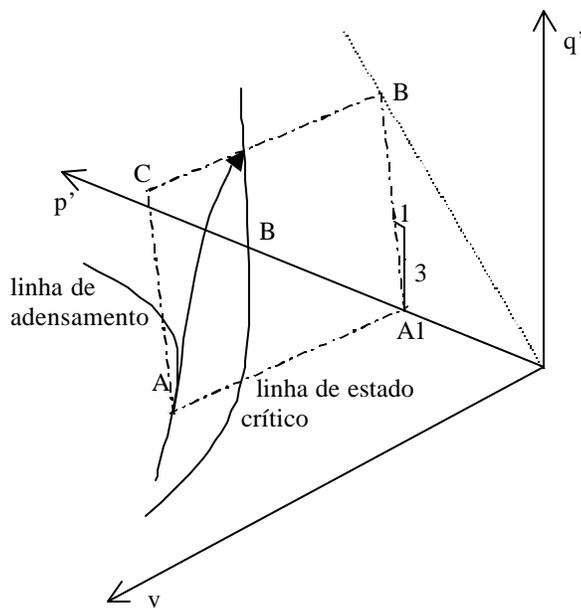


Figura 2.12 – Trajetória em ensaio drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

Matematicamente: é simples representar as condições de uma amostra sendo submetida a uma tensão efetiva normal, p_0' , e um volume específico, v_0 . Deseja-se neste caso conhecer q_f' , p_f' e v_f . Como o plano drenado cresce na proporção 3:1 em relação ao plano $q': p'$, deduz-se:

$$q_f' = 3 \cdot (p_f' - p_0') \quad (\text{Equação 2.21})$$

$$q_f' = M \cdot p_f' \quad (\text{Equação 2.22})$$

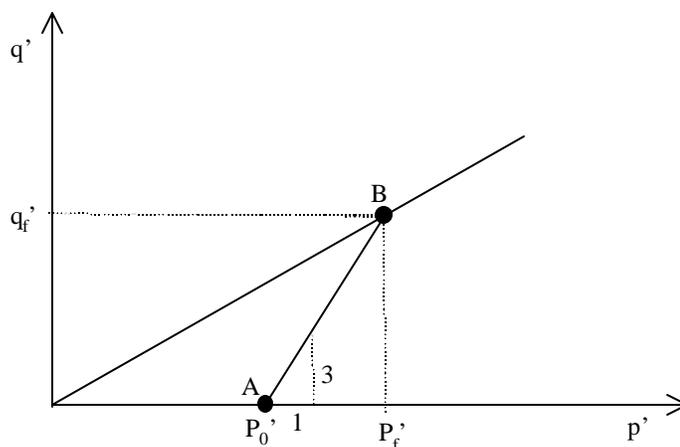


Figura 2.13 – Representação da trajetória de tensões no espaço $q': p'$ (Atkinson e Bransby, 1978).

Combinando as Equações 2.21 e 2.22 obtém-se:

$$q_f' = \frac{3 \cdot M \cdot p_0'}{3 - M} \text{ (Equação 2.23)}$$

$$p_f' = \frac{3 \cdot p_0'}{3 - M} \text{ (Equação 2.24)}$$

$$v_f = \Gamma - \mathbf{I} \cdot \ln \left(\frac{3 \cdot p_0'}{3 - M} \right) \text{ (Equação 2.25)}$$

Conclui-se que conhecendo-se: a condição inicial da amostra; a posição da linha de Estado Crítico, ou seja, as constantes M , Γ , \mathbf{I} e a condição do ensaio (drenado ou não-drenado), o estado de ruptura é único e determinado. O conhecimento da posição da linha de Estado Crítico para um solo em particular permite prever as tensões e o volume específico na ruptura para amostras normalmente adensadas sujeitas a diferentes trajetórias de tensões.

2.2.1 Superfície de Roscoe

Estabelecido que para um dado valor de p_0' , pode-se construir um plano não-drenado ou drenado independentemente da trajetória de tensões seguida até a ruptura, os planos: drenado e não-drenado serão diferentes para cada valor de p_0' . Nas Figuras 2.14 e 2.15, observa-se diferentes planos não-drenados e drenados para diferentes valores de p_0' .

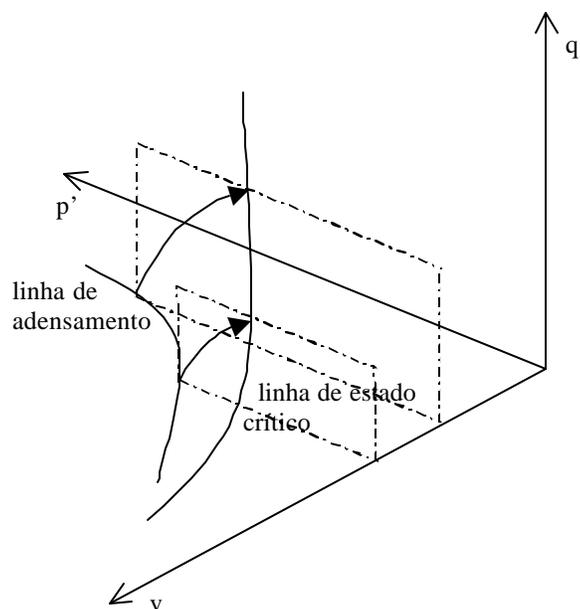


Figura 2.14 – Vários planos não-drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

Além disso, apresenta-se trajetórias de tensões que partem da linha de adensamento convencional e seguem até a linha de Estado Crítico. É importante visualizar que nas trajetórias não-drenadas o volume específico permanece constante, enquanto que nas trajetórias drenadas há uma variação, como mostra a Figura 2.15.

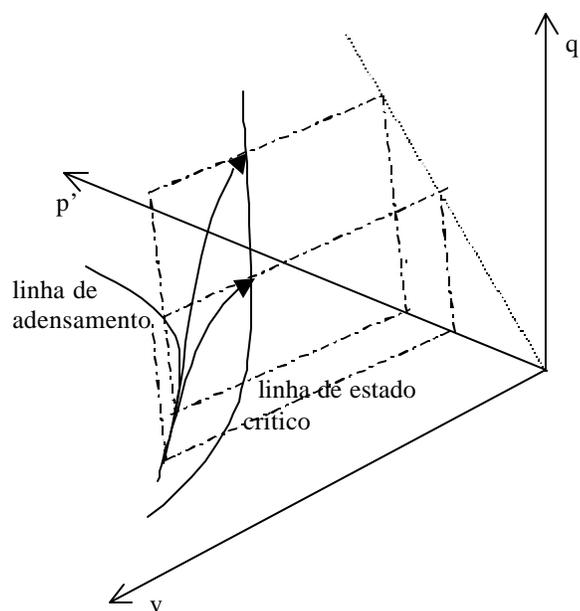


Figura 2.15 – Vários planos drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

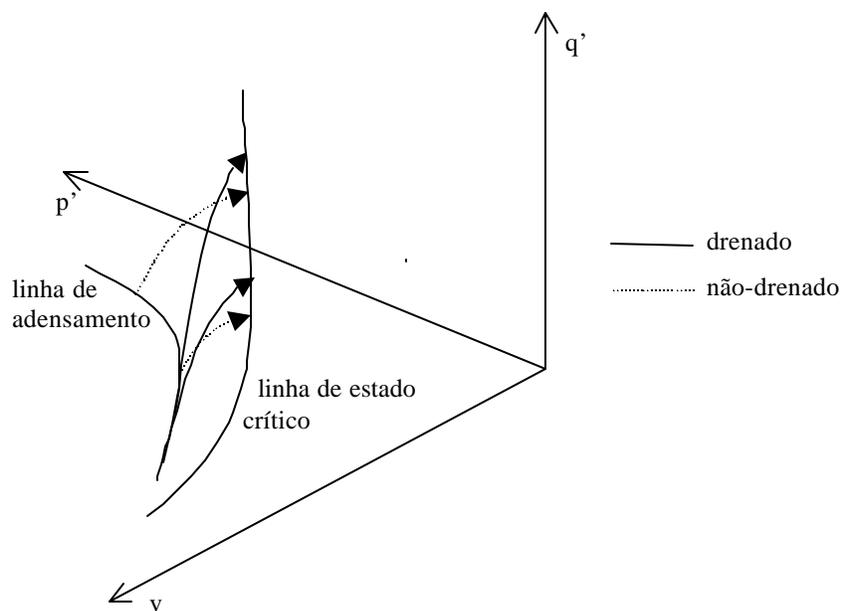


Figura 2.16 – Ensaios não-drenados e drenados e suas trajetórias (Atkinson e Bransby, 1978).

Independente da trajetória seguida, ambos iniciam na linha de adensamento convencional e seguem até a linha de Estado Crítico.

A Figura 2.17 , mostra a trajetória de tensões efetivas seguida por uma amostra normalmente adensada em termos drenados, ABC. No ponto B a amostra tem o mesmo volume específico para um ensaio drenado e para um ensaio não drenado, cuja trajetória corresponde à DBE.

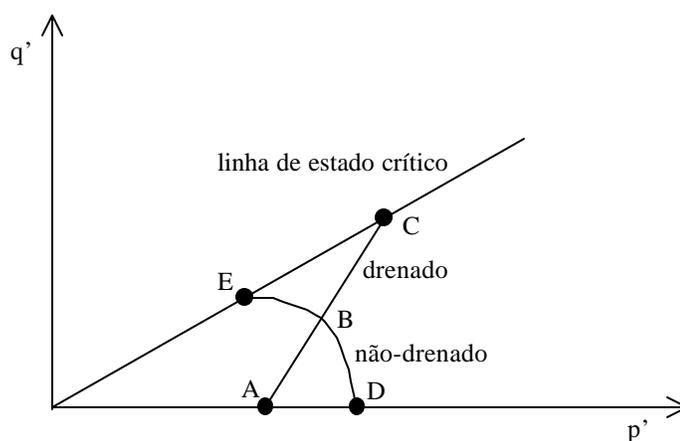


Figura 2.17 – Trajetória de ensaio drenado e não-drenado (Atkinson e Bransby, 1978).

Extrapolando para vários ensaios drenados e não-drenados, nota-se diversos pontos de intersecção entre as trajetórias, onde o volume específico é o mesmo (Figura 2.18).

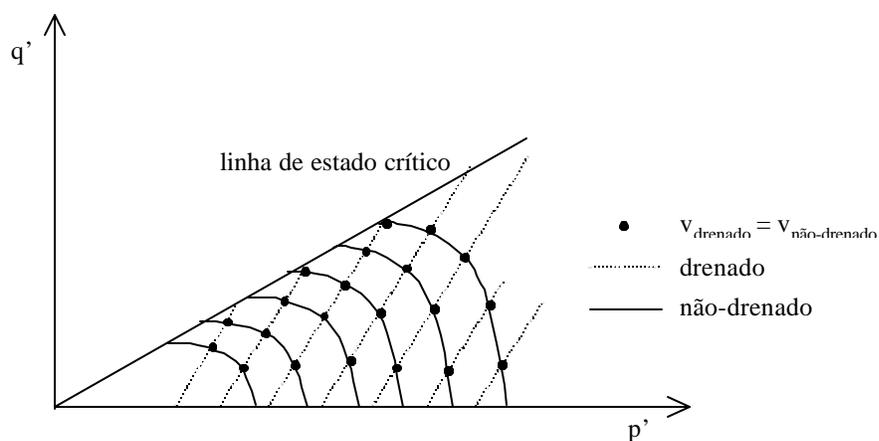


Figura 2.18 – Diversos pontos de mesmo valor de volume específico (Atkinson e Bransby, 1978).

Nos ensaios não-drenados o volume específico ao longo das trajetórias permanece constante.

Analisando em termos de teor de umidade, para ensaios drenados, e em termos de trajetórias de tensões, para ensaios não-drenados, obtêm-se contornos para ambos ensaios, com a mesma forma (Figura 2.19). A superfície curva obtida no espaço $q': p': v$, tanto para caso drenado quanto para não-drenado, é idêntica. E a mesma superfície é seguida por todas as amostras adensadas isotropicamente que são carregadas por compressão axial. Esta superfície é chamada de superfície de Roscoe.

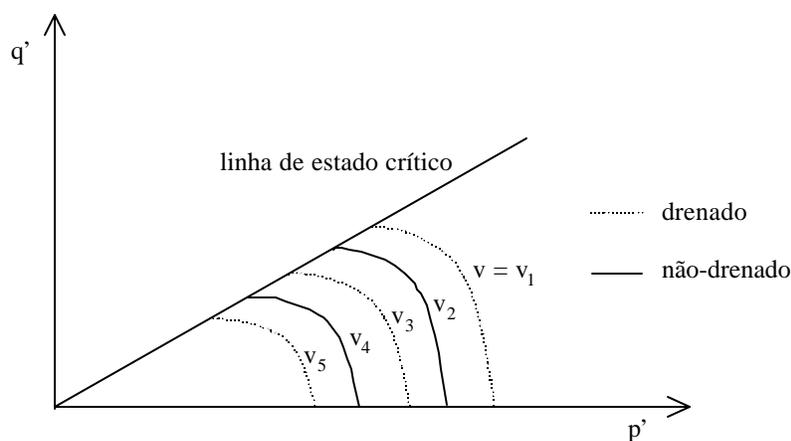


Figura 2.19 – Contornos da superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978).

2.3 Solos não saturados

Os conceitos de Estado Crítico foram estendidos para solos não saturados somente na década de 90, e passaram a constituir-se em importante referência para o entendimento atual de comportamento destes materiais.

Alguns conceitos sobre a influência da sucção na variação de volume, colapso e expansão (pequena e moderada), limites elásticos, comportamento do solo submetido a diferentes trajetórias de tensões são apresentados por Alonso et al (1987) utilizando teorias elastoplásticas. Os autores descrevem uma região de comportamento elástico, para explicar o comportamento dos solos não saturados no plano isotrópico $p': q$. A região, segundo Alonso et al (1987), é limitada por duas linhas: LC (“loading collapse”) e SI (“suction increase”).

A curva de escoamento LC é aquela formada pelos pontos de escoamento para o carregamento isotrópico p' , para diferentes valores de sucção, constantes em cada carregamento (Futai, 1997), como pode ser visualizado na Figura 2.20. E SI é uma linha horizontal no mesmo plano isotrópico $p: s$, que passa por s_0 . Idealiza-se o valor de s_0 como a máxima sucção que o solo esteve submetido. Atualmente, não se considera mais a existência da linha SI.

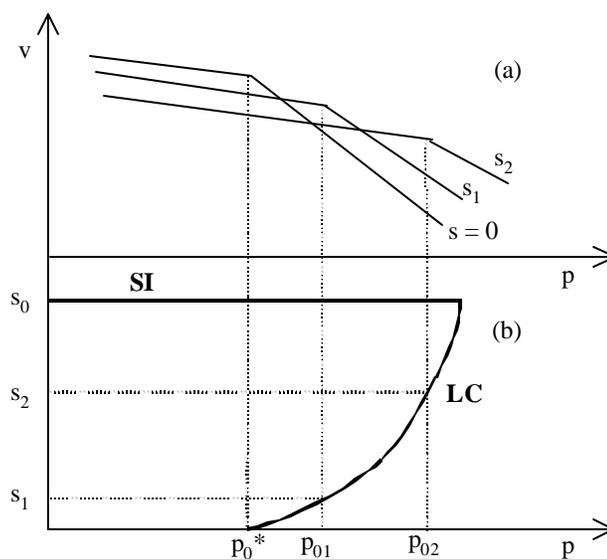


Figura 2.20 – (a) Trajetória de tensões para carregamentos p e s ($s = \text{constante}$); (b) superfícies de escoamento SI e LC (Alonso et al, 1987).

O modelo Cam Clay Modificado foi utilizado por Alonso et al (1987), associado aos efeitos da sucção para explicar o comportamento dos solos não saturados. Alonso et al (1990) descrevem um modelo constitutivo para os solos não saturados que é a formulação matemática dos conceitos desenvolvidos em Alonso et al (1987) para estado de tensões isotrópicos e triaxiais. Este modelo foi formulado no espaço de tensões p : s e com variação de volume específico de:

$$dv = -\mathbf{I}(s) \frac{dp}{p} \quad (\text{Equação 2.26})$$

integrando:

$$v = N(s) - \mathbf{I}(s) \cdot \ln \frac{p}{p^c} \quad (\text{Equação 2.27})$$

onde:

$\mathbf{I}(s)$ - parâmetro de rigidez no ramo virgem para variação da tensão isotrópica para uma determinada sucção s ;

$N(s)$ - volume específico referente a tensão p^c com sucção s ;

p^c - tensão de referência para $v = N(s)$.

Baseados no modelo de Alonso et al (1990) outros trabalhos foram desenvolvidos (e.g. Balmaceda, 1991; Gens e Alonso, 1992; Gehling, 1994; Wheeler e Silvakumar, 1995; Wheeler, 1996). Pelo modelo de Balmaceda (1991) pode-se prever o comportamento, no espaço $v:p$, de um colapso máximo. Em Gehling (1994) foi desenvolvida a modelagem matemática para solos expansivos e realizados ensaios em laboratório que serviram de embasamento para a construção de um modelo.

3. PREPARO DE AMOSTRAS

O primeiro obstáculo que levou ao desenvolvimento de uma técnica específica para obtenção de amostras de material colapsível refere-se a impossibilidade de obtenção de corpos-de-prova para serem utilizados em laboratório, com elevado índice de vazios e com a possibilidade de variação dos parâmetros característicos, como por exemplo cimentação, quando retirados diretamente do campo. E, ao mesmo tempo, a dificuldade de quantificar a influência do índice de vazios no comportamento do material sem variar seu valor e o tamanho dos poros nas amostras. Em um estudo de comportamento de materiais em laboratório deve-se ter ainda uma preocupação com a reprodutibilidade das amostras preparadas, de forma a possibilitar um estudo sistemático do fenômeno de colapsibilidade. A técnica escolhida para obtenção de uma amostra com alto índice de vazios foi portanto produto de um longo e criterioso processo de avaliação. Diversas tentativas foram realizadas em laboratório até se chegar à configuração desejada.

A inclusão de um material que não introduza mudanças de comportamento no solo e que permita a moldagem com índice de vazios alto mostrou-se uma alternativa bastante atrativa. Para tanto, optou-se pelo uso de uma mistura de solo com partículas de poliestireno expandido, selecionado devido a suas características de baixa densidade, pequena resistência mecânica, leveza e trabalhabilidade. Na mistura solo-poliestireno, o poliestireno funciona como “vazios”, na medida que sua presença não afeta, em teoria, o peso, resistência, deformabilidade e permeabilidade de uma amostra de solo com idêntico índice de vazios. A introdução de poliestireno expandido constitui-se em método inédito, segundo a revisão bibliográfica realizada nesta dissertação. Neste sentido, parte do programa experimental foi concentrado em avaliar a adequabilidade deste procedimento, de forma a assegurar que haja correspondência entre uma amostra natural com alto índice de vazios e uma amostra na qual é introduzido o polistireno para assegurar valores elevados de índice de vazios.

3.1 Objetivo da Técnica

Esta etapa da pesquisa teve como objetivo desenvolver uma técnica que possibilitasse o preparo, em laboratório, de amostras que reproduzissem as características de campo de materiais residuais colapsíveis. Para tanto, se tomou como base as principais características que comandam o comportamento mecânico e a resistência deste solo: índice de vazios elevado e baixo nível de cimentação.

Barros (1997) analisou vários solos tropicais (residuais) do estado de São Paulo, determinou as características físicas dos materiais (Tabela 3.1) e obteve a resposta destes em várias condições de carregamento. A partir do estudo do trabalho chegou-se ao índice de vazios que melhor representaria um material com as propriedades desejadas e que fosse possível de obtenção em laboratório. Adotou-se $e = 1,3$ com base nos valores medidos nestes solos residuais. A seguir, apresenta-se a Tabela 3.1 com as características físicas de solos tropicais estudados no estado de São Paulo.

Tabela 3.1 – Solos tropicais estudados por Barros (1997)

Local	Índice de Vazios (média)	Grau de Saturação (média) [%]
São Paulo (Rua 13 de Maio – Bela Vista)	1,30	68,6
São Paulo (Alameda dos Guaramomis – Moema)	1,26	81,5
Sorocaba	1,70	68,0
Campinas (UNICAMP)	1,50	39,4
Guaíra	2,00	52,1

Bauru	0,69	35,3
São Carlos	1,00	45,0
Campinas	1,42	46,3
São Paulo (Caxingui)	0,65	76,0
São Paulo (Cidade Universitária – USP)	0,67	82,0

3.2 Desenvolvimento da Técnica

A parcela de cimentação foi obtida utilizando-se 1% em massa de cimento. O índice de vazios, após várias tentativas, foi obtido com a introdução de pequenas partículas de poliestireno expandido, com maior dimensão de até 3,5 mm, dentro da mistura solo-cimento. As partículas de poliestireno expandido foram preparadas partindo-se um pedaço de barra do material com volume conhecido. O volume foi determinado a partir de tentativas, até se obter uma configuração e estrutura de amostras satisfatória. Objetiva-se usar a menor quantidade de material (poliestireno expandido) no índice de vazios desejado. Observa-se nas Figuras 3.1 e 3.2 as configurações finais escolhidas.



(a)



(b)

Figura 3.1 – Estrutura obtida com a introdução das partículas de poliestireno expandido e de cimento: (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples com índice de vazios igual a 1,3 e (b) detalhe da amostra



(a)



(b)

Figura 3.2 – Estrutura obtida com a introdução de cimento, índice de vazios igual a 0,6: (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples e (b) detalhe da amostra

3.2.1 Descrição do material

Nos itens seguintes apresenta-se as características fundamentais de interesse e algumas informações extras, resumidas com o objetivo de fornecer elementos adicionais para um entendimento adequado dos materiais utilizados na pesquisa.

As escolhas dos materiais basearam-se na disponibilidade de jazidas do material de fácil acesso e de distância relativamente próxima à universidade, na trabalhabilidade da amostra, nas propriedades características dos materiais e na existência de trabalhos anteriores de caracterização do solo em estudo e do agente cimentante.

3.2.1.1 Solo residual de arenito Botucatu

O solo utilizado na pesquisa foi uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica. Esta pode ser classificada como solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu.

A jazida de onde foi coletado o solo consiste em um talude, de aproximadamente 20m de altura, situada às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo/RS. A Figura 3.3 apresenta uma vista geral do talude, a Figura 3.4 mostra o material em detalhe e a Figura 3.5 ilustra o esquema de localização da jazida.



Figura 3.3- Vista geral do talude



Figura 3.4- Detalhe do talude



Figura 3.5- Esquema da Localização da Jazida (Núñez, 1991)

O solo utilizado na pesquisa apresenta uma caracterização físico-química e mineralógica abrangente realizada em trabalhos prévios (Núñez, 1991; Prietto, 1996; Thomé, 1999; Specht, 2000). Núñez (1991), cujos resultados constataram a homogeneidade da jazida ao realizar ensaios ao longo de sua profundidade. Esta constatação foi verificada, também, por Thomé (1999). A seguir apresenta-se a Tabela 3.2 com as propriedades físicas médias determinadas por Núñez (1991), Prietto (1996) e Thomé (1999).

Tabela 3.2 – Propriedades físicas do solo

Propriedades	Valores Médios (Núñez, 1991)	Valores Médios (Prietto, 1996)	Valores Médios (Thomé, 1999)
Limite de Liquidez (<i>LL</i>)	21%	22%	22%
Limite de Plasticidade (<i>LP</i>)	17%	15%	19%
Índice de Plasticidade (<i>IP</i>)	4%	7%	3%
Limite de Contração (<i>LC</i>)	19%	-	-
Densidade Real dos Grãos (<i>g</i>)	26,7 kN/m ³	27,0 kN/m ³	26,7 kN/m ³
Diâmetro Efetivo (<i>D</i> ₁₀)	0,003 mm	0,0028 mm	0,004 mm
Coefficiente de Uniformidade (<i>C</i> _u)	43	32	30
Densidade Máxima (<i>g</i> _s) – (Proctor Normal)	17,4 kN/m ³	-	-
Umidade Ótima (<i>w</i> _o) – (Proctor Normal)	15,9%	-	-
Densidade Máxima (<i>g</i> _s) – (Proctor Modif.)	18,9 kN/m ³	-	19,4 kN/m ³
Umidade Ótima (<i>w</i> _o) – (Proctor Modif.)	13,9%	-	12,1%
% de Areia Média (0,42 < <i>f</i> < 2 mm)	4,3%	2,4%	8,8%
% de Areia Fina (0,074 < <i>f</i> < 0,42 mm)	50,3%	46,0%	47,3%
% de Silte (0,005 < <i>f</i> < 0,074 mm)	32,4%	32,6%	29,9%
% de Argila (<i>f</i> < 0,005 mm)	13,0%	19,0%	14,0%

Os parâmetros da curva granulométrica, diâmetro efetivo (*D*₁₀) e coeficiente de uniformidade (*C*_u), seguem as definições apresentadas por Lambe & Whitman (1979). Os valores apresentados na Tabela 3.2, correspondentes à composição do material, foram obtidos para o solo residual com uso de defloculante.

Segundo Núñez (1991) observando-se as principais propriedades físico-químicas do solo estudado, com ênfase para a mineralogia e composição química da fração de argila, nota-se a predominância do argilo-mineral caulinita e presença de 3,2% de hematita. A hematita é o óxido responsável pela cor rosa característica do solo residual do arenito botucatu.

3.2.1.2 Cimento

O agente cimentante utilizado foi o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI), tipo CP-V. A escolha deste tipo de cimento deveu-se a capacidade, em um período curto de tempo, de conferir as propriedades de resistência e deformabilidade características do material. Esta propriedade permitiu que se cumprisse o programa de ensaios dentro do cronograma estabelecido e, ao mesmo tempo, que se obtivesse, em poucos dias, a resistência desejada na pesquisa.

3.2.1.3 Poliestireno expandido

Para obtenção de índice de vazios elevado utilizaram-se pequenas partículas de poliestireno expandido, conhecido popularmente por *isopor*. Este produto foi desenvolvido pela empresa alemã BASF que o batizou com este nome. Tecnicamente é chamado de poliestireno, cadeia de polímeros, estireno, formada pelo carbono, e o termo expandido refere-se à expansão sofrida pelas cápsulas de estireno, pérolas de 0,4 a 2,5mm de diâmetro, que podem ser ampliadas até cinquenta vezes, quando em uma câmara hermeticamente fechada, aquecida e sob pressão de vácuo. As cápsulas expandem-se e moldam-se ao recipiente em que forem colocadas e devido ao calor do recipiente, as esferas aderem-se umas às outras. O poliestireno expandido é obtido através da polimerização de estireno em água e emprega o gás pentano como agente expensor em seu processo de transformação. O pentano é um hidrocarboneto que se deteriora rapidamente pela reação fotoquímica gerada pelos raios solares, não comprometendo o meio ambiente. O material expandido não constitui alimento para microorganismos, é inerte, não mofa e não agride o meio ambiente. Sendo inerte significa que não contamina o solo nem a água com o seu contato.

O uso deste material permite a obtenção dos vazios desejados com a vantagem de ser extremamente leve, possuir baixa resistência à compressão, baixa densidade e alta compressibilidade. A densidade do material é em torno de $0,013\text{g/cm}^3$ e as características gerais podem ser visualizadas nas Tabelas 3.3 e 3.4. Para obtenção da densidade do material,

realizaram-se uma série de testes com cinco amostras de poliestireno expandido. Foram medidas as dimensões, da ordem de 5 cm x 5 cm x 1cm, e pesadas as amostras com o intuito de calcular a densidade das mesmas.

Tabela 3.3 – Medidas realizadas para o cálculo da densidade do poliestireno expandido.

Amostra	Dimensão 1 [cm]			Dimensão 2 [cm]			Altura [cm]	Peso [g]	Volume [cm ³]	Densidade [g/cm ³]
1	4,92	4,93	4,95	5,08	5,07	5,01	1,07	0,3427	26,67486	0,01285
2	4,95	4,95	4,93	5,12	5,09	5,1	1,07	0,3349	26,9934	0,0124
3	5,02	5,05	5,03	5,04	5,10	5,11	1,07	0,3473	27,37714	0,01269
4	4,96	4,94	4,95	5,05	5,09	5,09	1,07	0,3526	26,88857	0,01311
5	5,01	5,01	5,06	4,86	4,88	4,94	1,07	0,3364	26,31896	0,01278
Densidade Média									0,01277	

Após a obtenção da densidade, duas amostras do material foram colocadas em duas estufas, de 110 e 60 °C. As amostras permaneceram nas estufas por um período de 24 horas. Salienta-se a notável redução volumétrica que o poliestireno expandido sofre quando exposto por um período de 24 horas a uma temperatura de 110 °C (Figura 3.6).

Tabela 3.4 – Redução volumétrica sofrida pelo poliestireno expandido quando exposto à temperatura.

Estufa [°C]	Dimensão 1 [cm]	Dimensão 2 [cm]	Altura [cm]	Peso [g]	Volume [cm ³]	Densidade [g/cm ³]	Redução Volumétrica
110	1,33	1,45	0,33	0,3414	0,63641	0,53645	41,9
110	1,31	1,48	0,34	0,3332	0,65919	0,50547	40,9
60	4,99	5,06	1,06	0,3457	26,76436	0,01292	1,0
60	4,91	5,05	1,06	0,3513	26,28323	0,01337	1,0

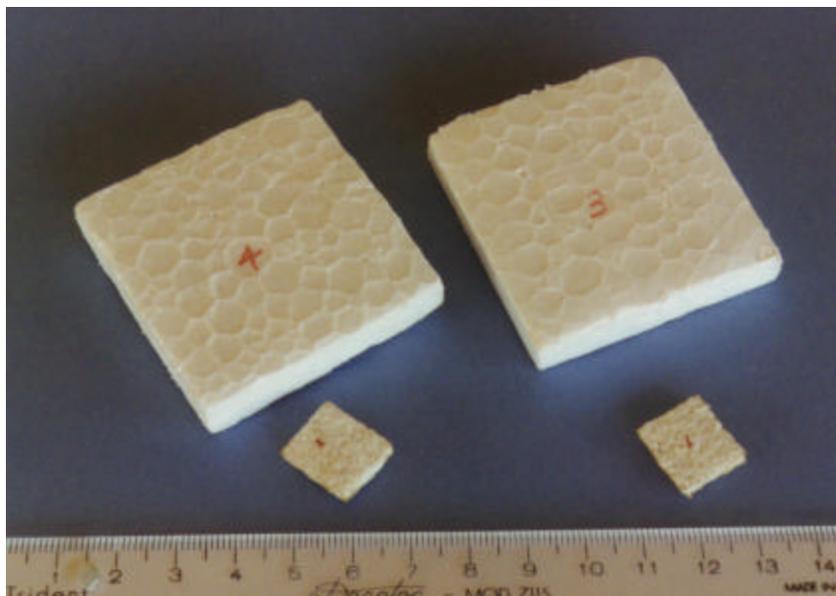


Figura 3.6 – Fotografia do poliestireno expandido antes e após a estufa de 110 °C.

Pelas características apresentadas e verificadas do poliestireno, a sua adição à mistura solo-cimento não altera as propriedades de comportamento do material. O poliestireno simula a presença de “vazios” e sua adição modifica somente o índice de vazios médio da amostra. É importante observar que, mesmo com a presença do poliestireno expandido, existem vazios preenchidos de ar e, muitas vezes, e/ou de água.

3.2.1.4 Água

Na moldagem dos corpos-de-prova, foi utilizada água potável proveniente da rede pública de abastecimento, sem tratamento adicional. Para imersão das amostras nos ensaios do tipo inundado foi utilizada água destilada.

3.2.2 Metodologia de preparo das amostras

Inicia-se com a mistura do solo residual de arenito Botucatu com o cimento (1% da massa total de arenito) até uma perfeita homogeneização do material. Após, introduz-se água correspondente a umidade de 16%. Ao se obter a mistura total dos componentes, se coloca as partículas de poliestireno expandido previamente preparadas (Figura 3.7). A Figura 3.8 mostra o polietireno expandido em placa antes de ser partido e após seu preparo.



Figura 3.7 – Todos os componentes misturados antes da moldagem

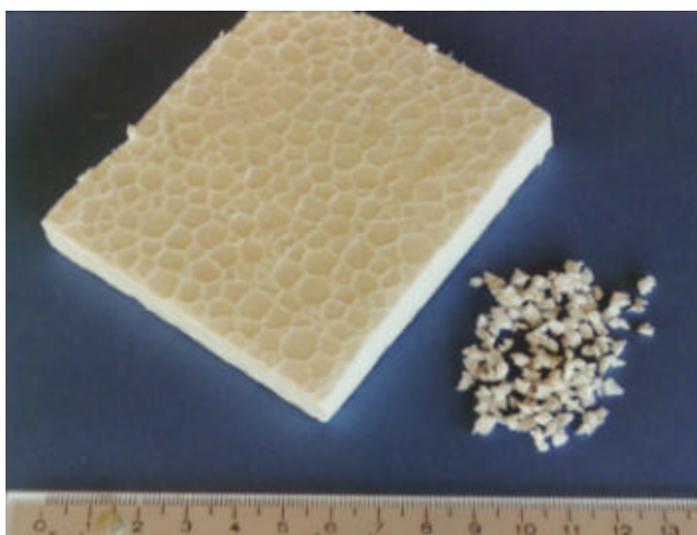


Figura 3.8 – Poliestireno expandido antes e depois de ser partido

As amostras de solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento, solo-poliestireno expandido e somente solo foram moldadas seguindo o mesmo procedimento, sem a mistura do poliestireno e do cimento dependendo do caso. Para a configuração solo-poliestireno expandido as amostras foram moldadas diretamente no equipamento de ensaio devido a estrutura muito frágil da composição.

Alguns cuidados foram introduzidos no método devido a problemas iniciais para conseguir-se uma distribuição uniforme das partículas de poliestireno expandido ao longo de todo o volume dos corpos-de-prova. É importante observar que o material preparado ao ser despejado, tanto no caso de amostrador (para amostras de ensaios de compressão simples ou permeabilidade) ou em anel (para amostras de ensaios de cisalhamento direto, adensamento convencional ou com sucção controlada e papel filtro), deve ser colocado por partes, lentamente, e variando-se a posição de despejo com movimentos circulares, como ilustrado no esquema representado pela Figura 3.10.



Figura 3.9 – Fotografia do despejo

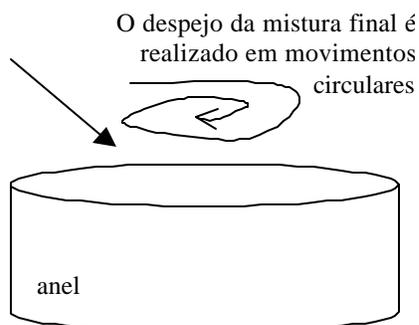


Figura 3.10 – Esquema de despejo do material

Para verificar a eficiência da técnica de despejo, 40% das amostras, após serem ensaiadas, eram cortadas na metade no sentido longitudinal e transversal e observada a distribuição dos poros de poliestireno dentro do corpo-de-prova e na superfície do mesmo. Esta verificação apresentou um resultado satisfatório em quase todos corpos-de-prova observados, na medida em que foi observada uma distribuição uniforme dos vazios nos corpos-de-prova. A Figura 3.12 apresenta amostras onde a homogeneidade foi observada.

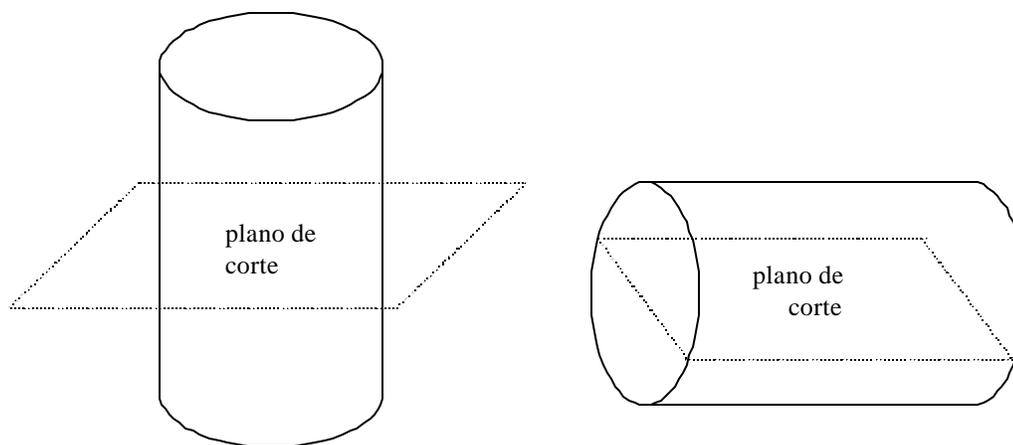


Figura 3.11 – Esquema de corte das amostras

Em todos os corpos-de-prova executados foi determinada a umidade de, no mínimo, duas partes de material para verificação da umidade de moldagem e após o ensaio, novas medidas de

umidade foram realizadas nas amostras rompidas. As etapas de preparo podem ser observadas na seqüência representada pela Figura 3.13.

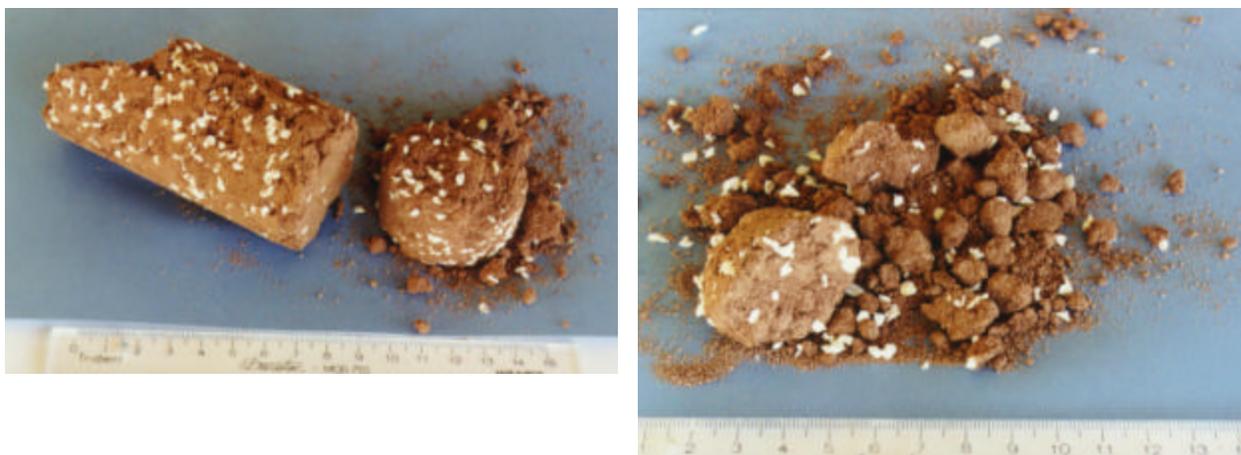


Figura 3.12 – Fotografias de amostras onde a homogeneidade foi analisada e verificada

Uma análise microscópica da estrutura das amostras preparadas pela técnica será um instrumento de grande valia para observar a distribuição dos grãos. Objetivando, também, comparar a configuração da estrutura em diferentes condições é interessante observar:

- a) amostra moldada intacta;
- b) amostra carregada verticalmente no equipamento de cisalhamento direto;
- c) amostra inundada no equipamento de cisalhamento direto;
- d) amostra carregada verticalmente e após inundada, também, em ensaio de cisalhamento direto.

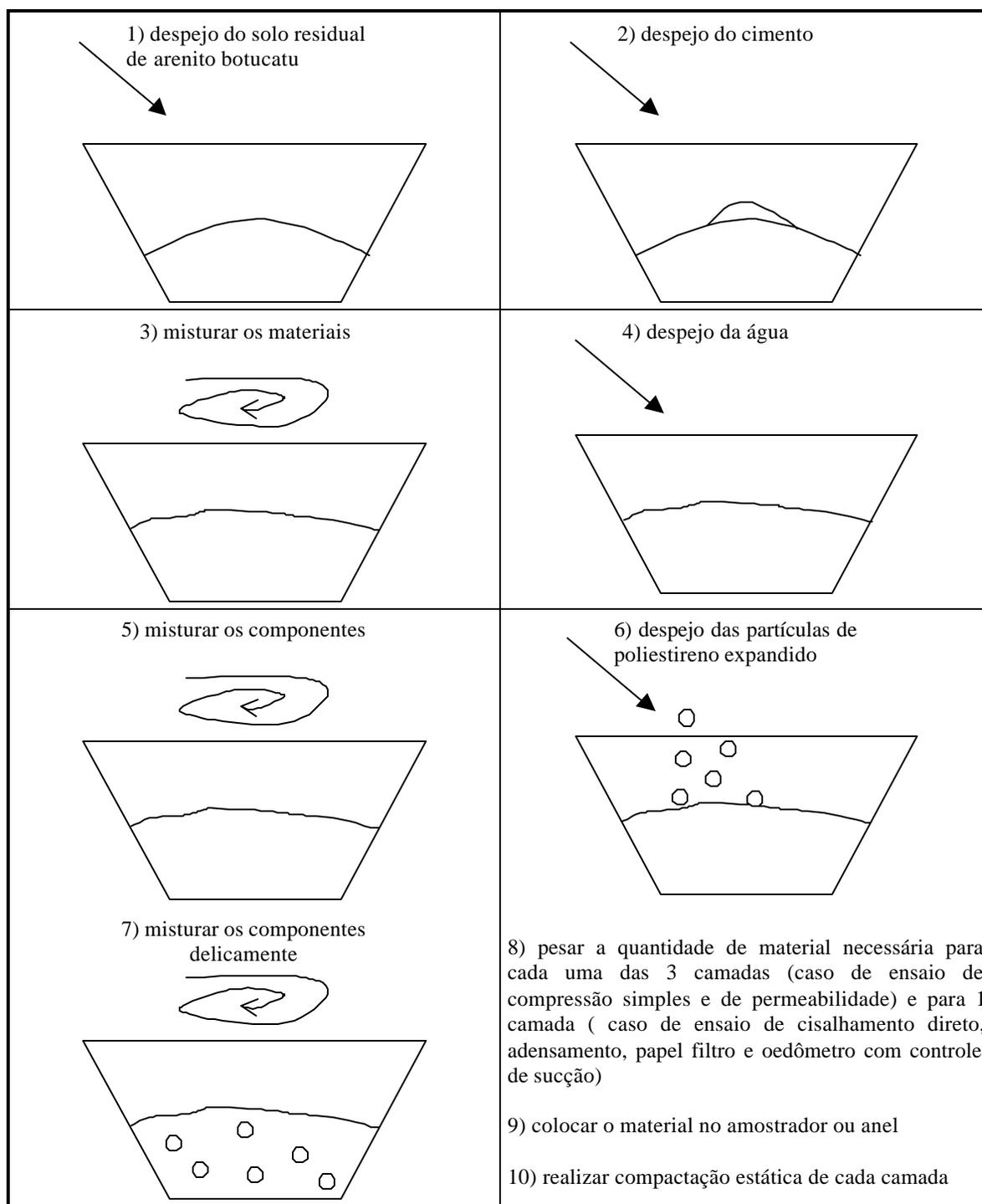


Figura 3.13 – Etapas de preparo do material para construção dos corpos-de-prova

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Considerações Iniciais

O programa experimental teve como objetivo analisar e verificar a eficácia da técnica de amostragem utilizando partículas de poliestireno expandido como parte dos vazios dentro da massa do solo. Investigou-se a influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada, na resistência ao cisalhamento, no comportamento tensão-deformação, nas envoltórias de ruptura, na resistência à compressão confinada e deformações equivalentes. Teve-se um cuidado especial para observar as condições de colapsibilidade do material. Procurou-se conhecer, para diferentes níveis de sucção, a resposta frente à carregamento constante e variável.

Para análise dos resultados, utilizaram-se gráficos que facilitam a visualização das respostas obtidas.

4.2 Planejamento do Experimento

Iniciou-se a parte experimental buscando o número de dias de cura que se usaria como padrão para os ensaios. Para tanto, realizou-se uma série de ensaios de compressão não confinada com o índice de vazios de interesse ($e = 1,3$), variando-se o tempo de cura. Após, outros ensaios foram realizados com índices de vazios menores ($e = 1,0$; $0,8$; $0,6$) com intuito de se obter a variação de comportamento das amostras, expressas através da relação índice de vazios *versus* compressão não confinada. Também, relacionou-se o tempo de cura e resistência à compressão simples para $e = 0,6$, pois este valor de índice de vazios representa um valor próximo ao mínimo obtido em amostras moldadas em laboratório com este material, quando não se introduz à mistura solo-cimento o poliestireno expandido.

Outro fator analisado foi a influência do tamanho individual dos vazios, decorrente do uso de partículas de poliestireno expandido de diferentes diâmetros dentro da amostra (Figura 4.1). Verificou-se ainda qual a resposta do material, quanto ao coeficiente de permeabilidade e resistência à compressão simples, para o mesmo valor de índice de vazios, $e = 1,3$ e tempo de cura equivalente a quatro dias, para três tamanhos de partículas. Esta análise visava observar se a variação desse fator produziria diferença no comportamento dos corpos-de-prova. Realizaram-se ensaios de condutividade hidráulica e de compressão simples. Na Figura 4.1 observa-se os três tamanhos de partículas de poliestireno expandido utilizados na presente pesquisa. Adotou-se na definição o tamanho apresentado à esquerda como tamanho grande, no meio como tamanho médio e à direita como tamanho pequeno.



Figura 4.1 – Tamanhos utilizados de partículas de poliestireno expandido

Depois de decidido o tempo de cura, se passou à análise da resistência ao cisalhamento, do potencial de colapso, do comportamento tensão-deformação e da variação horizontal *versus* variação vertical, para $e = 1,3$ e $0,6$, com e sem cimento, em condições saturadas. Para isso, foi realizado uma série de ensaios de cisalhamento direto com tensão vertical efetiva de 25 a 200 kPa.

Ensaio de adensamento convencionais, para as configurações solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento e solo, foram realizados para a condição inundada, como base para comparação com os ensaios com controle de sucção.

Complementarmente, através do método do papel filtro foi possível obter a curva característica do material, bem como a sucção para algumas condições de interesse. Finalmente, realizou-se uma série de ensaios edométricos com controle de sucção seguindo as trajetórias de tensões desejadas.

4.2.1 Resumo dos ensaios realizados

A seguir segue um resumo dos ensaios realizados, durante o programa experimental, com as configurações e características adotadas. São, também, apresentados o número de ensaios válidos executados, 157, e ensaios perdidos, 46.

- a) Ensaio de compressão simples: 63 ensaios (o tempo de realização dos ensaios dependia do tempo de cura de cada amostra).
- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; variando o tempo de cura.
 - Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,0$; para tempo de cura igual a 4 dias.

- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 0,8$; para tempo de cura igual a 4 dias.
 - Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; variando o tamanho das partículas de poliestireno expandido, para tempo de cura igual a 4 dias.
 - Solo-cimento para $e = 0,6$; variando o tempo de cura.
- b) Ensaio de condutividade hidráulica: 6 ensaios (tempo de realização de cada um dos ensaios igual a 5 dias).
- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; variando o tamanho das partículas de poliestireno expandido, para tempo de cura igual a 4 dias.
- c) Ensaio de cisalhamento direto (30 ensaios) – tempo de realização de cada um dos ensaios igual a 5 dias, exceto para configuração solo, com duração de 1 dia, na medida em que não havia necessidade de espera para a cura.
- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias. Para estes ensaios foram selecionadas as tensões verticais de 25, 40, 50, 60, 80, 100 e 200 kPa, com amostras na condição inundada.
 - Solo-cimento para $e = 0,6$; para tempo de cura igual a 4 dias, selecionando-se tensões verticais de 25, 50, 100 e 200 kPa para amostras na condição inundada.
 - Solo para $e = 0,6$, para as tensões verticais de 25, 50, 100 e 200 kPa também na condição inundada.
 - Solo- poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias, com tensões verticais de 25, 50, 100 e 200 kPa e amostras na condição inundada.

- d) Ensaio edométrico convencionais: 8 ensaios (o tempo de realização de cada um dos ensaios igual a 5 dias, exceto para configuração solo, com duração de 1 dia, na medida que não necessitava esperar a cura).
- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias com amostras na condição inundada.
 - Solo-cimento para $e = 0,6$; para tempo de cura igual a 4 dias também na condição inundada.
 - Solo para $e = 0,6$ com amostras também na condição inundada.
 - Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias com amostras na condição inundada. Iniciou-se o carregamento com uma tensão vertical de 5 kPa e seguiu-se com acréscimos de tensão vertical de 5 kPa até chegar na tensão de 60 kPa, para se obter a tensão de pré-adensamento do material.
- e) Medida de sucção por papel filtro: 18 ensaios.
- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias, 7 dias, 11 dias e 4 dias sem papel filtro seguidos de 7 dias com papel filtro.
- f) Ensaio edométrico com controle de sucção: 8 ensaios (o tempo de realização de cada um dos ensaios foi, em média, de 3 semanas).
- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias (tempo de equalização), induzindo-se sucções de 50, 100 e 200 kPa e com tempo entre carregamentos verticais de 24 horas.

- Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias (tempo de equalização), selecionando-se o valor da tensão vertical efetiva igual a 25, 50, 100 e 200 kPa, com sucção iniciando em 200 e sendo reduzida em etapas para 100, 50 e 0 kPa.
 - Solo-cimento-poliestireno expandido para $e = 1,3$; para tempo de cura igual a 4 dias (tempo de equalização), selecionando-se o valor da tensão vertical efetiva igual a 25, 50, 100 e 200 kPa, com sucção iniciando em 200 e sendo reduzida em etapas para 100, 50 e 0 kPa, seguindo-se com carregamento e descarregamento vertical, na condição de sucção nula, o tempo de carregamentos sendo de 24 horas.
- g) Técnica do papel filtro para levantamento das relações sucção *versus* teor de umidade: curva característica com 12 pontos no ramo úmido e 12 pontos no ramo seco; o tempo de realização do ensaio variando para cada amostra, sendo em média de 20 dias.

4.3 Procedimentos dos Ensaio e Descrição dos Equipamentos

A seguir serão descritos os procedimentos básicos de cada ensaio e as características gerais dos equipamentos usados.

4.3.1 Curva característica do material estudado

Foi utilizado o método do papel filtro, descrito em detalhe em Marinho (1995), para medidas de sucção dos corpos-de-prova preparados em laboratório. A técnica consiste em colocar em contato uma amostra de solo com um pedaço de papel filtro específico até que seja estabelecido o equilíbrio de umidade, ou seja, de sucção entre eles. O papel filtro absorve umidade da amostra de solo e esta quantidade de umidade retirada do solo é tão pequena que tem

efeito insignificante sobre a sucção do solo. Quando o equilíbrio é alcançado, a sucção no papel será igual à sucção no solo.

Adotou-se o papel filtro *Whatman* nº 42 e os valores de sucção mátrica foram calculados segundo a calibração proposta por Chandler *et al.* (1992), representada pelas equações abaixo.

$$\text{Para umidades do papel filtro } > 47\% \rightarrow \text{Sucção(kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w)}$$

$$\text{Para umidades do papel filtro } \leq 47\% \rightarrow \text{Sucção(kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 w)}$$

Este método de medida de sucção é aceito como um método padrão de medida de sucção pela ASTM (1994). A escolha do método deveu-se a facilidade de execução, ao baixo custo e possibilidade de obter valores elevados de sucção. Utilizou-se a técnica tanto para construção da curva característica do material baseada no grau de saturação, S_r , *versus* o logaritmo da sucção mátrica, $(u_a - u_w)$, quanto para obtenção da sucção para dias de contato do papel com o solo, com o objetivo de estipular o padrão de tempo a ser adotado nos ensaios edométricos com sucção controlada.

A curva característica de um solo é definida como a relação entre umidade e sucção de um solo (Fredlund e Rahardjo, 1993). A quantidade de água contida dentro dos poro é definida pela umidade ou pode, também, ser representada pelo grau de saturação, S_r . Para obtenção da curva executaram-se 12 pontos relacionando a umidade e a sucção mátrica, sob a condição de secagem e, 12 pontos, sob a condição de umedecimento. As amostras foram moldadas em anéis metálicos com diâmetro de 5 cm e altura de 2 cm e o papel filtro, em porções com área superior a 2 cm². O papel foi colocado em contato direto com o topo do material. O tempo de equilíbrio mínimo adotado foi 7 dias. Greacen *et al.* (1987), citado por Marinho (1995), mostrou que a maior parte da água é absorvida nos primeiros minutos e após é lentamente absorvida e atinge o equilíbrio em aproximadamente 7 dias. A pesagem do papel filtro foi realizada em balança analítica com precisão de 0,0001 g.

Para a condição de secagem, os anéis com as amostras de solo, após moldados, eram saturados por ascensão capilar e colocados sobre uma grande pedra porosa para secarem até as umidades de interesse. O fluxo capilar ocorre através das partículas do solo e das fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade. Como o fluxo ocorreu apenas por capilaridade foi medida a sucção matricial (Marinho, 1995). Quando sob condição de umedecimento, as amostras de solo, após preparadas, curavam por 4 dias, tempo de cura padrão adotado para o cimento, e a partir daí eram secas ao ar.

Em etapa anterior à execução, escolhe-se os níveis de umidade que se iria trabalhar, tanto por secagem como por umedecimento. Durante o ensaio, na secagem, controlava-se o peso da amostra até que a mesma atingisse o peso ideal para uma umidade estimada e, no umedecimento, o alcance do peso era dado por gotejamento d'água. Tomou-se um cuidado especial com a selagem do anel na etapa de equalização da umidade papel-solo; esta era feita com um filme de PVC transparente lacrado e envolvido por um saco plástico hermeticamente fechado. Após aproximadamente 10 dias, retirava-se o papel filtro e determinava-se a umidade do mesmo com o auxílio da balança.

A curva característica do solo baseada na relação do logaritmo da sucção mátrica *versus* grau de saturação, obtida pela técnica do papel filtro em trajetórias de secagem e umedecimento, é apresentada a seguir na Figura 4.2. Observa-se que a curva não apresenta histerese nas trajetórias de secagem e umedecimento, apresenta um formato conhecido na literatura e esperado para este tipo de material com permeabilidade bastante elevada. A Tabela 4.1 apresenta alguns índices físicos das amostras ensaiadas e as respectivas sucções medidas para o material estudado.

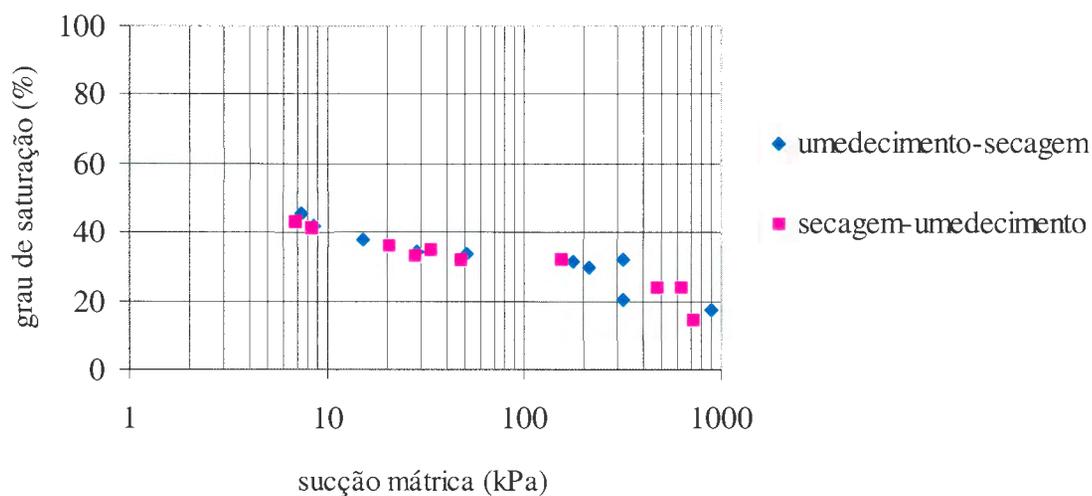


Figura 4.2 – Curva característica do solo: trajetórias de umedecimento e secagem

Tabela 4.1 – Índices físicos das amostras ensaiadas

Condição	e	wi(%)	Sri(%)	(ua-uw) (kPa)
secagem-umedecimento	1,27	0,01	0,02	24269,45
secagem-umedecimento	1,29	4,17	8,62	725,42
secagem-umedecimento	1,32	7,97	16,07	479,35
secagem-umedecimento	1,32	12,01	24,28	626,79
secagem-umedecimento	1,32	15,14	30,65	154,86
secagem-umedecimento	1,32	15,02	30,50	47,17
secagem-umedecimento	1,33	16,01	32,26	27,81
secagem-umedecimento	1,30	17,30	35,41	33,22
secagem-umedecimento	1,28	17,99	37,41	20,72
secagem-umedecimento	1,30	20,03	41,03	8,40
secagem-umedecimento	1,37	22,08	43,13	6,93
secagem-umedecimento	1,50	41,69	73,97	9,62
umedecimento-secagem	1,32	36,70	74,23	7,01
umedecimento-secagem	1,30	22,04	45,38	7,38
umedecimento-secagem	1,30	20,02	41,28	8,60
umedecimento-secagem	1,32	18,16	36,68	15,11
umedecimento-secagem	1,31	17,09	34,78	28,22
umedecimento-secagem	1,33	15,91	31,91	50,61
umedecimento-secagem	1,31	15,09	30,76	179,19
umedecimento-secagem	1,28	14,15	29,41	316,72
umedecimento-secagem	1,29	12,04	24,96	214,53
umedecimento-secagem	1,51	8,13	14,40	322,70
umedecimento-secagem	1,35	4,15	8,20	892,58
umedecimento-secagem	1,45	0,10	0,19	3343,19

Outros ensaios foram realizados utilizando a técnica do papel filtro com o objetivo de conhecer a sucção existente em amostras nas configurações solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento e solo para vários valores de tempo de contato (4, 7 e 11 dias com papel e 4 dias sem papel mais 7 dias com papel). Estes ensaios serviram de base para tomada de decisão em relação ao tempo de equalização, tempo entre carregamentos e o procedimento que seria adotado nos ensaios edométricos com controle de sucção. A Tabela 4.2 apresenta estes valores.

Tabela 4.2 – Valores de sucção para diferentes configurações e tempos de contato

Dias de contato	e	wi(%)	Sri(%)	wf(%)	Srf(%)	(ua-uw) (kPa)
4	1,34	16,23	32,36	15,37	30,64	182,38
4	1,27	15,56	32,78	14,22	29,96	111,37
7	1,3	15,38	31,64	13,24	27,25	417,38
7	1,39	15,99	30,74	13,37	25,71	445,81
11	1,36	16,4	32,27	13,58	23,72	251,39
11	1,32	15,84	31,96	14,15	28,56	288,65
4+7	1,32	16,33	33,04	15,72	31,81	254,12
4+7	1,33	16,11	32,45	15,58	31,38	231,05

4.3.2 Ensaios de resistência à compressão não-confinada

A realização dos ensaios de resistência à compressão simples seguiu os procedimentos descritos na norma NBR 12770 (ABNT, 1992). Foi utilizada uma prensa da marca Wykeham Farrance com capacidade máxima de 50 kPa e anéis dinamométricos de 6 kN e 3 kN, dependendo do ensaio. A velocidade de deformação adotada nos ensaios foi de 1,14mm/min. A seguir apresenta-se a foto de um ensaio típico em andamento (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Configuração: prensa e amostra, durante ensaio

Os corpos-de-prova foram moldados com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, em moldes bi-partidos, sendo a compactação realizada em três camadas.

Realizaram-se ensaios com índice de vazios 1,3 (solo-cimento-poliestireno expandido) para determinação do padrão de tempo de cura que a ser adotado. Com a análise dos resultados obtidos, variando o tempo de cura para esta configuração (Figura 4.4), observou-se que para tempo de 4 dias obteve-se uma resistência à compressão simples em torno de 120 kPa e não apresentando um ganho significativo de resistência para tempos mais elevados. Este fato é significativo, pois não deve haver influência da variação de resistência da amostra em ensaios de longa duração.

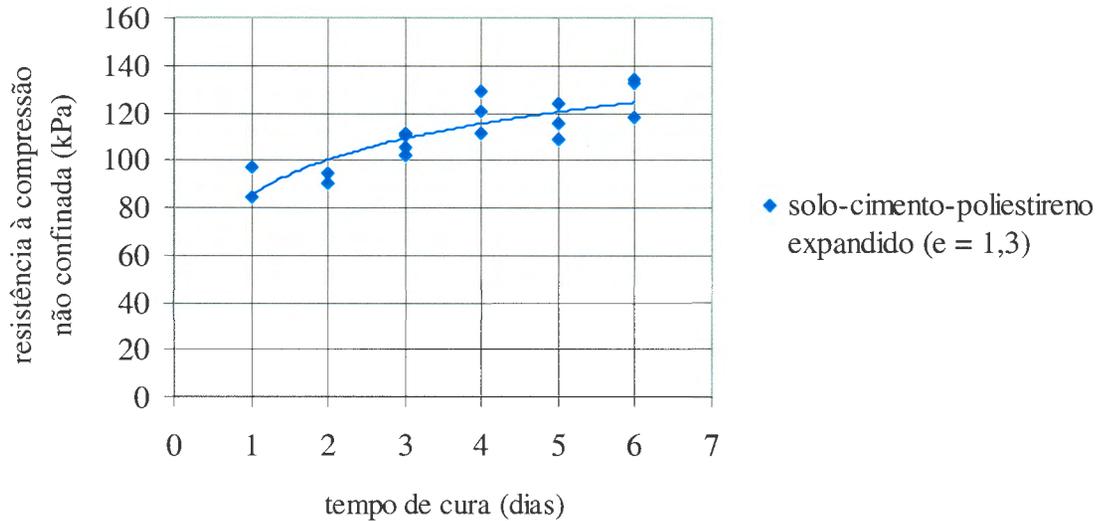


Figura 4.4 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido, variando o tempo de cura das amostras

Como resultado, adotou-se como padrão de tempo de cura o tempo de 4 dias, por este representar um número de dias que tornava viável a execução dos demais ensaios planejados na pesquisa, dentro do tempo hábil.

Uma vez definido o tempo de cura, procurou-se avaliar a influência do índice de vazios na resistência e , para esta finalidade, foram realizados ensaios com a mesma configuração (solo-cimento-poliestireno expandido) com índices de vazios menores ($e = 1,0$ e $0,8$) (Figura 4.5) do anteriormente ensaiado ($e = 1,3$). A moldagem destes corpos-de-prova foi possível pela introdução do poliestireno, calculou-se o volume necessário para manter a proporção de poliestireno introduzido nas amostras com índice de vazios 1,3, para as amostras com índice de vazios igual a 1,0 e 0,8. E, para configuração solo-cimento ($e = 0,6$) (Figura 4.6) foi realizada uma série de ensaios para diferentes dias de cura. Para moldar os corpos-de-prova com índice de vazios igual a 0,6, não é necessária a introdução das partículas de poliestireno, necessárias nos casos de índices de vazios mais elevados. Além disso, desejava-se conhecer como se dá o ganho de resistência com o aumento do tempo de cura para uma configuração sem poliestireno.

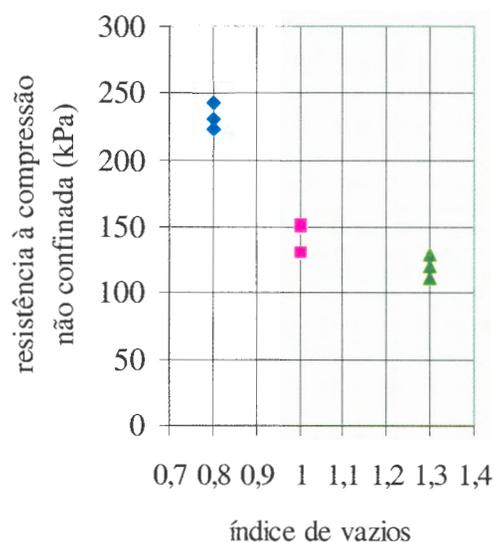


Figura 4.5 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido ($e = 0,8$; $1,0$ e $1,3$), para tempo de cura igual a 4 dias

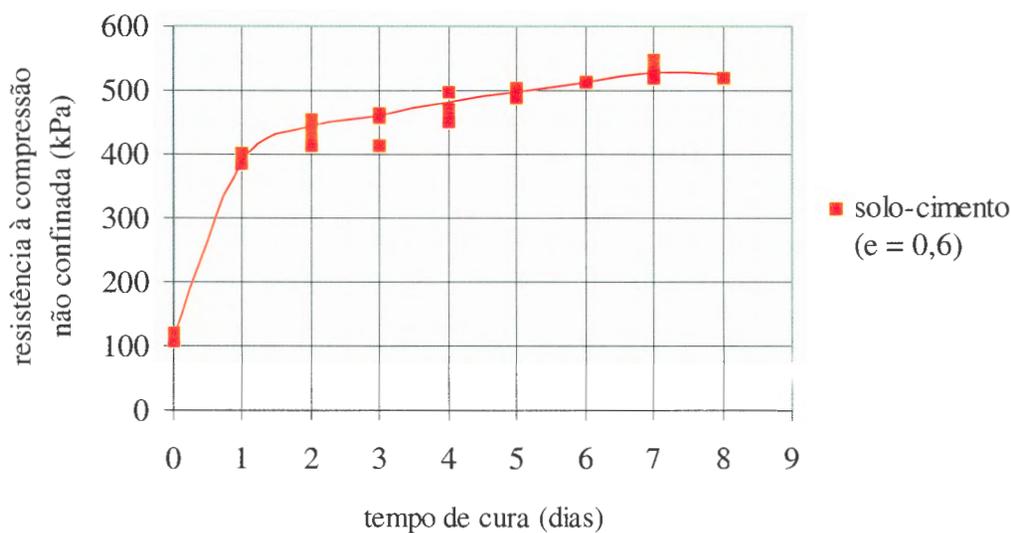


Figura 4.6 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento, variando o tempo de cura das amostras

Foram realizados uma série de ensaios de compressão simples para tempo de cura igual a 4 dias com os três tamanhos de partículas (Figura 4.1) utilizados na pesquisa. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 4.7. As amostras foram moldadas com índice de

vazios igual a 1,3; a única diferença entre elas foi o tamanho dos poros de poliestireno introduzidos na mistura. Conforme observado na Figura 4.7 não há influência significativa do tamanho dos vazios na resistência à compressão não confinada.

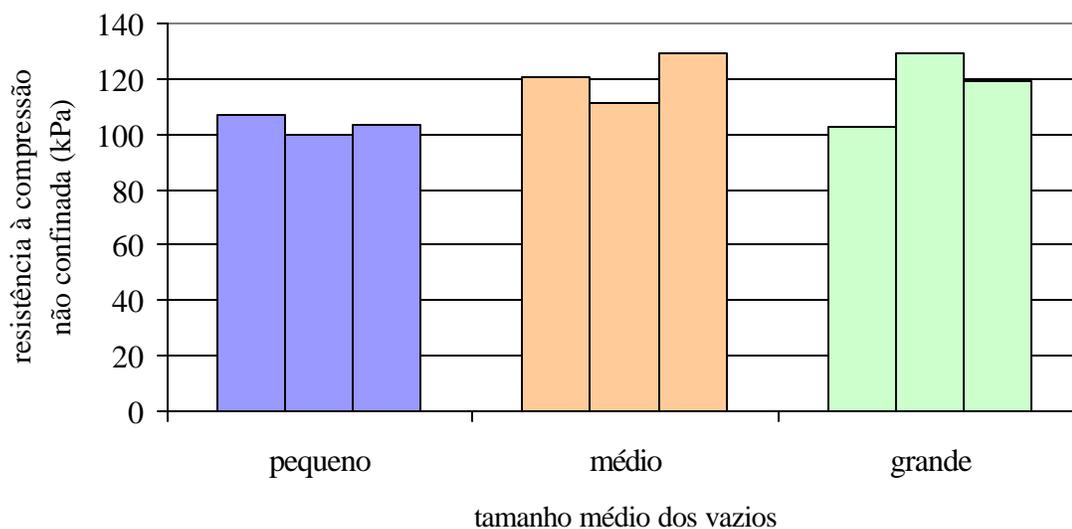


Figura 4.7 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido na resistência à compressão simples

4.3.3 Ensaios de permeabilidade

Foram realizados dois ensaios para cada tamanho de partículas de poliestireno com permeâmetro de parede flexível. Este equipamento é essencialmente uma câmara triaxial simplificada, consistindo de um tubo de acrílico com tampa e base fixada por tirantes, sendo ambas providas de anéis de vedação, válvulas e conexões hidráulicas. Moldou-se dois corpos-de-prova para tamanho pequeno, dois para tamanho médio e dois para tamanho grande de poliestireno expandido. As amostras foram confinadas entre um pedestal e um cabeçote, cada qual contendo uma pedra porosa e envolvidos em uma membrana flexível fixada por anéis de vedação. A cada pedra porosa ficava conectada uma linha de drenagem. O procedimento de ensaio foi baseado na norma ASMT (1997), sendo o procedimento de moldagem e dimensões idênticos aos adotados para os ensaios de resistência à compressão simples.

A Figura 4.8 e a Tabela 4.3 mostram os resultados obtidos para os três tamanhos de poros de poliestireno expandido (Figura 4.1), para diferentes valores de tensão vertical. Conforme observado na Figura 4.8, há uma pequena redução dos valores de coeficientes de condutividade hidráulica com o aumento da tensão vertical e ocorre uma pequena dispersão nos valores obtidos para cada nível de tensão para diferentes tamanhos de partículas. Com relação ao tamanho das partículas, os coeficientes de condutividade hidráulica para um mesmo nível de tensão apresentam pequenas dispersões. O coeficiente de condutividade hidráulica médio independente dos tamanhos das partículas e para diferentes níveis de tensão vertical é igual a 0,23 m/s.

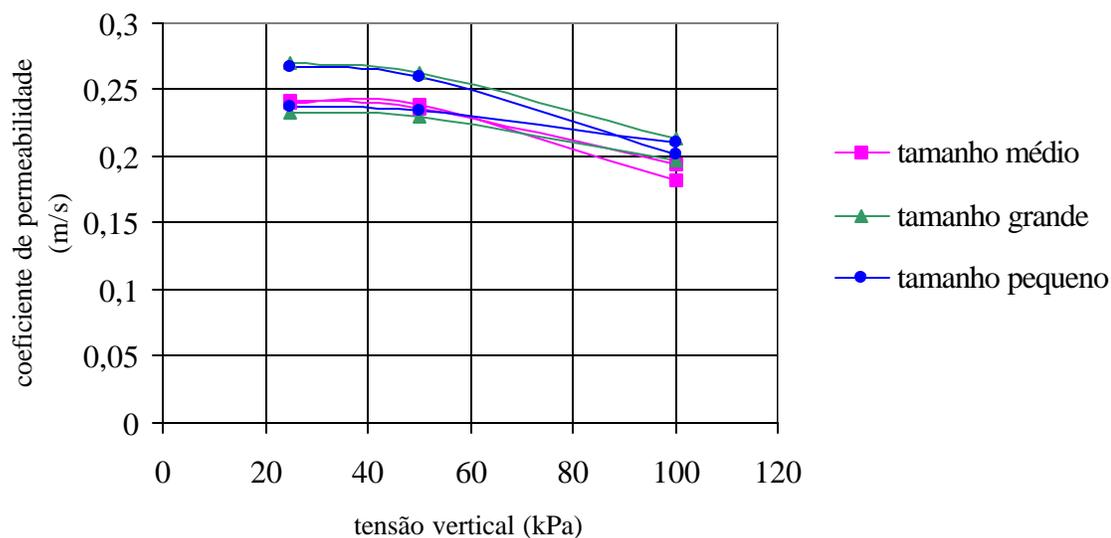


Figura 4.8 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido no coeficiente de permeabilidade na configuração solo-cimento-poliestireno expandido

Tabela 4.3 – Ensaio de permeabilidade

Tamanho Isopor	Tensão (KPa)	k (m/s)
m é d i o	25	0,24
	50	0,24
	100	0,18
	25	0,24
	50	0,24
	100	0,19
g r a n d e	25	0,23
	50	0,23
	100	0,20
	25	0,27
	50	0,26
	100	0,21
p e q u e n o	25	0,24
	50	0,24
	100	0,21
	25	0,27
	50	0,26
	100	0,20

4.3.4 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras nas configurações solo-cimento-poliestireno expandido (Figura 4.9) e solo-poliestireno expandido com índice de vazios igual a 1,3 e complementados com solo-cimento e solo com índice de vazios igual a 0,6. Obtiveram-se cinco envoltórias de ruptura, sendo todas para a condição inundada. No caso de solo-cimento, uma envoltória de resistência de pico e uma envoltória de resistência residual e, nos demais casos, apenas uma envoltória de resistência final por configuração, observando-se um patamar de resistência sem a presença de pico de resistência.



Figura 4.9 – Corpo-de-prova de solo-cimento-poliestireno expandido cisalhado

As amostras foram ensaiadas em equipamento Wykeham Farrance, que pode ser observado na Figura 4.10. As tensões normais aplicadas foram de 25 a 200 kPa e a velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,0032 "/min. A escolha desta velocidade está relacionada com o valor elevado de coeficiente de condutividade hidráulica do material estudado.

As amostras foram moldadas em anéis metálicos de diâmetro interno e altura iguais a 6 cm e 2 cm, respectivamente. Após o tempo de cura equivalente a 4 dias, o corpo-de-prova era retirado do anel com auxílio de soquete e introduzido na caixa bi-partida previamente preparada. Esta preparação prévia consistia em lubrificação das partes em contato para eliminação do efeito de atrito entre as partes da caixa, colocação do fundo e da pedra porosa e fixação das partes da caixa por meio de parafusos. Em cima da amostra, outra pedra porosa era introduzida, seguida de um espaçador e um cabeçote. Terminada esta etapa, a caixa era encaixada no equipamento de cisalhamento direto (Figura 4.10) e sobre o cabeçote era apoiado o pendural para aplicação da tensão normal. Dois dos parafusos eram retirados e dois eram girados em meia volta para permitir o cisalhamento entre as partes da caixa sem introduzir atrito entre as faces metálicas.

Primeiramente, aplicou-se o carregamento vertical, seguida da leitura da deformação equivalente. Inundou-se a amostra e leu-se a deformação. Entre cada etapa, esperava-se até a estabilização das deformações para executar a leitura. A seguir, realizava-se a fase de cisalhamento da amostra.



Figura 4.10 – Vista do equipamento de cisalhamento direto

a) Solo

Foram ensaiadas 4 amostras na configuração solo (Figura 4.12). A Tabela 4.4 apresenta alguns índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova. Observa-se na Figura 4.12 um crescimento no valor da resistência ao cisalhamento com o aumento da tensão normal aplicada ao corpo-de-prova. O comportamento em termos de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal apresenta-se como o esperado. Durante o cisalhamento, em termos de variação volumétrica total, as amostras na configuração solo apresentaram-se mais compressíveis. Porém é interessante observar que o comportamento volumétrico, expresso através da relação entre deslocamentos vertical e horizontal, apresentou uma ondulação em torno de 2 mm (deslocamento horizontal). Neste nível de deformação existe um platô, sugerindo o início de uma condição de Estado Crítico. Para maiores deslocamentos, no entanto, as deformações voltam a ser pronunciadas, com dilatância ou contratância, a depender do nível de tensão confinante.

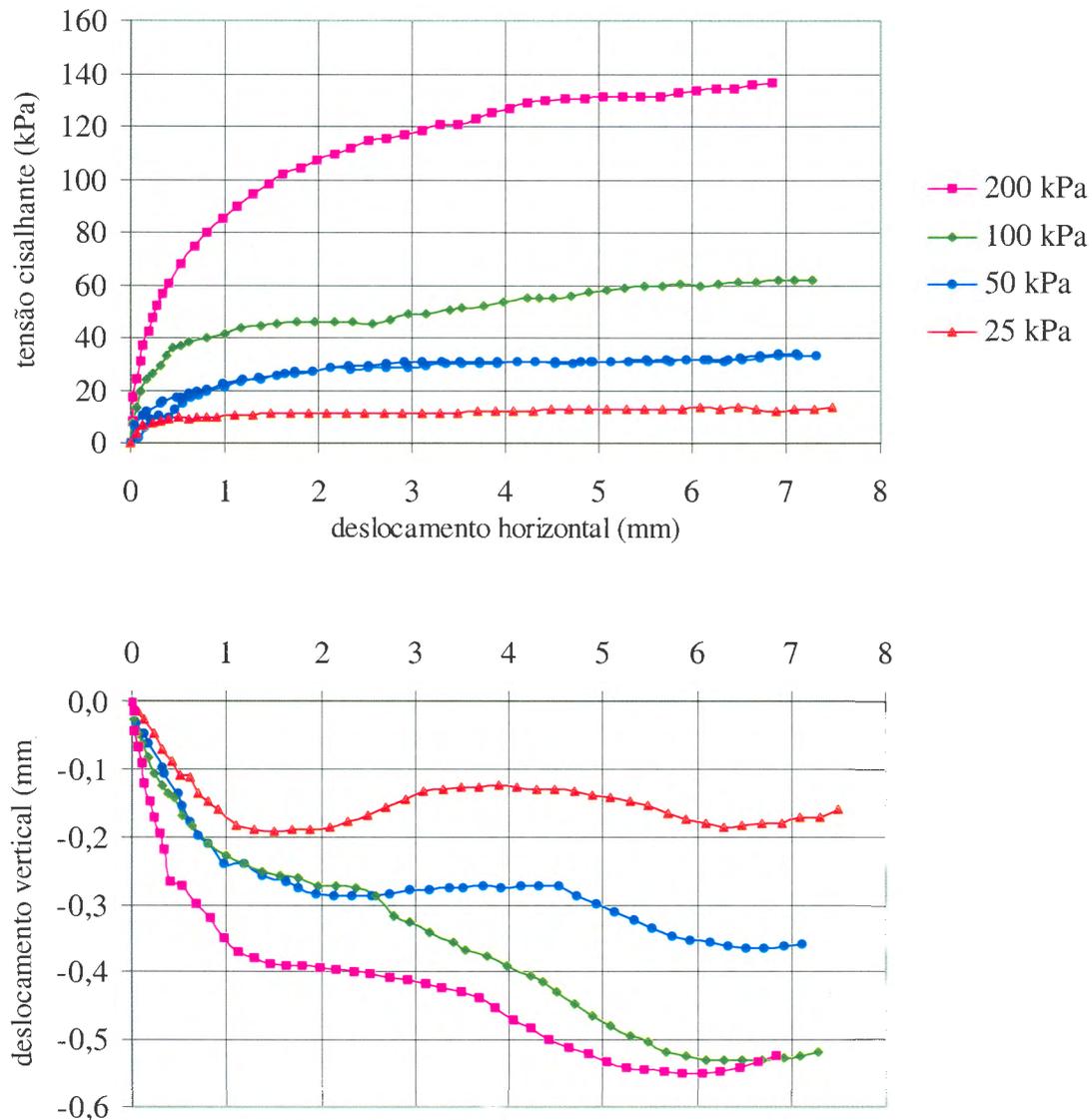


Figura 4.12 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória de resistência das amostras só de solo estão apresentados na Figura 4.13 são: $\phi = 34^\circ$ e $c = 0 \text{ kPa}$, sendo a envoltória linear para os níveis de tensões estudados.

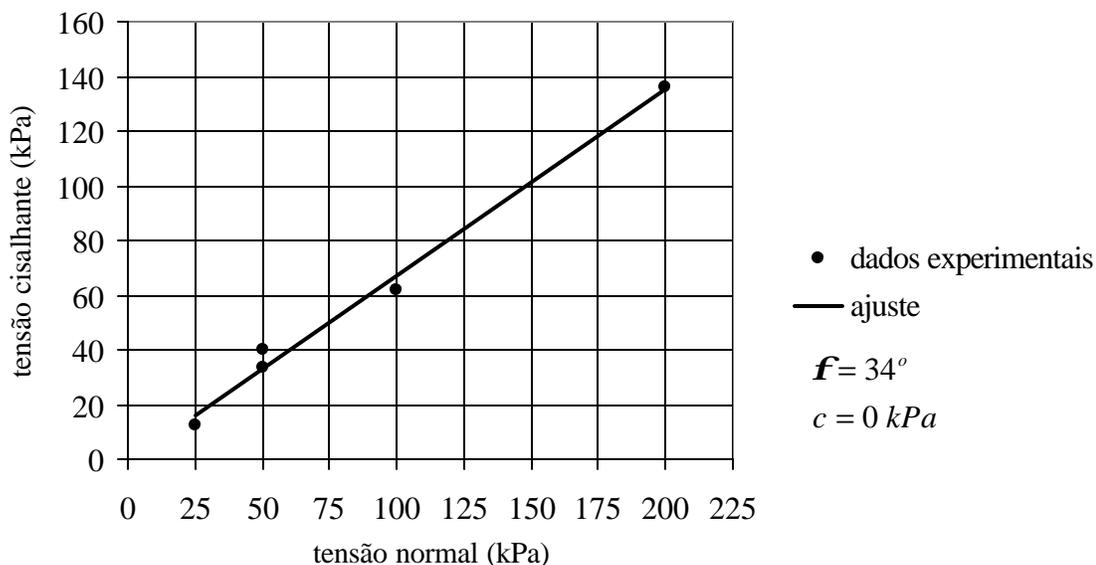


Figura 4.13 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo

Tabela 4.4 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo antes e após o ensaio de cisalhamento direto

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial (w_i) [%]	Índice de Vazios Inicial (e_o)	Grau de Saturação Inicial (S_{r_o}) [%]	Índice de Vazios Final (e_f)
25	16,0	0,64	66,8	0,62
50	15,5	0,62	66,8	0,42
50	15,6	0,62	67,2	0,41
100	15,7	0,63	66,5	0,49
200	19,0	0,66	76,9	0,31

A Figura 4.14 mostra a redução ocorrida no índice de vazios em todas etapas do ensaio de cisalhamento direto: carregamento vertical, inundação e cisalhamento. A partir da análise da Figura 4.14, observa-se uma leve compressão ocorrida na etapa de carregamento vertical, seguida de pequena variação volumétrica ocorrida com a inundação da amostra e, durante o cisalhamento, ocorreu outra compressão do corpo-de-prova.

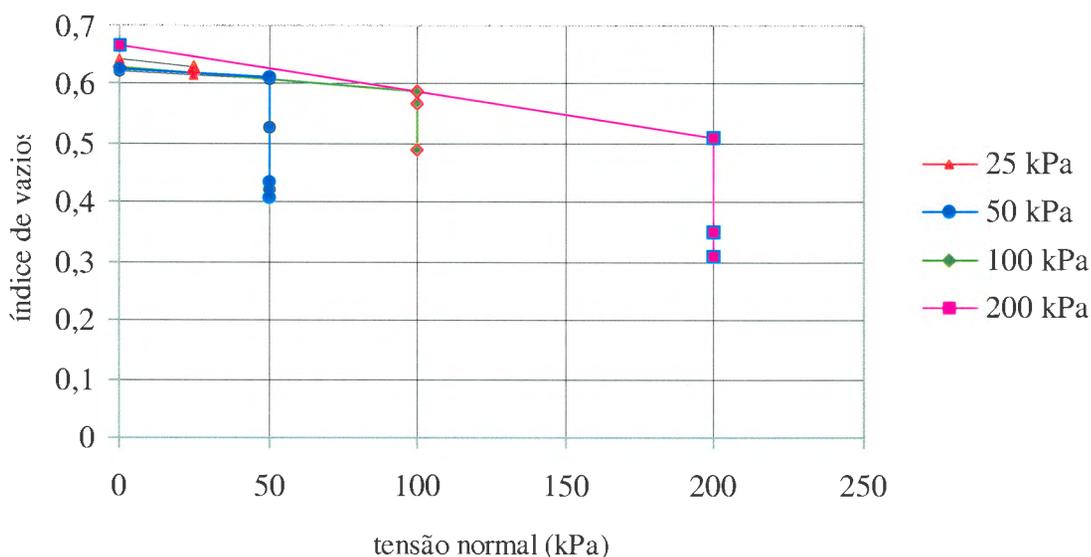


Figura 4.14 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo

b) Solo-cimento

Foram ensaiadas 6 amostras na configuração solo-cimento (Figura 4.15). Alguns dos índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova são apresentados na Tabela 4.5. Na Figura 4.15 pode-se observar um comportamento frágil, pela presença do agente cimentante, e dilatante, exceto no caso de tensão normal igual a 200 kPa onde a variação volumétrica se apresenta compressível. Para a tensão de confinamento de 200 kPa pode-se sugerir que a estrutura cimentante foi degradada durante a fase de carregamento isotrópico. Este fato explica o comportamento distinto desta amostra e a ausência de fragilidade pronunciada pós pico.

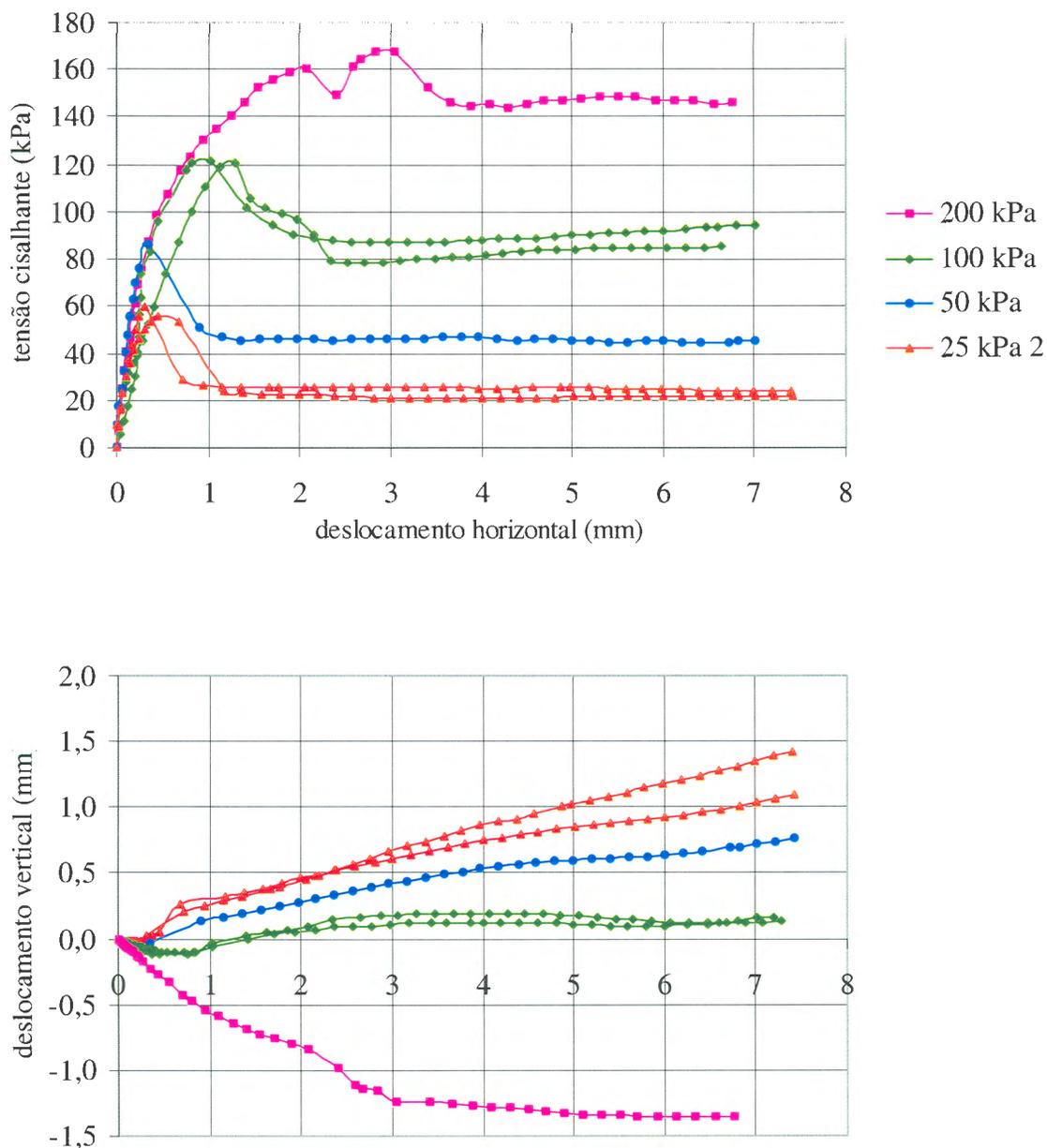


Figura 4.15 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória apresentada na Figura 4.16 são: $\phi = 38^\circ$ e $c = 0 \text{ kPa}$ para a envoltória de resistência residual e $\phi = 32^\circ$ e $c = 32 \text{ kPa}$ para a envoltória de resistência de pico, sendo que a envoltória de pico não apresenta linearidade e observa-se, nesta envoltória, uma quebra de estrutura para tensão normal de 200 kPa, conforme discutido anteriormente.

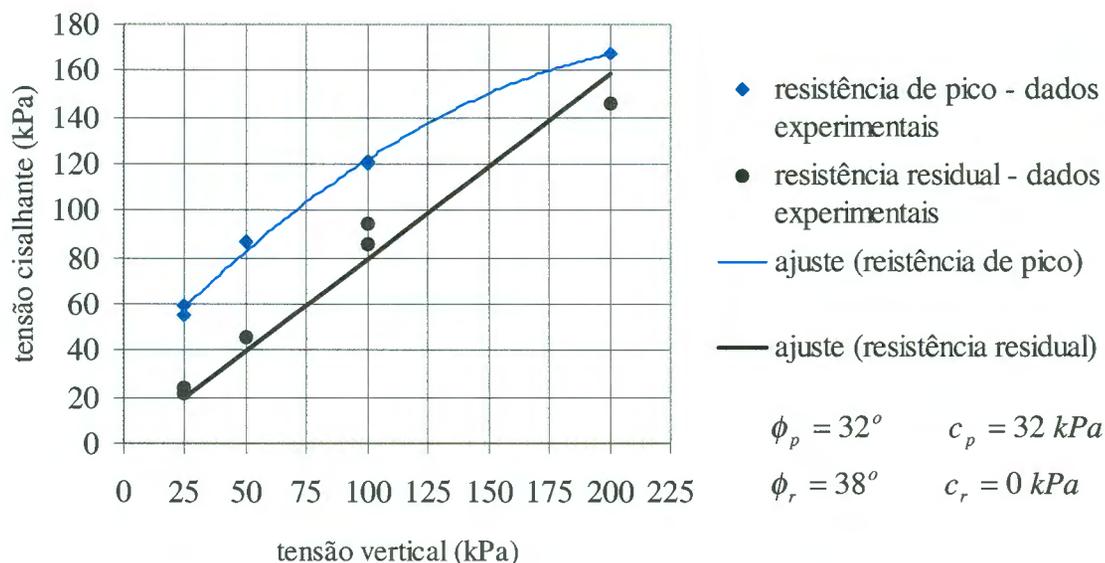


Figura 4.16 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento

Tabela 4.5 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento antes e após o ensaio de cisalhamento direto

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial (wi) [%]	Índice de Vazios Inicial (eo)	Grau de Saturação Inicial (Sr _o) [%]	Índice de Vazios Final (ef)
25	14,6	0,61	63,9	0,69
50	15,5	0,58	71,4	0,63
100	14,9	0,59	67,4	0,59
100	15,3	0,59	69,2	0,57
200	15,5	0,62	66,8	0,47

A Figura 4.17 apresenta a variação no índice de vazios nos ensaios de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento. Conforme pode ser observado na Figura 4.17, as amostras tem um comportamento dilatante, durante a fase de cisalhamento, exceto para tensão de 200 kPa, e não apresentam variação volumétrica por colapso (fase de inundação).

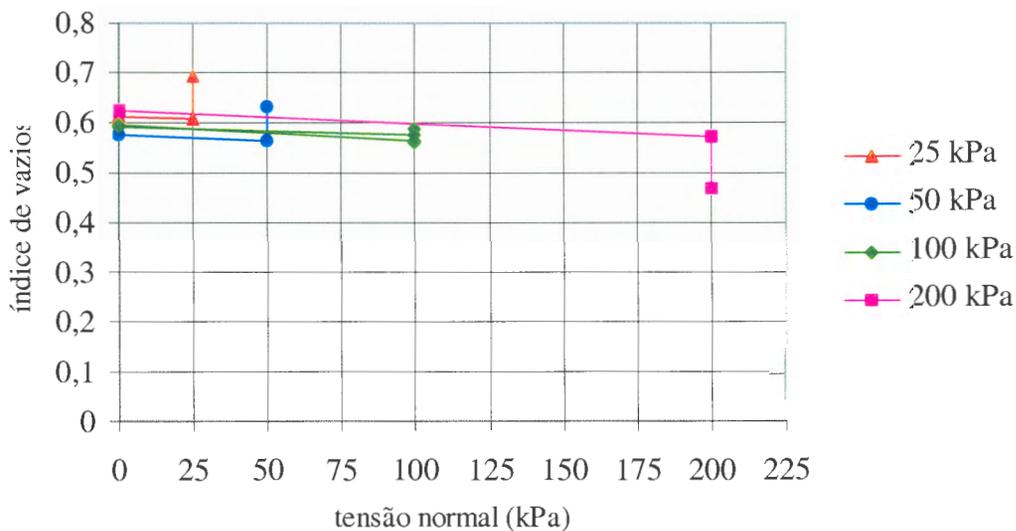


Figura 4.17 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento

c) Solo-cimento-poliestireno expandido

Foram ensaiadas 14 amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido (Figura 4.18). A Tabela 4.6 apresenta alguns índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova. Os resultados apresentados na Figura 4.18 mostram um aumento na tensão cisalhante, quanto maior o valor da tensão normal aplicada na amostra. E, em termos de variação volumétrica, observa-se um comportamento compressível pronunciado durante o cisalhamento.

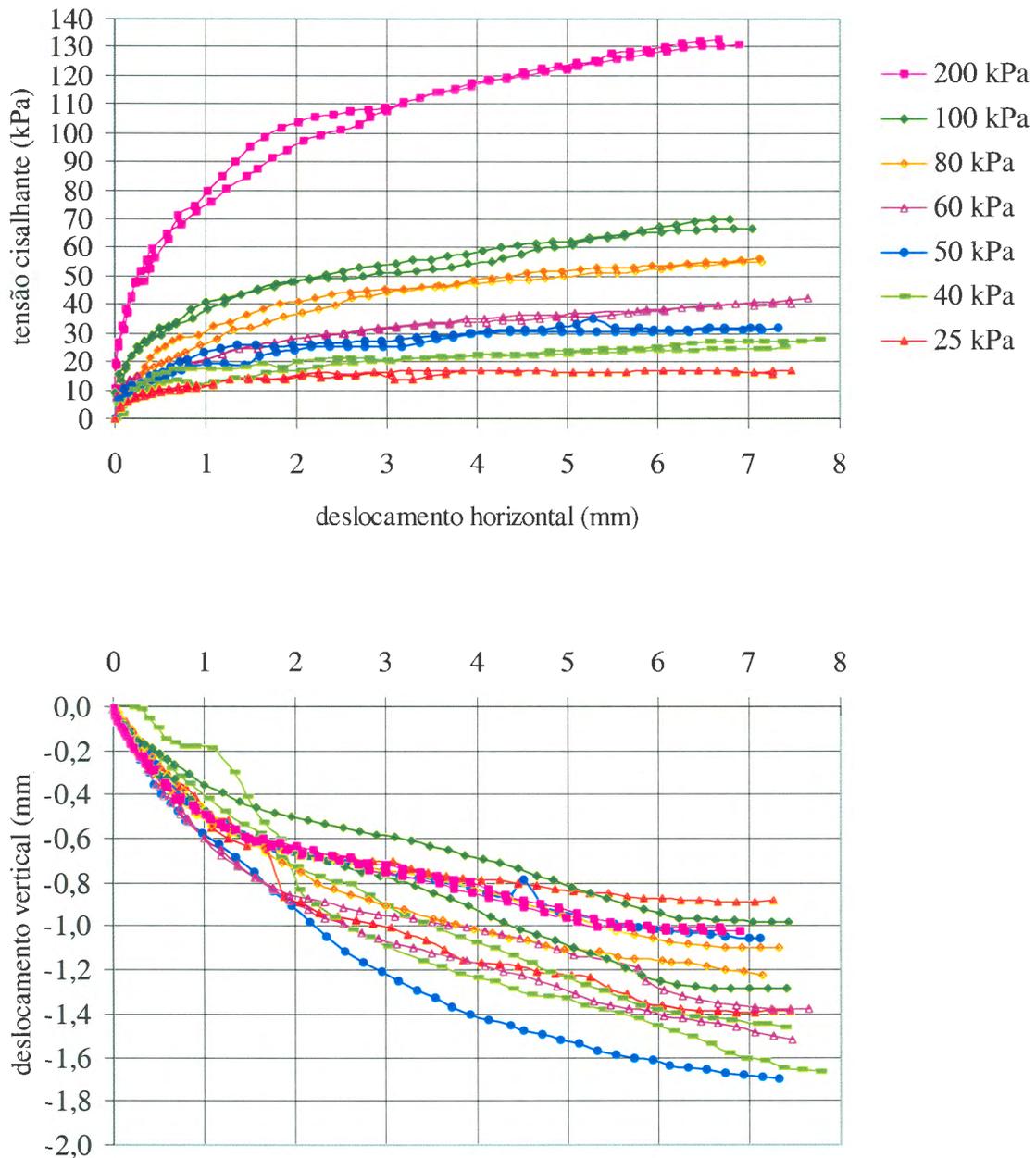


Figura 4.18 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória apresentada na Figura 4.19 são: $\phi = 34^\circ$ e $c = 0 \text{ kPa}$, sendo a envoltória linear. A configuração apresenta agente cimentante, porém devido ao elevado valor do índice de vazios (1,3), a coesão obtida nas amostras é nula.

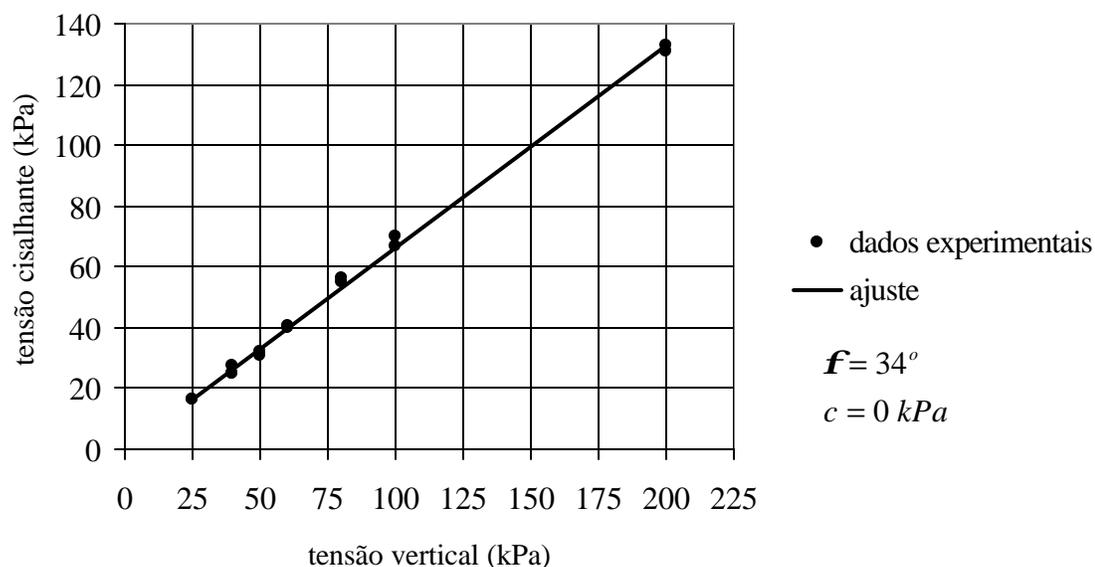


Figura 4.19 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido

Tabela 4.6 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento-poliestireno expandido antes e após o ensaio de cisalhamento direto

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial (wi) [%]	Índice de Vazios Inicial (eo)	Grau de Saturação Inicial (Sr ₀) [%]	Índice de Vazios Final (ef)
25	14,8	1,30	30,4	1,15
25	15,3	1,29	31,7	1,10
40	16,5	1,31	33,6	0,96
40	15,0	1,33	30,1	0,97
50	15,1	1,33	30,3	0,96
50	15,2	1,31	31,0	0,98
60	14,9	1,28	31,1	0,76
60	15,0	1,29	31,0	0,79
80	14,9	1,30	30,6	0,70
80	15,2	1,26	32,2	0,61
100	15,9	1,34	31,7	0,68
100	15,1	1,18	34,2	0,60
200	15,4	1,32	31,2	0,53
200	15,0	1,25	32,0	0,50

A Figura 4.20 ilustra a redução ocorrida no índice de vazios nas amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido durante os ensaios de cisalhamento direto. Nestes ensaios, obteve-se como resultado da etapa de carregamento vertical uma redução no índice de vazios das amostras, na etapa de inundação pode-se observar a ocorrência de colapso da estrutura, reduzindo ainda mais o índice de vazios, e na fase de cisalhamento houve, novamente, compressão das amostras chegando-se até um índice de vazios em torno de 0,6.

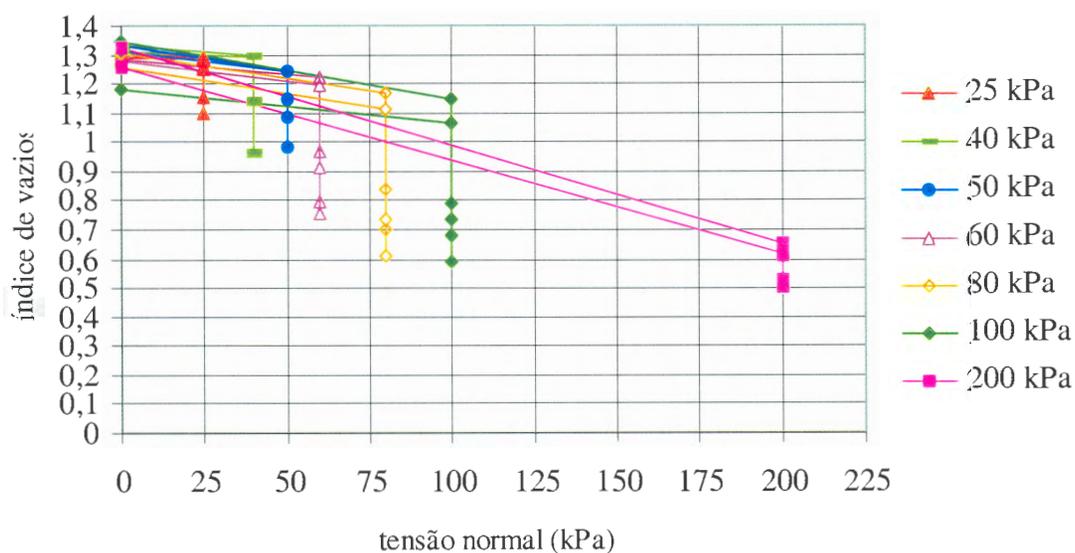


Figura 4.20 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido

d) Solo-poliestireno expandido

Foram ensaiadas 4 amostras na configuração solo-poliestireno expandido (Figura 4.21). Alguns dos índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova são apresentados na Tabela 4.7. A resistência ao cisalhamento cresce com o aumento da tensão normal aplicada na amostra, como pode ser observado na Figura 4.21. E, em termos de variação volumétrica, o comportamento das amostras se apresentou compressível.

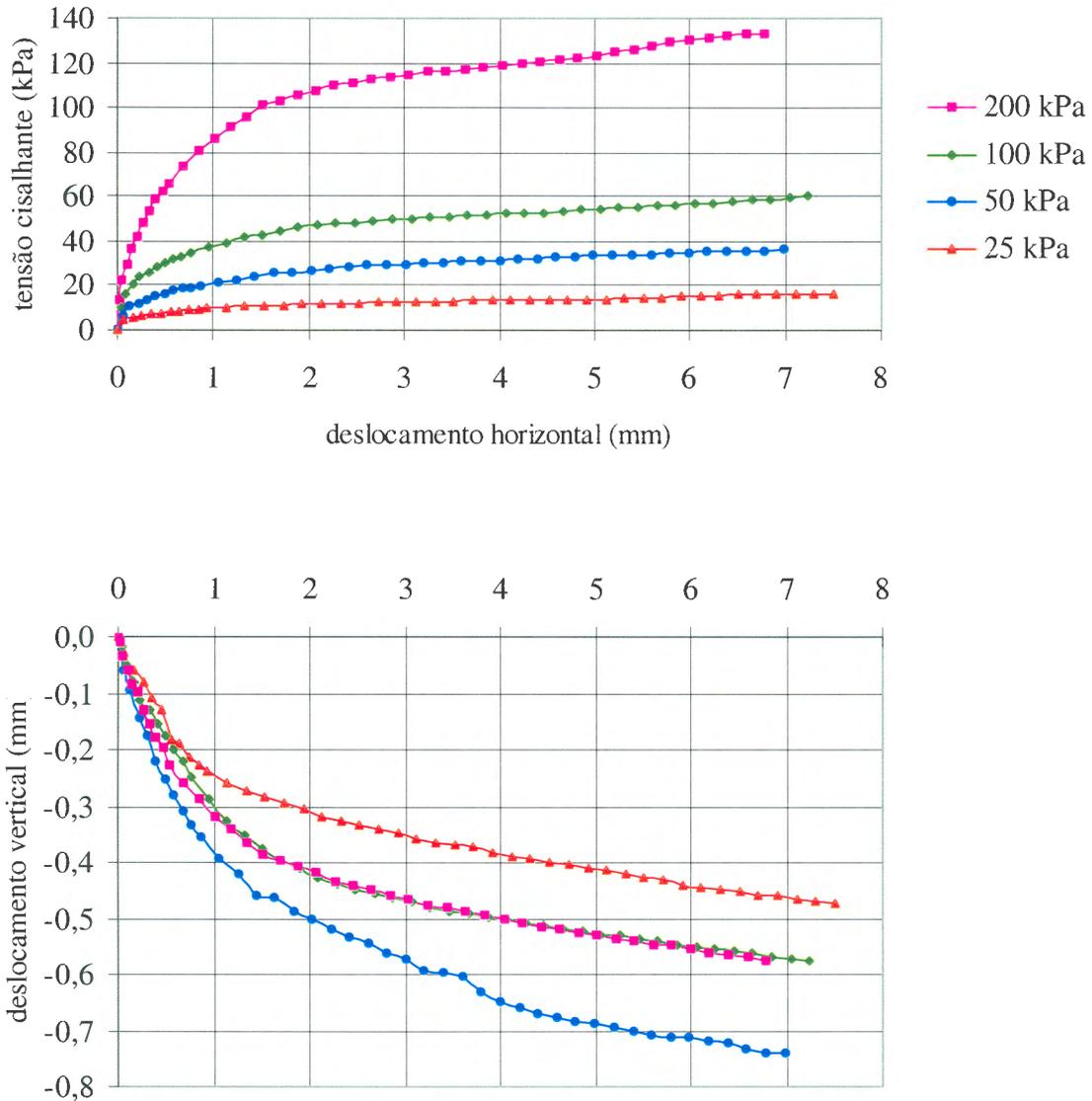


Figura 4.21 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-poliestireno expandido

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória apresentada na Figura 4.22 são: $\phi = 33^\circ$ e $c = 0 \text{ kPa}$, obtendo-se, novamente, uma envoltória linear e com coesão nula por não possuir agente cimentante.

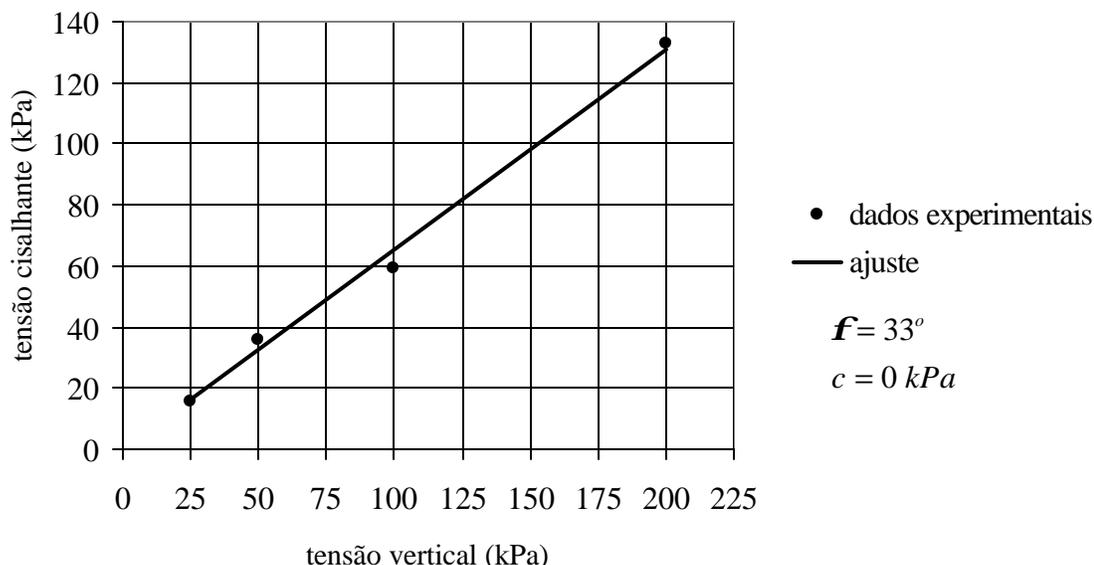


Figura 4.22 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo- poliestireno expandido

Tabela 4.7 –Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo -poliestireno expandido antes e após o ensaio de cisalhamento direto

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial (wi) [%]	Índice de Vazios Inicial (eo)	Grau de Saturação Inicial (Sr ₀) [%]	Índice de Vazios Final (ef)
25	15,7	1,27	33,0	0,45
50	15,3	1,25	32,7	0,57
100	16,7	1,31	34,0	0,49
200	15,9	1,30	32,7	0,38

Segue a representação da redução no índice de vazios nos ensaios de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-poliestireno expandido (Figura 4.23). Conforme pode ser observado na Figura 4.23, na etapa de carregamento vertical houve uma redução bastante significativa do índice de vazios das amostras, seguida de outra redução significativa na etapa de inundação, correspondendo ao colapso, e na etapa de cisalhamento a redução ocorrida já não se apresentou tão significativa. A variação volumétrica ocorrida para configuração solo-poliestireno expandido foi maior, em relação às configurações apresentadas nos itens (a), (b) e (c), devido ao elevado índice de vazios e a ausência de agente cimentante nesta configuração.

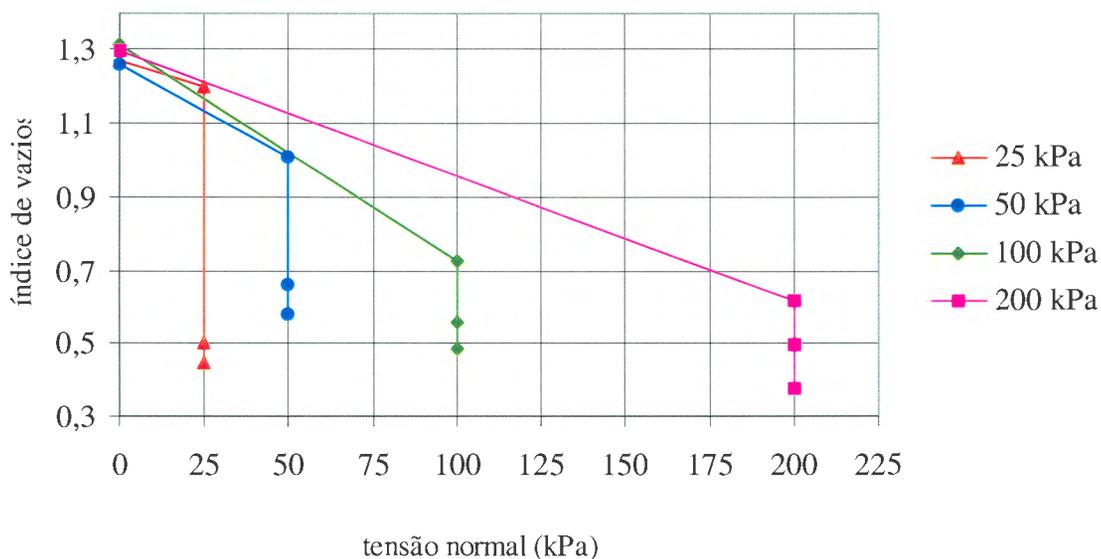


Figura 4.23 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo- poliestireno expandido

4.3.5 Ensaios edométricos

Para analisar as variações volumétricas, em condições saturadas e não saturadas, foram realizados ensaios edométricos. Foram utilizados dois tipos de oedômetros: convencional e com controle de sucção. Nos ensaios edométricos convencionais, a variável de tensão imposta foi a tensão vertical e, nos ensaios edométricos com sucção controlada, as variáveis impostas foram a tensão vertical e sucção.

4.3.5.1 Ensaio edométrico convencional

Os oedômetros empregados foram os de carga traseira, idealizados por Bishop, que pertencem ao tipo desenvolvido por Terzaghi e Casagrande, utilizados normalmente para ensaios de adensamento unidimensional. Os corpos-de-prova foram moldados em anéis metálicos de diâmetro interno de 5cm e altura de 2cm, curados por quatro dias e ensaiados na condição

inundada. Foram realizados 2 ensaios para cada configuração. As configurações foram: solo-cimento-poliestireno expandido com índice de vazios igual a 1,3; solo-cimento e solo com índice de vazios igual a 0,6. Os carregamentos verticais variaram de 25 a 800 kPa. Apenas para configuração solo-cimento-poliestireno, executaram-se 2 ensaios inundados, com tensão vertical inicial a 5 kPa até 60 kPa, com acréscimos de 5 em 5 kPa, objetivando localizar a tensão de pré-adensamento do material.

As curvas (σ_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras nas configurações solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento e solo estão apresentadas nas Figuras 4.24 e 4.25 e os índices físicos iniciais e finais são apresentados na Tabela 4.8.

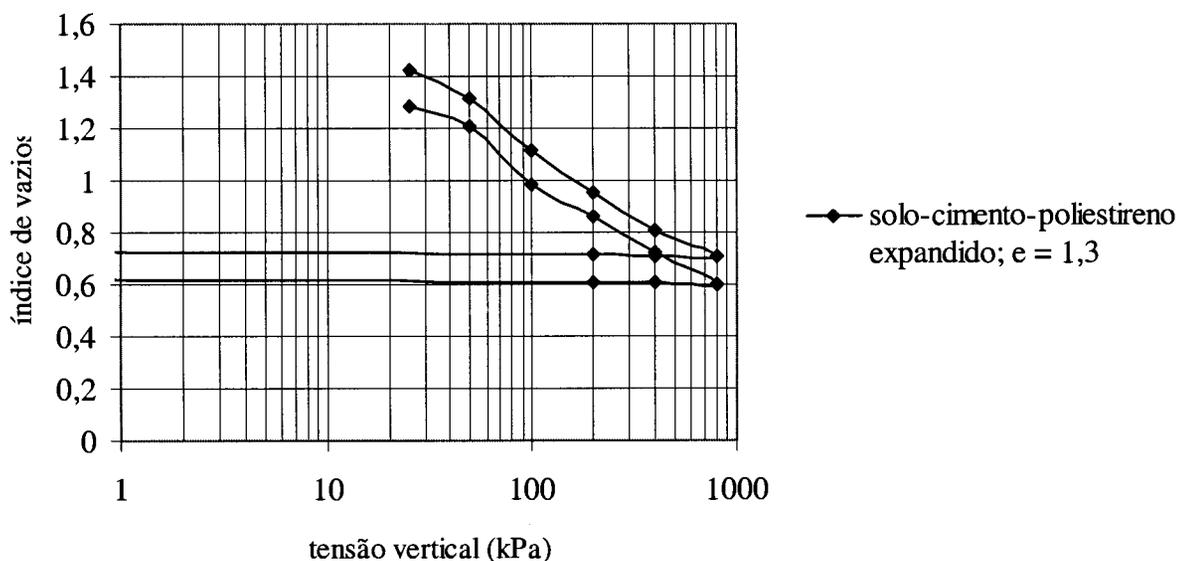


Figura 4.24 – Curvas (σ_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido

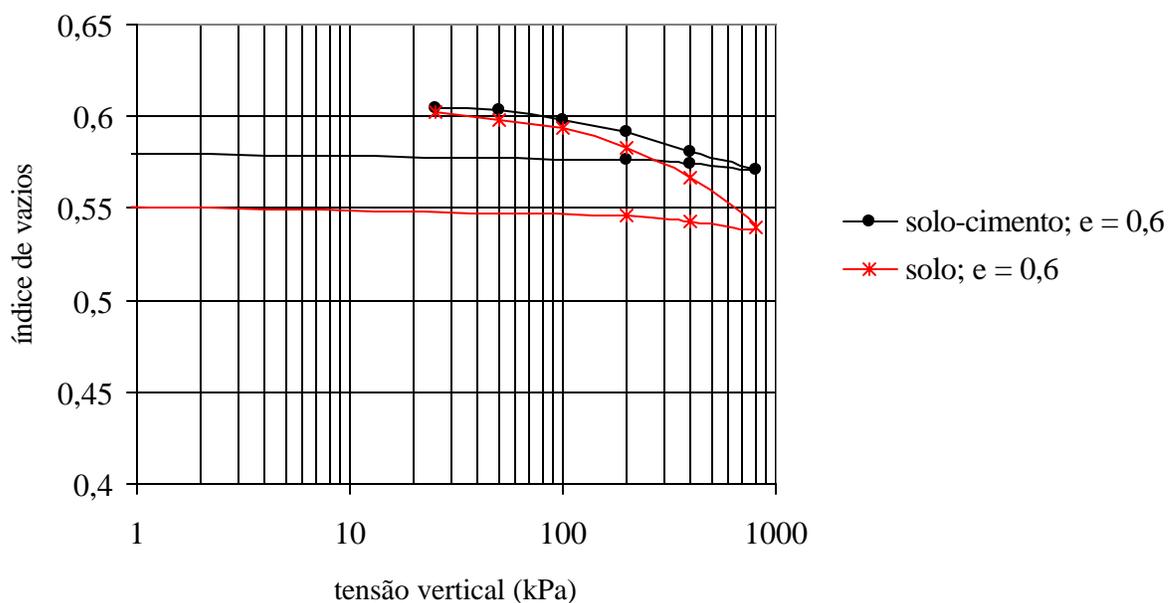


Figura 4.25 - Curvas (σ_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras na configuração solo-cimento e solo

Tabela 4.8 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos convencionais

Configuração	Umidade Inicial (wi) [%]	Índice de Vazios Inicial (eo)	Índice de Vazios Final Carregamento (ef _{carreg})	Grau de Saturação Inicial (Sr ₀) [%]	Índice de Vazios Final Descarregamento (ef _{descarreg})
solo-cimento-poliestireno	15,8	1,32	0,60	32,0	0,65
solo-cimento-poliestireno	15,5	1,32	0,57	31,4	0,60
solo-cimento	15,8	0,62	0,55	68,0	0,58
solo	15,9	0,61	0,54	69,6	0,56

A Figura 4.26 apresenta o resultado obtido em ensaio de adensamento convencional em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido para pequenos incrementos de carregamento vertical.

Os resultados obtidos dos ensaios para configuração solo-cimento-poliestireno expandido apresentaram uma variação no índice de vazios bastante significativa, partindo de um índice de

vazios inicial em torno de 1,3 e chegando a valores de índice de vazios, após o carregamento e descarregamento vertical, em torno de 0,6. Já os resultados obtidos dos ensaios para as configurações: solo-cimento e solo, apresentaram um variação volumétrica pouco significativa, estes partiam de um valor de índice de vazios inicial baixo, em torno de 0,6, e a redução apresentada foi em torno de 0,1. Esta pequena redução está relacionada com o valor muito baixo do índice de vazios inicial das amostras. As tensões aplicadas nos primeiros ensaios para configuração solo-cimento-poliestireno expandido foram muito elevadas, não permitindo a obtenção da tensão de pré-adensamento do material. Por isso, foram realizados os ensaios apresentados na Figura 4.26, e através destes pode-se observar que a tensão de pré-adensamento é aproximadamente 40 kPa.

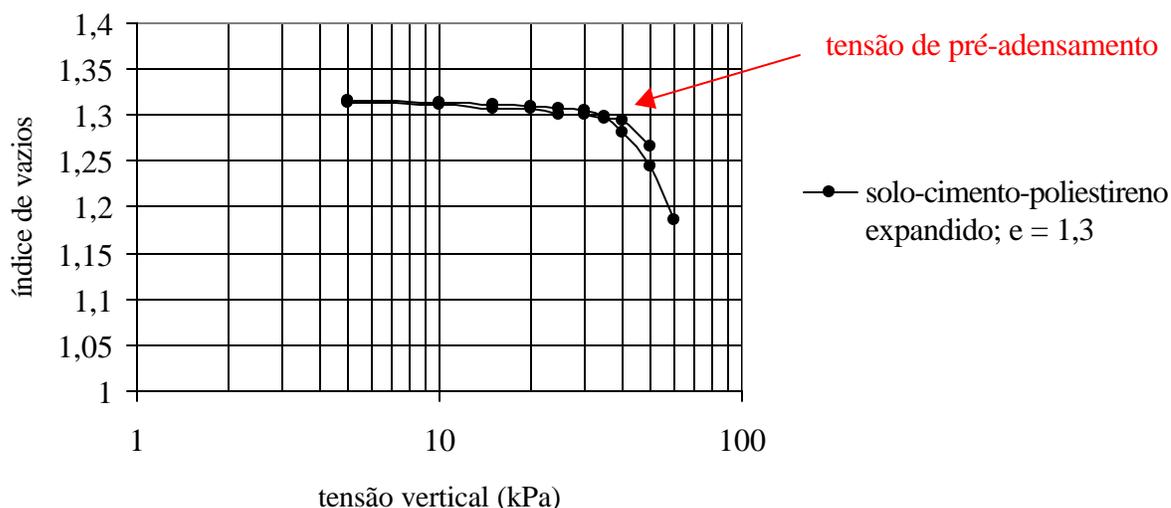


Figura 4.26 - Curvas (σ_v, e) obtidas nos ensaios edométricos convencionais em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido para pequenos incrementos de tensão vertical

4.3.5.2 Ensaio edométrico com controle de sucção

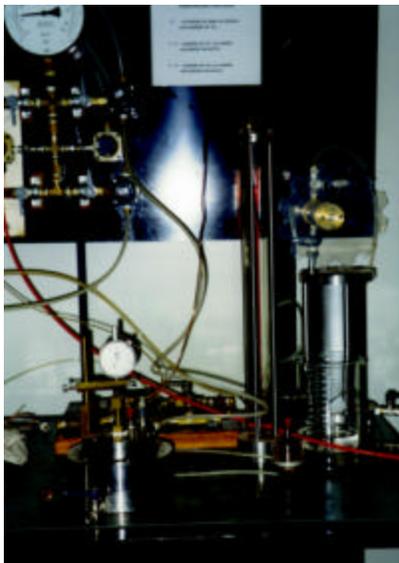
As células edométricas com controle de sucção empregadas são similares as utilizadas por Gehling (1994). A diferença existente está no modo de aplicação da pressão de água. Esta consiste em uma interface ar/água (bladder) ao invés de sistemas de potes de mercúrio. É um equipamento simples que permite conhecer o comportamento de um solo não saturado quanto à

variação de volume, controlando-se a sucção (s) e aplicando tensão vertical (\mathbf{s}_v). E assim, podendo realizar diferentes trajetórias de tensões no espaço (s, \mathbf{s}_v). O equipamento possui basicamente três partes principais, unidas por anéis vedantes com a finalidade de estanqueidade.

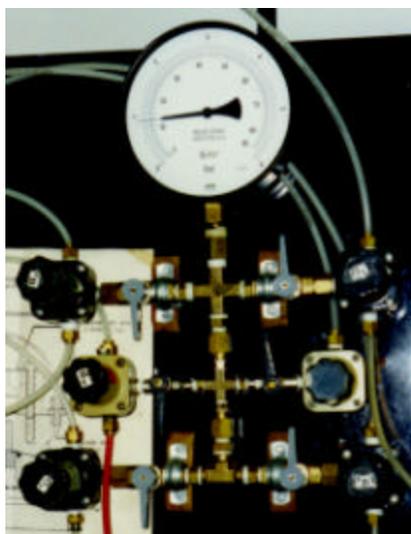
Kratz de Oliveira (1999) descreve que no corpo inferior de um dos oedômetros está instalada uma pedra porosa com alto valor de entrada de ar. E, no outro, uma membrana semipermeável de celofane que se apoia sobre uma pedra porosa, as quais se comunicam com o sistema de pressão de água. As membranas são permeáveis aos íons livres na água do solo, por consequência, em condições de equilíbrio, o que controla é a sucção mátrica. O autor também menciona, que na parte superior está conectado o sistema de pressão de ar regulado por um conjunto de manômetros que se ajustam a uma membrana de borracha. Esta permite formar uma câmara de ar. Através deste sistema, pode-se aplicar as pressões por meio de um disco de bronze, de mesmo diâmetro da amostra, distribuindo uniformemente a pressão aplicada. O disco de bronze está conectado com o pistão vertical e com sistema de pressão de ar. A diferença entre a pressão de ar e a pressão de água é a sucção ($u_a - u_w$) aplicada à amostra.

A amostra é colocada sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar ou da membrana semipermeável, confinada por anel de aço de 5 cm de diâmetro interno, 6,5 cm de diâmetro externo e 2 cm de altura, que se aloja no corpo central. Um disco com 5 cm de diâmetro é colocado sobre a amostra. Este é composto de pequenas esferas de alumínio solidarizadas e é muito permeável ao ar e à água.

A variação de altura, deformação, da amostra é controlada por um deflectômetro (0,01 mm) instalado na parte superior da célula em contato com o pistão de carga. A variação de volume é medida na base do equipamento mediante uma bureta graduada de 0,1 cm³ com capacidade de 5 cm³. A bureta permite avaliar o momento de equilíbrio da sucção imposta e visualizar de forma qualitativa a variação volumétrica. Este sistema é suscetível a pequenas variações volumétricas devido à variação da temperatura ambiente e à possíveis vazamentos não perceptíveis, podendo produzir erros nas leituras. Uma descrição do esquema da célula e seus equipamentos auxiliares encontra-se na dissertação de Kratz de Oliveira (1999).



Vista geral do aparato de ensaio



Detalhe do registros



Detalhe da célula edométrica

Figura 4.27 – Aparato utilizado nos ensaios edométricos com controle de sucção

A Figura 4.28 apresenta os resultados obtidos em ensaios edométricos com sucção controlada, em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido, para valores de sucção constantes e iguais a 50, 100 e 200 kPa. A Tabela 4.9 mostra os índices físicos iniciais e finais das amostras.

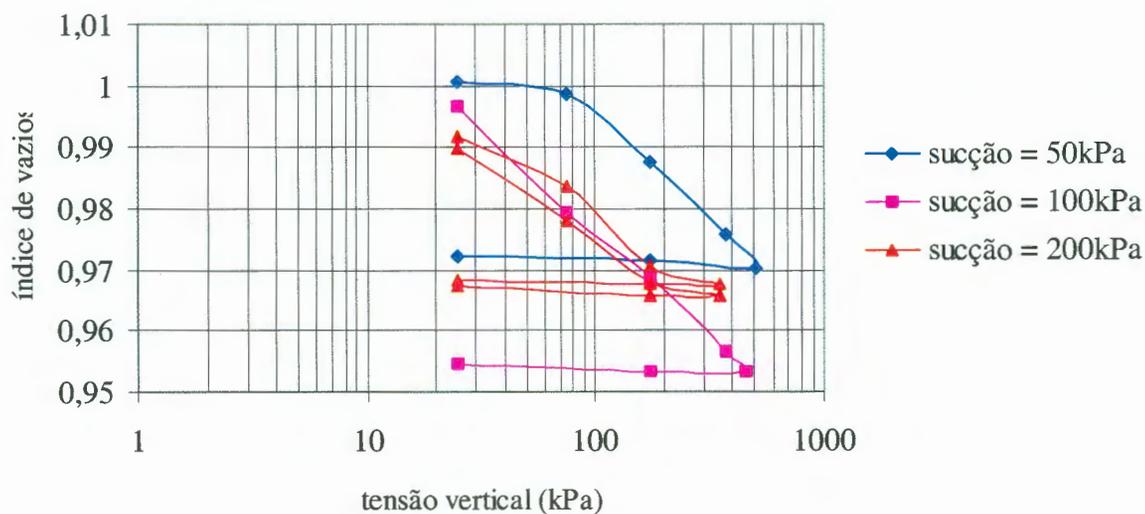


Figura 4.28 - Curvas (σ_v, e) obtidas nos ensaios edométricos com controle de sucção em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido

Conforme mostra a Figura 4.28 a redução volumétrica nos ensaios edométricos com sucção controlada foi muito pequena devido a imposição de sucção ao longo destes ensaios. Pode-se observar, também, uma diferença no comportamento tensão-deformação entre o ensaio com sucção constante e igual a 50 kPa, que representou uma inflexão na curva índice de vazios *versus* tensão vertical, e os ensaios com sucção constante e iguais a 100 e 200 kPa, onde não se observa tensão de pré-adensamento.

Tabela 4.9 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com sucção controlada

Sucção [kPa]	Umidade Inicial (wi) [%]	Índice de Vazios Inicial (eo)	Índice de Vazios Final Carregamento (ef _{carreg})	Índice de Vazios Final Descarregamento (ef _{descarreg})
50	15,6	1,445	1,402	1,406
100	15,5	1,450	1,382	1,384
200	16,1	1,456	1,409	1,411
200	16,1	1,461	1,411	1,413

Outros ensaios edométricos com sucção controlada foram realizados seguindo as trajetórias apresentadas na Figura 4.29.

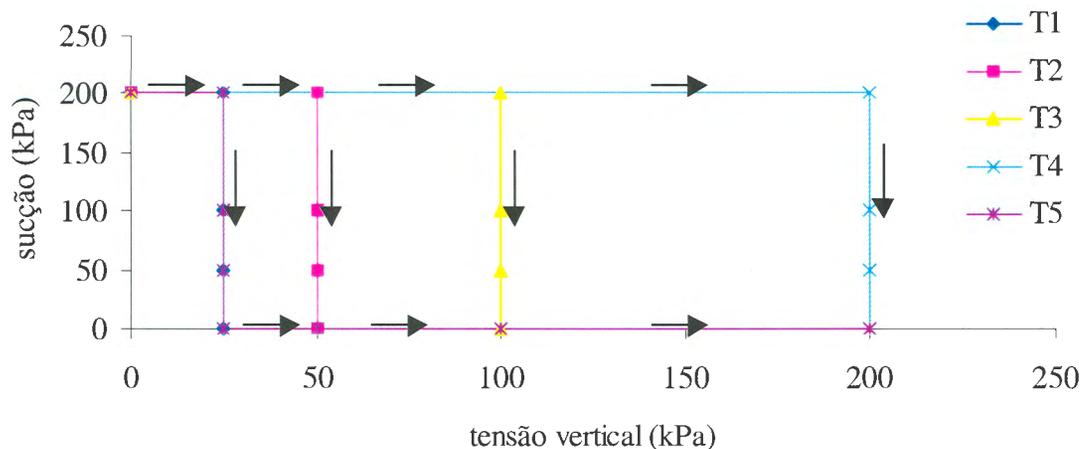


Figura 4.29 – Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios edométricos com controle de sucção

T1 = ensaio inicia com a equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após segue-se com carregamento vertical de 25 kPa. A cada 3 dias a sucção é reduzida até se chegar em 0 kPa.

T2 = ensaio inicia com a equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após segue-se com carregamento vertical de 50 kPa. A cada 3 dias a sucção é reduzida até se chegar em 0 kPa.

T3 = ensaio inicia com a equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após segue-se com carregamento vertical de 100 kPa. A cada 3 dias a sucção é reduzida até se chegar em 0 kPa

T4 = ensaio inicia com a equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após segue-se com carregamento vertical de 200 kPa. A cada 3 dias a sucção é reduzida até se chegar em 0 kPa

T5 = ensaio inicia com a equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após segue-se com carregamento vertical de 20 kPa. A cada 3 dias a sucção é reduzida até se chegar em 0 kPa. Após inicia-se com o carregamento vertical, até o limite do equipamento, e segue-se com o descarregamento.

A variação ocorrida no índice de vazios, nos ensaios edométricos com sucção controlada que seguiram as trajetórias descritas na Figura 4.29, é ilustrada pela Figura 4.30. Observando os resultados apresentados na Figura 4.30, verifica-se que quanto menor o valor do carregamento vertical aplicado, menor é a variação volumétrica causada pelo mesmo e mais elevada é a redução volumétrica gerada pela diminuição da sucção atuante de 200 até 100 kPa. É interessante observar que a redução da sucção imposta, de 100 para 0 kPa, gera uma variação no índice de vazios muito pequena e, no caso do carregamento vertical igual 200 kPa, a redução do índice de vazios se dá, de forma mais significativa, pela atuação da carga vertical.

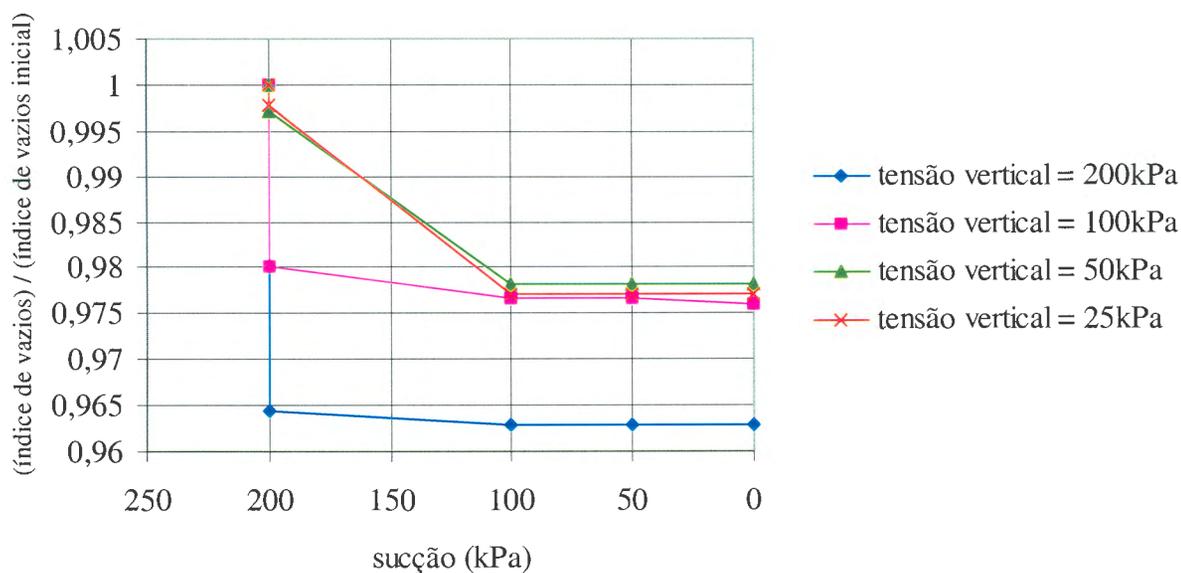


Figura 4.30 – Variação no índice de vazios durante ensaios edométricos com controle de sucção

Os índices físicos iniciais e finais das amostras ensaiadas estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com controle de sucção

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial (w_i) [%]	Índice de Vazios Inicial (e_o)	Índice de Vazios Final Carreg. Vertical(e_{f_{carreg}})	Índice de Vazios Final, (u_a – u_w) = 0 (e_{f_{(ua-uw)=0}})
25	16,0	1,392	1,389	1,360
50	16,0	1,423	1,419	1,392
100	16,3	1,412	1,384	1,378
200	15,9	1,403	1,353	1,351

5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os resultados da curva característica do material, dos ensaios de compressão simples, ensaios de permeabilidade, ensaios de cisalhamento direto e ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada e executados no presente trabalho. Os ensaios de compressão não confinada objetivam verificar a reprodutibilidade das amostras moldadas pela técnica desenvolvida, a coerência nos valores de resistência obtidos, bem como auxiliar na escolha do tempo de cura adotado na pesquisa. Os ensaios de condutividade hidráulica também auxiliaram na verificação da reprodutibilidade, além de fornecerem o coeficiente de permeabilidade para diferentes tamanhos de poros. Através dos ensaios de cisalhamento direto pode-se analisar o potencial de colapso das diferentes configurações estudadas, além das envoltórias de rupturas obtidas.

Os ensaios de cisalhamento direto possibilitaram uma análise pela teoria de Estado Crítico. Esta análise é descrita e desenvolvida neste capítulo, lembrando que a base teórica foi introduzida no Capítulo 2. Os resultados dos ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada, também, serviram de base para a análise.

5.1 Análise Qualitativa

5.1.1 Curva característica do material

A curva obtida não apresentou histerese por ser um material arenoso e, ao mesmo tempo, pela alta permeabilidade do mesmo. A faixa de interesse para análise das sucções, até 200 kPa, apresentou grau de saturação variando de aproximadamente 45 % até 30 %. É interessante salientar que para um grau de saturação de 100 % a umidade gravimétrica equivalente é 48,7 %.

5.1.2 Ensaios de compressão não-confinada

Plotando-se os resultados obtidos, para diferentes valores de índice de vazios, conjuntamente (Figura 5.1), observa-se que quanto menor o índice de vazios de uma amostra maior será sua resistência à compressão não confinada para um mesmo tempo de cura. Além disso, nota-se que para configuração solo-cimento-poliestireno expandido ($e = 1,3$), a partir de 4 dias de cura o ganho de resistência para 5 e 6 dias é pequeno. Não foi possível ensaiar esta configuração sem deixar curar, a amostra quebrava-se na retirada do molde. Já para configuração solo-cimento ($e = 0,6$) foi possível e pode-se observar que com apenas 1 dia de cura obtem-se um ganho significativo na resistência à compressão simples.

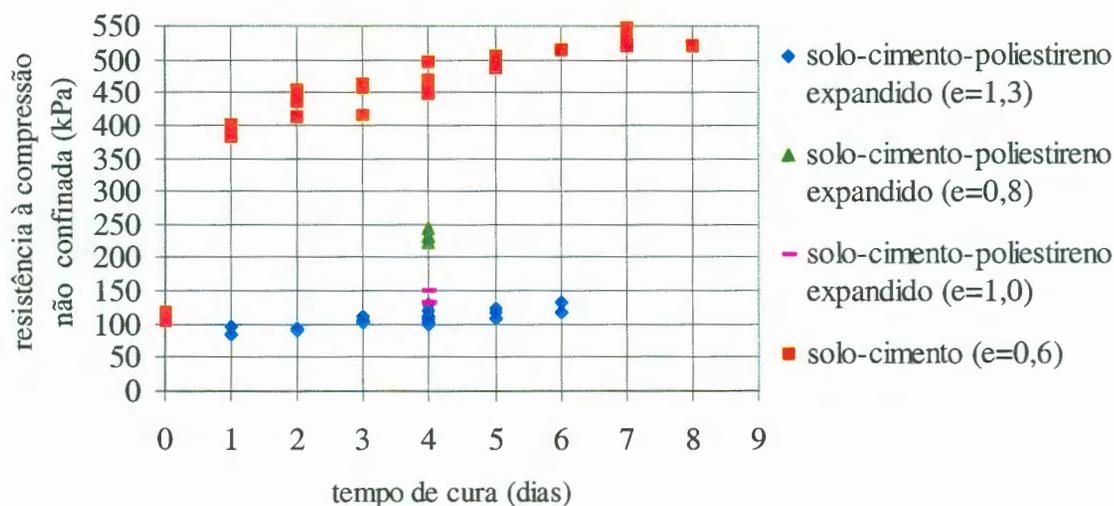


Figura 5.1 – Relação entre o tempo de cura e a resistência à compressão simples para diferentes índices de vazios

A Figura 5.2 correlaciona os resultados obtidos para tempo de cura igual a 4 dias para amostras com diferentes índices de vazios. Observa-se que quanto menor o índice de vazios, mais pronunciado é o ganho de resistência à compressão simples apresentado. Portanto, para amostras com índice de vazios menores que 1, a resistência à compressão não confinada obtida possui um valor significativamente maior que para as amostras com $e = 1,3$. A Figura 5.2 permite ainda identificar, de forma inequívoca, que o índice de vazios da amostra é determinante na estimativa de resistência.

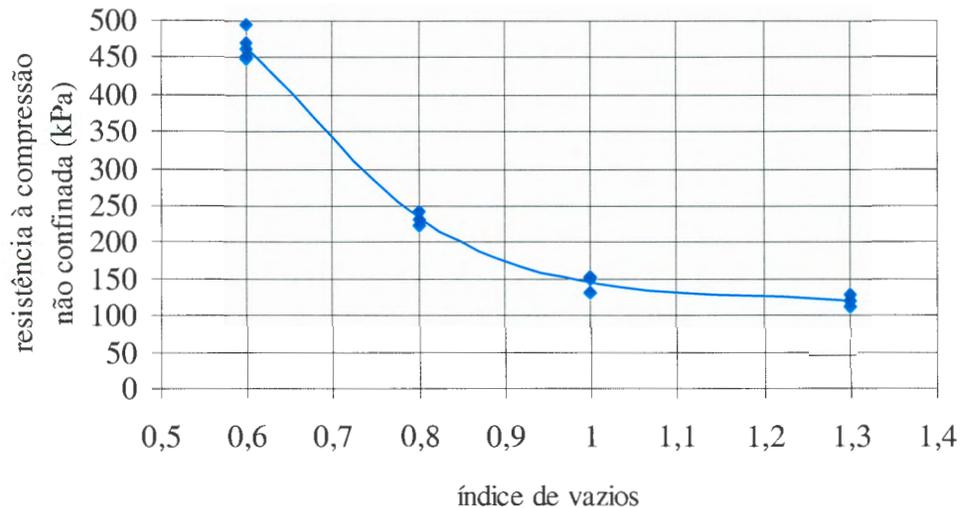


Figura 5.2 – Relação entre o índice de vazios e a resistência à compressão simples

Estes ensaios permitiram ainda verificar, a reprodutibilidade dos corpos-de-prova moldados com a técnica desenvolvida na presente pesquisa, sendo os resultados considerados adequados para o estudo paramétrico de propriedades de solos com diferentes índices de vazios.

5.1.3 Ensaios de permeabilidade

Pode-se analisar os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade para três tamanhos de partículas de poliestireno expandido (Figura 4.8) e compará-los com os obtidos nos ensaios de compressão simples (Figura 4.7), também para os três tamanhos de poros. Através desta comparação observou-se que não há uma influência significativa no tamanhos das partículas estudadas em termos de coeficiente de condutividade hidráulica e resistência à compressão não confinada para tempo de cura igual a 4 dias. Observa-se, para os três tamanhos de poros, uma redução no coeficiente de condutividade hidráulica com o aumento da tensão vertical aplicada (variando de 25 kPa até 100 kPa), sendo esta redução, em média, de aproximadamente 0,6 m/s. A partir desta conclusão, adotou-se o tamanho médio de partícula ensaiado como o padrão da pesquisa. Outra observação importante foi que mesmo com a introdução das partículas de poliestireno, para se obter amostras com elevado índice de vazios, o valor do coeficiente de permeabilidade obtido foi bastante elevado e coerente com o esperado para um material com este

valor de índice de vazios, isto é, o poliestireno não obstrui a passagem de água e não afeta a permeabilidade das amostras.

5.1.4 Ensaio de cisalhamento direto

Nesta seção são analisadas as envoltórias de ruptura obtidas, as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, as curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal e as curvas que mostram a variação do índice de vazios ao longo dos ensaios apresentadas no item 4.3.3 do Capítulo 4. Além disso, faz-se uma análise do potencial de colapso das configurações estudadas.

5.1.4.1 Envoltórias de ruptura

Para determinação das envoltórias de ruptura (Figura 5.3) utilizou-se o critério da tensão cisalhante máxima obtida para cada nível de tensão, que equivale a uma deformação horizontal de aproximadamente 8mm. A exceção foi para a configuração solo-cimento que apresentou um pico de resistência ao cisalhamento seguido de um patamar de resistência residual. Para este caso, foi construída uma envoltória de resistência de pico, a partir das resistências de pico, e uma envoltória de resistência residual, com os valores de resistência obtidos no patamar de resistência equivalendo a uma deformação horizontal de aproximadamente 8mm.

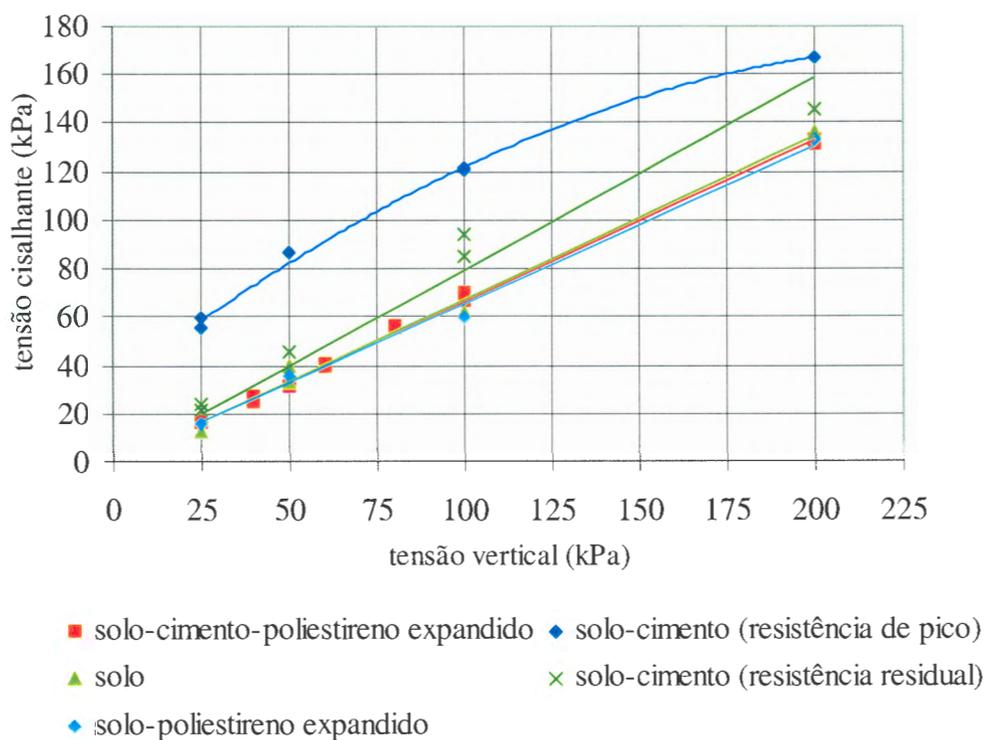


Figura 5.3 – Envoltórias de ruptura obtidas dos ensaios de cisalhamento direto para todas configurações

Analisando-se os valores apresentados na Tabela 5.1, observa-se que não há variação significativa de ângulo de atrito interno para as diferentes configurações dos materiais. No caso da configuração solo-cimento, existe uma coesão elevada, correspondente à envoltória de resistência de pico. Para esta configuração, o agente cimentante gera a coesão e, ao longo do cisalhamento, ocorre quebra da estrutura cimentante da amostra, provocando uma queda da resistência ao cisalhamento até um patamar de resistência residual, correspondente a envoltória de resistência residual. As configurações solo-cimento-poliestireno expandido e solo-poliestireno expandido não apresentam coesão por se tratarem de índice de vazios elevado.

Tabela 5.1 – Dados obtidos das envoltórias de ruptura

Configuração	f' (°)	c' (kPa)
solo	34	0
solo-cimento (resistência residual)	38	0
solo-cimento (resistência pico)	32	32
solo-cimento- poliestireno	34	0
solo-poliestireno	33	0

5.1.4.2 Potencial de Colapso

A análise do potencial de colapso do material seguiu o procedimento descrito no item 2.1.4 do Capítulo 2. Seguindo-se uma definição rigorosa, apenas a deformação por colapso (isto é, a variação de volume ocorrida pela saturação) deveria ser considerada. Porém, a observação das três parcelas de deformação combinadas permite estabelecer algumas considerações interessantes e enriquecedoras, ao menos na determinação qualitativa de comportamento. Pode-se observar, nas Figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7, a deformação total ocorrida para cada nível de tensão e, ao mesmo tempo, visualizar as parcelas que a compõem (deformação por colapso e deformação por carregamento). Assim é possível conhecer o comportamento em termos de tensão normal *versus* variação volumétrica, diferenciando as parcelas de colapso e carregamento.

a) Solo

Observando-se a Figura 5.4, nota-se que o potencial de colapso é muito pequeno, apresentando valores mais significativos para as tensões normais de 50 e 200 kPa. É interessante observar que para configuração solo as amostras praticamente não apresentaram colapso. A deformação ocorrida por carregamento vertical foi crescente com a tensão normal.

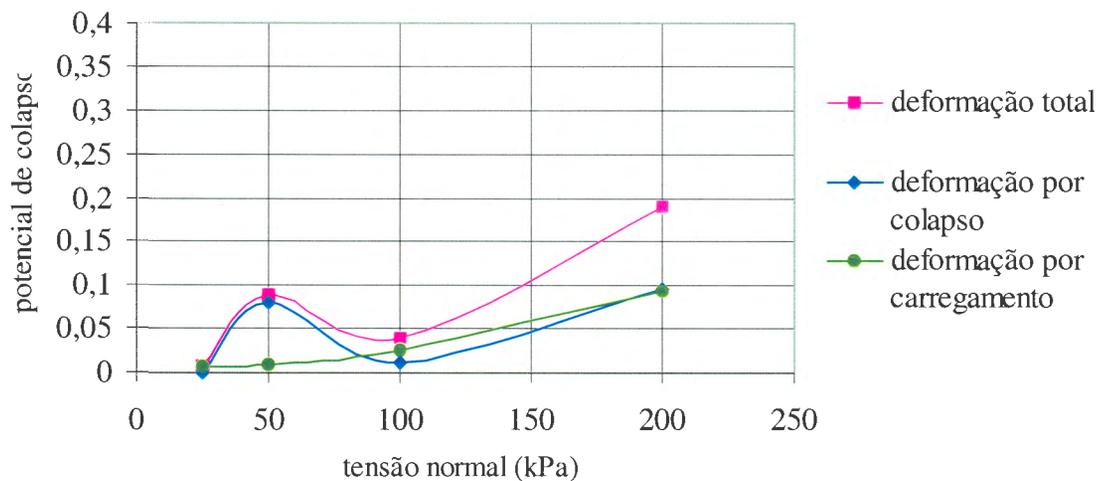


Figura 5.4 – Potencial de colapso para configuração solo

b) Solo-cimento

Analisando-se a Figura 5.5, observa-se que as amostras ensaiadas, na configuração solo-cimento, praticamente não apresentaram colapso. Observa-se, também, que a deformação por carregamento vertical aumentou com o crescimento da tensão normal aplicada ao corpo-se-prova. Com a adição do agente cimentante, a estrutura do material torna-se mais resistente e reduz o potencial de colapso.

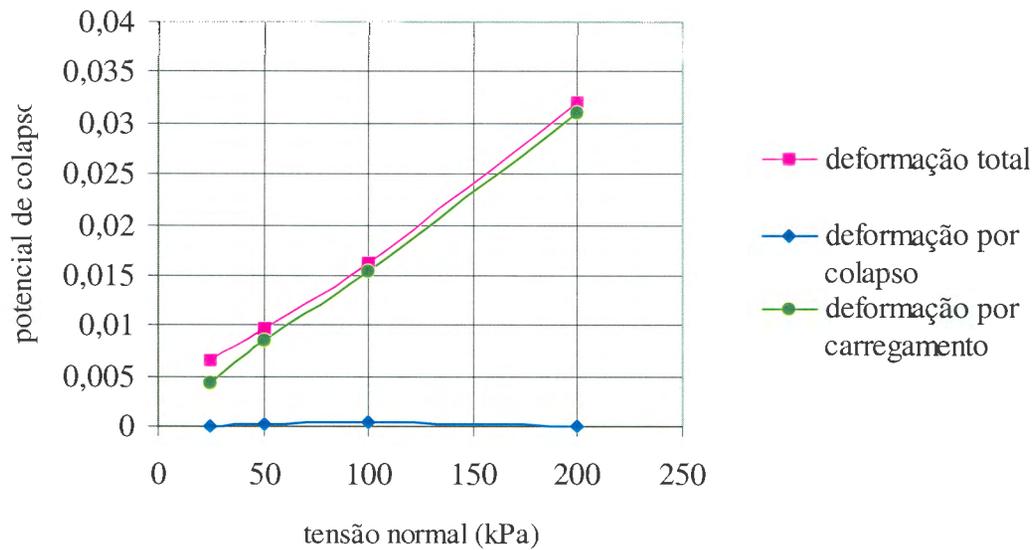


Figura 5.5 – Potencial de colapso para configuração solo-cimento

c) Solo-cimento-poliestireno expandido

A Figura 5.6 apresenta o potencial de colapso da configuração solo-cimento-poliestireno expandido. Observa-se que para tensão normal de 25 kPa o colapso ocorrido foi pouco significativo. Com o aumento da tensão normal, apresenta-se um crescimento no potencial de colapso, até a tensão de aproximadamente 90 kPa, seguido de uma queda bastante brusca até se chegar na tensão normal de 200 kPa. A deformação gerada pelo carregamento vertical cresceu com o aumento da tensão normal aplicada. O teor de cimento introduzido, nesta configuração, produz uma estrutura meta-estável que apresenta uma quebra quando ocorre a inundação (colapso).

Os resultados dos ensaios demonstram haver uma tensão vertical de inundação que provoca um colapso máximo. O potencial de colapso aumenta com a tensão de inundação até um ponto de máximo e, após, decresce. Este comportamento também foi observado por Balmaceda (1991) e Futai (1997). A partir desta concordância, pode-se fazer as seguintes considerações: o uso de poliestireno expandido para obtenção de amostras com elevado índice de vazios conduz a resultados similares aos obtidos com amostras de solos colapsíveis naturais e a técnica desenvolvida permite obter amostras com as características que forem de interesse (valor do

índice de vazios e teor de cimentação variáveis), sendo isto uma vantagem em relação a solos colapsíveis naturais que apresentam uma estrutura complexa sem a possibilidade de variação de parâmetros característicos. Esta pesquisa permite a realização de uma análise paramétrica.

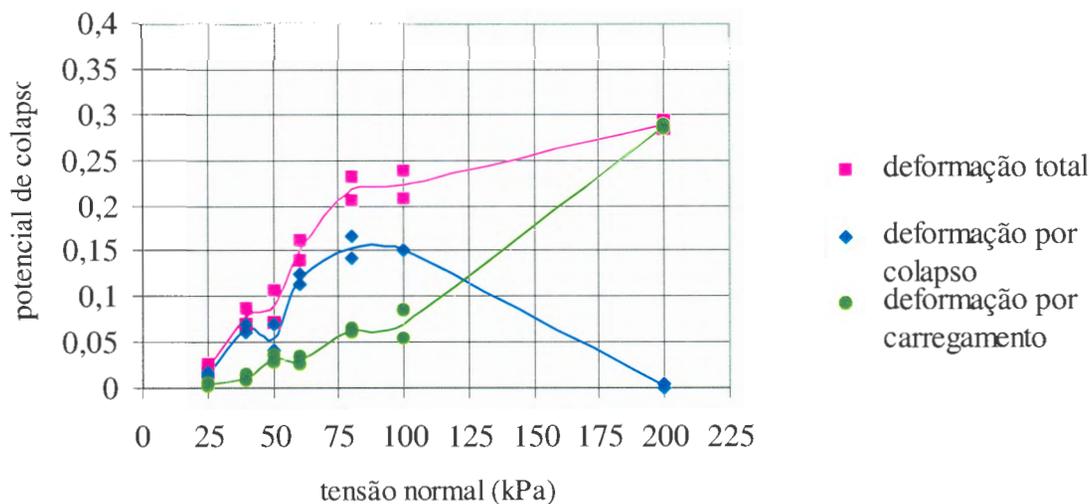


Figura 5.6 – Potencial de colapso da configuração solo-cimento-poliestireno expandido

d) Solo-poliestireno expandido

A Figura 5.7 mostra que o potencial de colapso da configuração solo-poliestireno expandido diminui com o aumento da tensão normal aplicada e ocorre o processo inverso com a deformação por carregamento vertical (isto é, a deformação por carregamento vertical cresce com o aumento da tensão normal aplicada). A ausência da parcela de cimentação produz uma estrutura menos resistente.

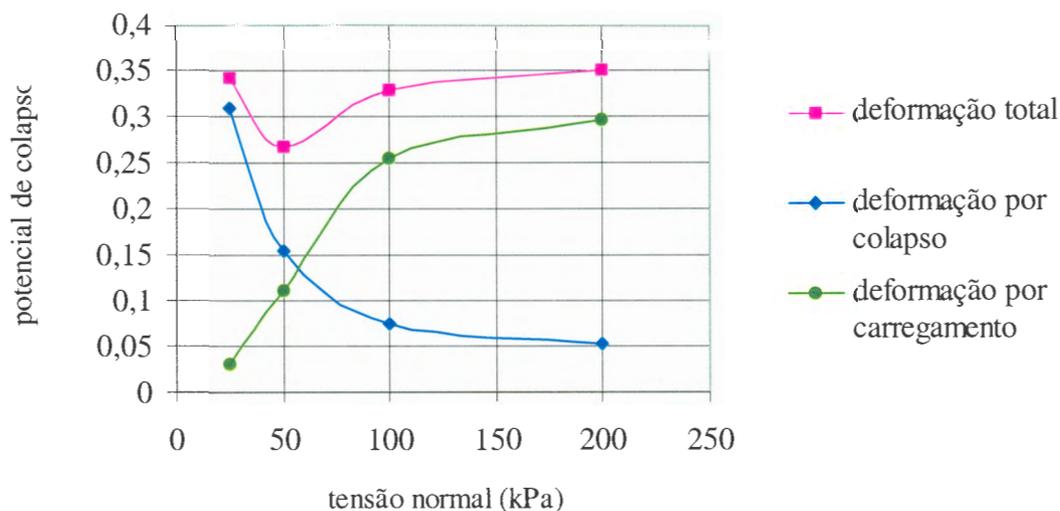


Figura 5.7 – Potencial de colapso para configuração solo-poliestireno expandido

5.1.5 Ensaio edométricos

5.1.5.1 Oedômetro convencional

Nos primeiros ensaios realizados em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido, iniciou-se o carregamento vertical com uma tensão de 50 kPa porém para este nível de carregamento não foi possível obter o valor da tensão de pré-adensamento do solo. Por isso, outros dois ensaios, para a mesma configuração de amostra, foram executados iniciando-se o carregamento vertical com 5 kPa e seguindo com 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 e 60 kPa. Com os resultados destes últimos dois ensaios, foi possível determinar o valor da tensão de pré-adensamento como sendo aproximadamente 40 kPa.

5.1.5.2 Oedômetro com controle de sucção

Os resultados obtidos destes ensaios com sucção constante auxiliam a fundamentação do comportamento do material. As etapas de carregamento estão apresentadas na Figura 4.27 do capítulo anterior e apresentadas na análise pela teoria de Estado Crítico na Figura 5.12. E os resultados obtidos seguindo as trajetórias representadas na Figura 4.28 do Capítulo 4 dão uma

noção da importância de se conhecer o comportamento do material quando saturado, partindo-se de diferentes valores de sucção. Para uma correta interpretação deste comportamento é necessária uma pesquisa mais ampla e aprofundada da resposta do material colapsível seguindo diversas trajetórias de tensões de interesse, que não era objetivo desta pesquisa. Propõe-se este estudo para uma continuação desta pesquisa, a nível de doutorado.

5.1.6 Comentários finais

O trabalho desenvolvido até este item constitui-se na base da proposta inicial desta dissertação. Desejava-se conhecer as parcelas que influenciam o fenômeno de colapso do solo. Pôde-se verificar uma influência muito significativa do índice de vazios, influência do agente cimentante e da sucção a qual a amostra está submetida. Observou-se que o colapso ocorre em casos onde o índice de vazios é elevado e não observado em amostras com índices de vazios menores. O material estudado apresentou colapso significativo para índice de vazios igual a 1,3 e não apresentou para 0,6. O agente cimentante, também, mostrou-se de grande influência na ocorrência de colapso, quando combinado com elevado índice de vazios. A presença da cimentação produz uma estrutura meta-estável cuja quebra caracteriza justamente o fenômeno de colapso. A aplicação de sucção representou um ganho de resistência do material, ou seja, a sucção decorrente da presença de meniscos capilares produz uma “coesão aparente” que auxilia na preservação da estrutura original do solo e inibe o colapso. No item 5.2, apresenta-se uma análise pela teoria de Estado Crítico que não fazia parte da proposta inicial de pesquisa.

5.2 Análise pela Teoria de Estado Crítico

A análise qualitativa dos resultados experimentais permitiu a identificação dos vários aspectos que controlam o comportamento dos solos colapsíveis. A observação deste comportamento sugere ainda que, independente do estado inicial, as amostras atingem, após o colapso, uma mesma condição de estado último. Por este motivo, procura-se neste trabalho descrever o fenômeno de colapso com base na teoria de Estado Crítico, levando-se em consideração que para uma análise mais completa e profunda seriam necessários ensaios triaxiais.

A partir da análise das envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, para solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento, solo-poliestireno expandido e solo, admitiu-se como referência a envoltória obtida para configuração solo-cimento-poliestireno expandido ($t = 0,666 \cdot s$ - Equação 5.1). Conhecendo-se os valores de tensão normal (s) aplicados pode-se determinar as tensões cisalhantes (t) associadas. Para tanto, determinou-se os valores de s_1 e s_3 , obtidos da seguinte forma: dada uma envoltória de ruptura e o ângulo de atrito interno (f) de um solo, para cada valor de (s, t) obtêm-se s_1 e s_3 correspondentes, como ilustra a Figura 5.8.

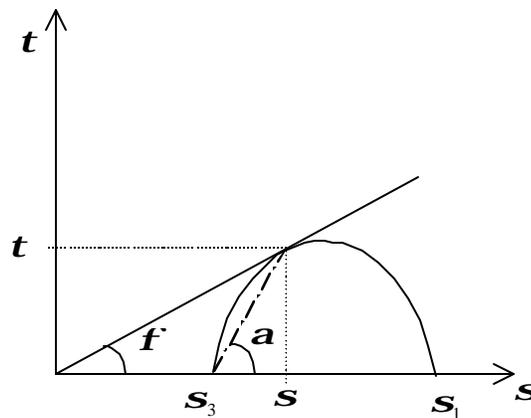


Figura 5.8 – Envoltória de ruptura no espaço $s : t$

$$a = 45^\circ + \frac{f}{2} \quad (\text{Equação 5.2})$$

$$s_3 = s - \frac{t}{\operatorname{tg}(a)} \quad (\text{Equação 5.3})$$

$$s_1 = s_3 \cdot \left(\frac{1 + \operatorname{sen}(f)}{1 - \operatorname{sen}(f)} \right) \quad (\text{Equação 5.4})$$

Assim, determinou-se o valor de s_1 e s_3 para os valores de tensão normal e cisalhante conhecidos. É possível, com estes valores, construir o gráfico a seguir (Figura 5.9), calculando-se p' e q através das Equações 5.5 e 5.6.

$$p' = \frac{1}{3} \cdot (s_1 + 2 \cdot s_3) - u_a \quad (\text{Equação 5.5})$$

onde: u_a é a poro-pressão de ar.

$$q = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ (Equação 5.6)}$$

Estes ensaios realizados foram de cisalhamento direto e, para ser possível a análise pela teoria de Estado Crítico, considerou-se o plano octaédrico de tensões no qual o valor de k_0 é adotado como unitário. Esta mesma consideração tem sido realizada por diferentes autores quando da interpretação de ensaios de cisalhamento direto e edométricos (Gehling, 1994; Balmaceda, 1991). A consideração é uma simplificação adotada para possibilitar a análise.

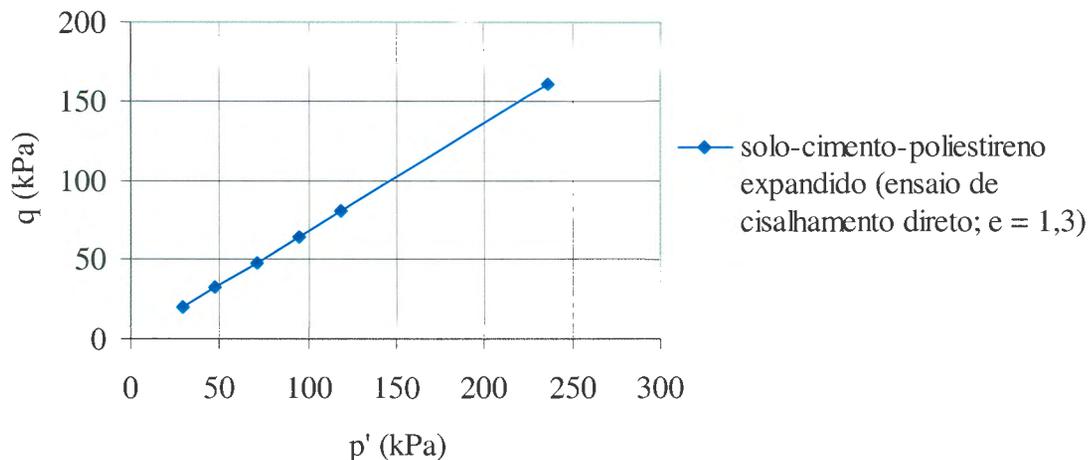


Figura 5.9 – Espaço $p':q$

A projeção da Linha de Estado Crítico é dada por: $q = M \cdot p'$. Para o caso em estudo, obteve-se: $q = 0,681 \cdot p'$ (Equação 5.7).

Outro resultado obtido do ensaio de cisalhamento direto foi o valor correspondente ao índice de vazios final dos corpos-de-prova, ao final do cisalhamento. Conhecendo-se o índice de vazios (e) pode-se calcular o volume específico (v). Esse valor correlacionado com p' permite construir o gráfico representado pela Figura 5.10.

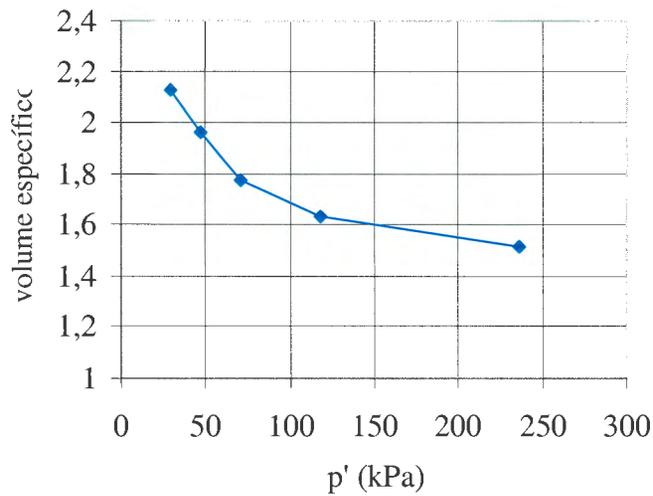


Figura 5.10 – Espaço $p':v$

As envoltórias apresentadas nas Figuras 5.9 e 5.10 constituem-se nas condições limites (Estado Crítico) do material, descritas no espaço (p' , q , v). Na superfície, Figura 5.12, apresentam-se os resultados obtidos na etapa de carregamento de ensaios de adensamento convencional e ensaios edométricos com sucção controlada, resumindo em uma única configuração os estados limites do material. Porém, deve-se levar em consideração que não foram realizados ensaios triaxiais com os quais teria-se os parâmetros de ensaio triaxial, que são necessários para uma análise teórica completa pela teoria de Estado Crítico. Observa-se a análise para as configurações solo-cimento-poliestireno expandido com índice de vazios igual a 1,3 e a configuração solo-cimento-poliestireno expandido em ensaio edométrico com sucção controlada para as sucções: 50, 100 e 200 kPa. A partir destes resultados de ensaios construiu-se as Figuras 5.12 e 5.13.

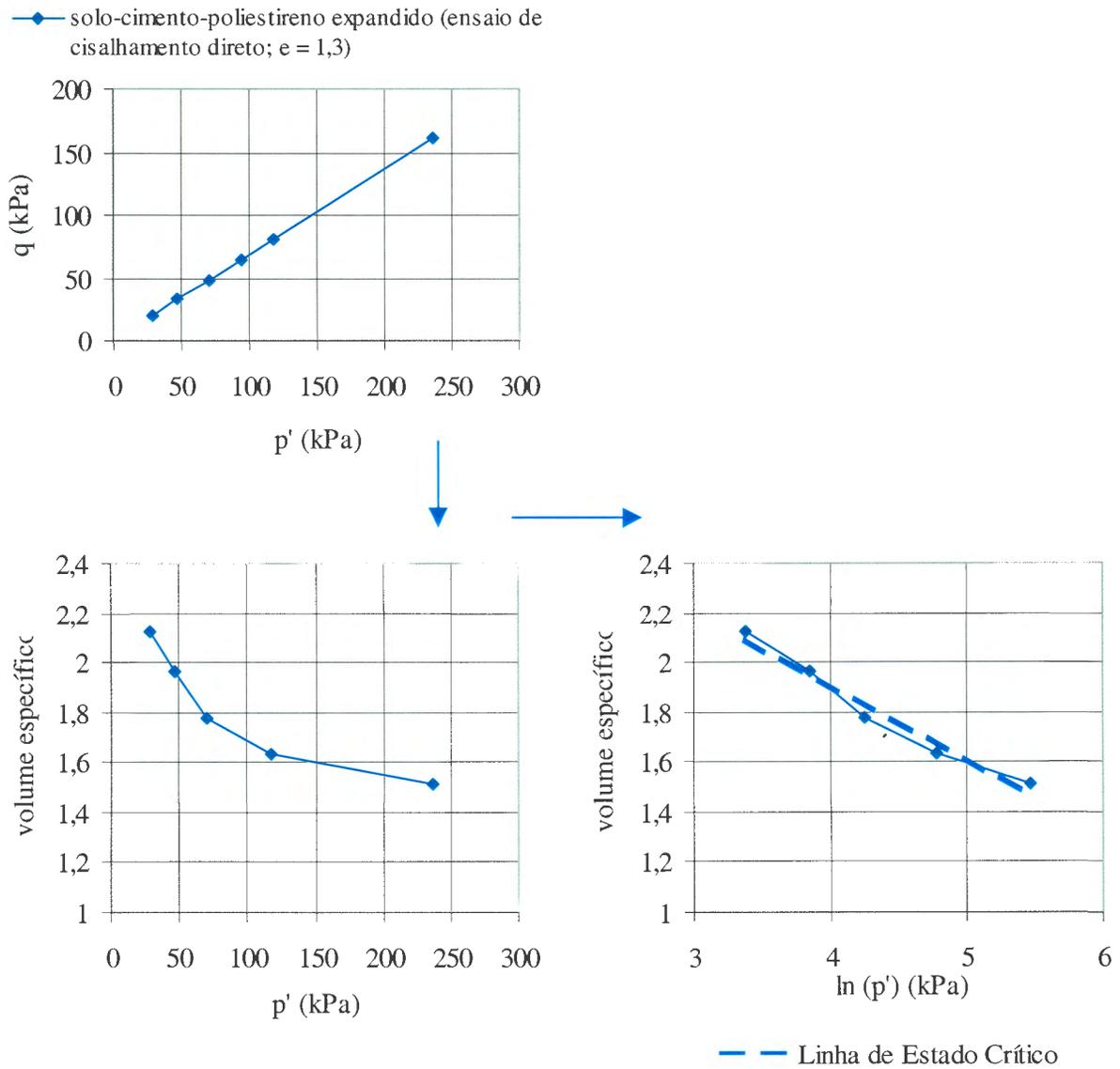


Figura 5.11 – Análise conjunta dos gráficos obtidos pela teoria de Estado Crítico

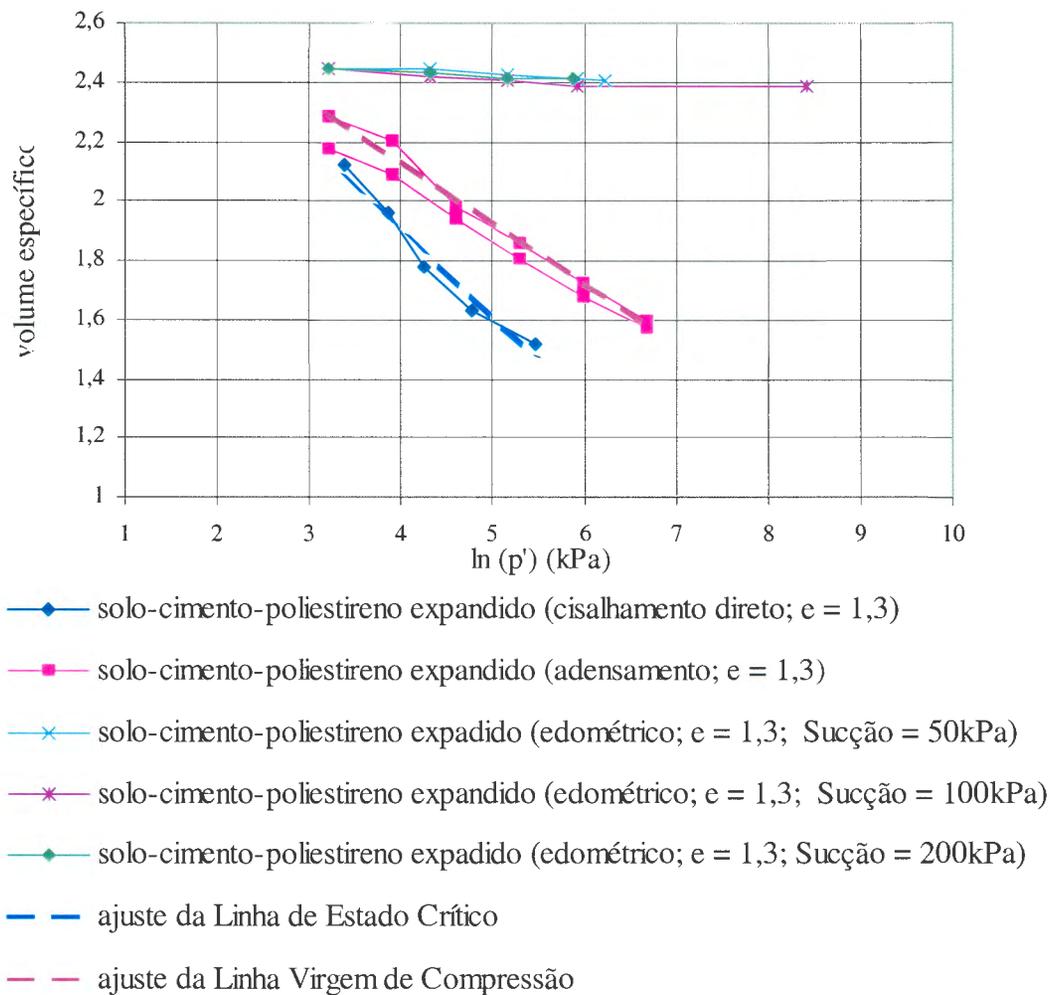


Figura 5.12 – Análise pela teoria de Estado Crítico

Conforme desenvolvido no Capítulo 2, sabe-se que o volume específico é dado por (Equação 5.8):

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p') \quad (\text{Equação 5.8})$$

Para $p' = 1$ na Linha de Estado Crítico, o valor do parâmetro Γ será igual a 3,101. E a equação da Linha de Estado Crítico será (Equação 5.9) representada na Figura 5.12:

$$v = 3,101 - 0,299 \cdot \ln(p') \quad (\text{Equação 5.9})$$

A Equação 5.10 representa a Linha Virgem de Compressão apresentada na Figura 5.12:

$$v = 2,963 - 0,2059 \cdot \ln(p') \quad (\text{Equação 5.10})$$

Os resultados obtidos experimentalmente correspondentes à Linha de Estado Crítico (Equação 5.9) e à Linha Virgem de Compressão (Equação 5.10) indicam uma tendência de paralelismo entre as linhas. Este paralelismo é esperado, conforme o conhecimento teórico da teoria de Estado Crítico desenvolvida no Capítulo 2 desta dissertação.

A partir da análise da Figura 5.12, pode-se definir as zonas de comportamento colapsível e de comportamento compressível, apresentadas na Figura 5.13. Neste espaço é possível identificar as possíveis trajetórias do material quando submetido a qualquer tipo de carregamento ou inundação. Suponha uma amostra de solo não saturado para um nível de tensões aproximadamente igual a 1,8 kPa. Esta amostra encontra-se inicialmente sobre a “Linha da Variação da Sucção”, LVS. Variações de sucção no intervalo entre 50 e 200 kPa, mantendo-se a tensão de confinamento constante, não alteram substancialmente o comportamento do solo. A saturação do material no entanto deverá provocar uma redução brusca e significativa do material (potencial de colapso), com o volume específico variando de 2,4 (sobre a LVS) para 1,7 (sobre a Linha Virgem de Compressão). A redução do volume específico abaixo de 1,7 poderá ocorrer por aumento da tensão confinante (ao longo da Linha Virgem de Compressão) ou por cisalhamento, em direção à Linha de Estado Crítico.

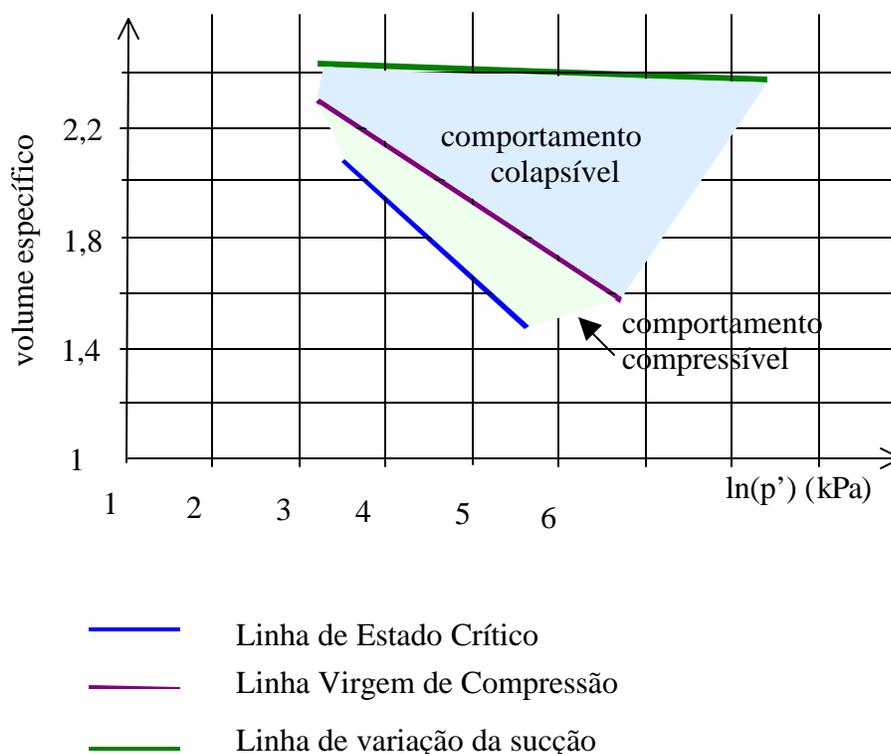


Figura 5.13 – Zonas de comportamento colapsível e compressível

Uma definição preliminar da superfície de escoamento LC (“loading collapse”) para este material está representada na Figura 5.14. Não foi possível determinar com precisão a posição desta superfície de escoamento. De fato, não era objetivo desta dissertação cobrir os diferentes níveis de sucção. No entanto, a Figura 5.14 posiciona “*a priori*” esta envoltória de colapso, devendo-se no futuro identificar os pontos de escoamento para sucções superiores a 100 kPa.

A curva apresentada na Figura 5.14 é expressa por uma função exponencial negativa que obedece Prager, proposta por Balmaceda (1991):

$$p_0 = (p_0^* - p_c) + p_c \left[(1 - m) \cdot e^{-a \cdot s} + m \right] \text{ (Equação 5.11)}$$

onde: p_0 é a tensão de pré-adensamento para uma dada tensão de sucção; p_0^* é a tensão de pré-adensamento em condições saturadas; p_c é a tensão de referência (menor que p_0^* , mas correspondendo a um valor próximo); a é um fator de forma adimensional; $s = (u_a - u_w)$ é a sucção mátrica e m é um parâmetro adimensional (maior que uma unidade), o qual controla a evolução do colapso com o crescimento de p_0 . Estes parâmetros tem sido introduzidos, na última

década, a partir de trabalhos experimentais envolvendo principalmente ensaios edométricos com ou sem controle de sucção.

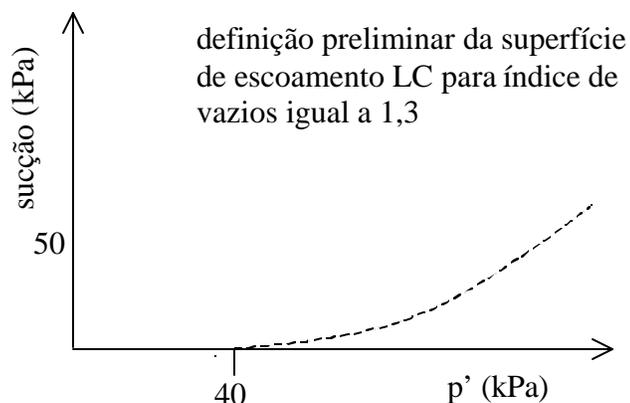


Figura 5.14 – Definição preliminar da superfície de escoamento LC para configuração solo-cimento-poliestireno expandido

É importante notar que não foi possível determinar a tensão de pré-adensamento nos ensaios edométricos com sucção controlada de 50, 100 e 200 kPa, pois para estes valores de sucção as curvas experimentais não apresentaram um valor definido da tensão de pré-adensamento.

Esta abordagem pode constituir-se no início de um trabalho mais extensivo que possibilite identificar mudanças de comportamento, e portanto de posicionamento da superfície de escoamento LC, em função do índice de vazios do material. Sugere-se, primeiramente, que a superfície de escoamento é transladada no eixo das abscissas com a redução do índice de vazios, conforme observado experimentalmente nos resultados apresentados ao longo do Capítulo 4. Complementarmente, sugere-se que a forma de superfície de escoamento seja também influenciada pelo índice de vazios inicial do material, sendo que a superfície se desloca em direção ao eixo das coordenadas até uma condição onde o potencial de colapso é nulo e a superfície torna-se uma linha coincidente com o eixo das coordenadas. Esta sugestão está representada na Figura 5.15 e nela estão apontados os pontos obtidos experimentalmente nesta pesquisa e, também, as suposições descritas anteriormente. É importante observar que para a configuração solo-cimento com índice de vazios aproximadamente 0,6, praticamente não foi observado potencial de colapso. Portanto a superfície de escoamento deste material é praticamente vertical, conforme ilustrado na Figura 5.15. A Figura 5.15 possibilita portanto a

identificação de um padrão geral de comportamento para solos colapsíveis, em particular para o material em estudo. Fornece ainda as bases nas quais deve ser montado um programa experimental mais abrangente, a partir do qual serão identificadas e procuradas todas as superfícies de escoamento correspondentes a diferentes índices de vazios.

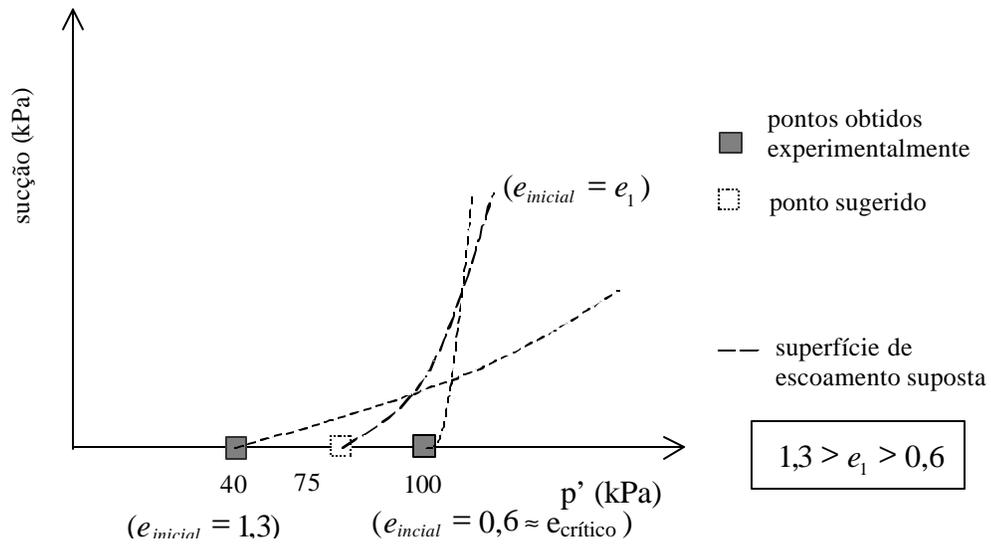


Figura 5.15 – Suposições do posicionamento e da forma das superfícies de escoamento variando-se o índice de vazios

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Capítulo são apresentadas as conclusões mais relevantes obtidas na presente pesquisa. Algumas delas já foram, de alguma forma, citadas no decorrer do trabalho. E, objetivando-se uma continuidade deste estudo, são feitas algumas sugestões para futuras pesquisas.

6.1 Conclusões

6.1.1 Técnica desenvolvida de preparo de amostras

A técnica de preparo de amostras constitui-se em uma das contribuições mais relevantes da presente dissertação, pois permitiu de forma pioneira o estudo de amostras remoldadas com elevado índice de vazios.

- 1) A técnica desenvolvida para moldagem, em laboratório, de amostras de material colapsível permite, como desejado, a obtenção de amostras com o índice de vazios e parcela de cimentação variáveis, podendo-se pesquisar as configurações que forem de interesse.
- 2) A técnica desenvolvida demonstrou-se satisfatória do ponto de vista da reprodutibilidade e homogeneidade dos corpos-de-prova obtidos.
- 3) O poliestireno expandido introduzido nas amostras para obtenção de elevados índices de vazios se mostrou uma boa opção, apresentando-se de fácil manuseio, sendo o preparo das partículas simples. A introdução de poliestireno expandido não altera as características de comportamento do material, seja de resistência, deformabilidade e permeabilidade. E, ao mesmo tempo, permitindo a moldagem de amostras com elevados índices de vazios e com a possibilidade de variar o valor do índice de vazios em função do interesse do estudo.

- 4) O coeficiente de condutividade hidráulica das amostras obtidas pela técnica é bastante elevado, sendo coerente com o valor esperado para um material colapsível natural. E, o tamanho dos “vazios” gerados pelas partículas de poliestireno expandido não interferiu de forma significativa no coeficiente de condutividade hidráulica medido, para os tamanhos de poros estudados. Em termos de resistência à compressão não confinada, não se observou um ganho significativo na resistência para tempos de cura maiores que 4 dias, tempo adotado como padrão para todos os ensaios. E pode-se observar a ocorrência do fenômeno de colapso nas amostras moldadas seguindo-se a técnica, nos casos de elevado índice de vazios.
- 5) Todos os ensaios de laboratório apresentados nesta dissertação foram realizados com amostras desenvolvidas seguindo a técnica descrita.

6.1.2 Potencial de colapso

Uma série de ensaios edométricos convencionais (amostras inundadas), edométricos com controle de sucção e de cisalhamento direto foram realizados para verificar a colapsibilidade das configurações estudadas (solo, solo-cimento, solo-cimento-poliestireno expandido e solo-poliestireno expandido).

Determinar o comportamento do material frente a carregamento vertical, descarregamento vertical, inundações, em diferentes níveis de sucção e reduzindo-se a sucção até a saturação dos corpos-de-prova foi objetivo desta pesquisa.

- 1) Pode-se observar o comportamento do material em ensaios com oedômetro convencional e com sucção controlada, para sucções de interesse, aplicando-se carregamento e descarregamento vertical. Estes resultados possibilitaram estimar as pressões de pré-adensamento e posicionar a reta Virgem de Compressão, que serve de referência à análise geral de comportamento do material.

- 2) Através de uma série de ensaios edométricos com controle de sucção, analisou-se a variação volumétrica ocorrida pela redução da sucção. Notou-se uma variação mais significativa quando de redução da sucção de 200 kPa para 100 kPa.
- 3) Os resultados obtidos dos ensaios edométricos com controle de sucção possibilitaram verificar a influência da sucção no comportamento do material. As amostras submetidas a sucções no intervalo de 50 kPa até 200 kPa apresentaram um ganho significativo de resistência gerado pela imposição das sucções. Pode-se portanto concluir que a sucção atua na estrutura do material, tornando-o mais resistente.
- 4) Através dos ensaios de cisalhamento direto, para as diferentes configurações estudadas, foi possível observar a influência do índice de vazios na colapsibilidade de um solo. É notável a influência do índice de vazios no potencial de colapso do material estudado. Observou-se que quanto maior o índice de vazios de uma amostra, maior a potencialidade de colapso da mesma.
- 5) Outro fator pelo qual pode-se observar a influência no potencial de colapso de um solo, foi o da parcela de cimentação da mistura. Comparando-se os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para amostras com e sem a parcela de cimento, notou-se uma variação significativa no comportamento em relação ao colapso nestes ensaios. A presença da cimentação produz uma estrutura meta-estável cuja quebra caracteriza justamente o fenômeno de colapso.
- 6) Pode-se observar que os fatores principais que comandam o comportamento colapsível de um material são o índice de vazios, a cimentação e a sucção atuante.

6.1.3 Análise pela teoria de Estado Crítico

Com intuito de enriquecer a pesquisa e de conhecer outros parâmetros que caracterizam o material colapsível, desenvolveu-se uma análise preliminar pela teoria de Estado Crítico. Esta análise deverá ser realizada com mais detalhes com ensaios triaxiais.

As envoltórias de ruptura obtidas dos ensaios de cisalhamento direto para as configurações solo, solo-cimento (resistência residual), solo-cimento-poliestireno expandido e solo-poliestireno expandido foram praticamente coincidentes. Pode-se, então, admitir uma envoltória de referência e, assim, analisar o material pela teoria de Estado Crítico. A partir da análise pela teoria de Estado Crítico obteve-se a Linha de Estado Crítico que caracteriza o material.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

- 1) Realizar ensaios de cisalhamento direto, ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada para diferentes teores de cimentação e diferentes valores de índice de vazios, de forma que se possa quantificar a parcela de influência da cimentação e do índice de vazios na colapsibilidade do solo. E, a parcela de influência da sucção através dos ensaios edométricos com sucções de interesse, baseando-se na análise desenvolvida pela teoria de Estado Crítico. Este procedimento permitirá construir as várias superfícies de fluência para condições que possibilitem observar quais são os fatores que influenciam o comportamento traduzido pela superfície de escoamento.
- 2) A microscopia eletrônica, no sentido transversal do corpo-de-prova, em:
 - (a) amostras intactas,
 - (b) amostras que sofreram colapso,
 - (c) amostras carregadas verticalmente,
 - (d) amostras carregadas verticalmente e que colapsaram.

Permitirá conhecer como a estrutura do solo se comporta frente a estas condições. E, assim, verificar como ocorre o rearranjo estrutural por colapso, por carregamento e por carregamento seguido de colapso.

- 3) Observou-se uma característica do poliestireno expandido de apresentar uma redução volumétrica muito acentuada, quando exposto por 24 horas a uma temperatura de 110 graus Celsius. Esta propriedade de redução volumétrica poderia ser utilizada e, assim, aperfeiçoar a técnica de moldagem desenvolvida.
- 4) Realizar ensaios de cisalhamento direto com controle de sucção, para vários índices de vazios e níveis de cimentação, para definir a superfície de fluência completa do material.
- 5) Realizar ensaios triaxiais com controle de sucção para definir parâmetros de Estado Crítico.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: considerações teóricas e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da serra do mar.** São Paulo, 1988. 174p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- ALONSO, E. E.; GENS, A. ;HIGHT, D. W. Special problem soils. **Proceedings...** 9th E.C.S.M.F.E. Dublin general Report, Section 5, 5.1-5.60, 1987.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.405-430, 1990.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter.** D 5084 – 90. Annual Book of ASTM Standards, v.--, p. 62-69. New York, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solo – preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização:** NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986, 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo coesivo – determinação da resistência à compressão não confinada:** NBR 12777. Rio de Janeiro, 1995, 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – dosagem para emprego como camada de pavimento:** NBR 12253. Rio de Janeiro, 1992, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos**: NBR 12025 (MB-3361). Rio de Janeiro, 1990, 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – ensaio de compactação**: NBR 12023. Rio de Janeiro, 1992, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 586p.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill University Series in Civil Engineering. England, 1978. 375p.

ÁVILA, A. K. N.; FERREIRA, S. R. M. Importância da pedologia no estudo dos solos colapsíveis e expansivos. Disponível na Internet [URL:http://www.propesq.ufpe.br/anais/ctg/ctg14.htm](http://www.propesq.ufpe.br/anais/ctg/ctg14.htm)

BALMACEDA, A. R. **Suelos compactados un estudio teorico y experimental**. Barcelona, 1991. 434p. Tesis Doctoral – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

BARBOSA, F. M. D. R.; CONCIANI, W. Estudo de caso de um pequeno edifício com fundações em solo colapsível. . In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000, v. 2, p. 202-209.

BARDEN, L.; MCGROWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, v.7, p.49-60. 1973.

BARROS, J. M. C. **Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais**. São Paulo, 1997. 437p. Tese de Doutorado em Engenharia – Escola Politecnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Estruturas e Fundações.

- BASTOS, C.A.B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Porto Alegre, 1999. 269p. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BLIGHT, G. E. **Mechanics of residual soils: A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997, 237p.
- BONILHA, J.Z. **Textos didáticos de engenharia**; instruções para apresentação de trabalhos. Porto Alegre: Escola de Engenharia da UFRGS, 1996. 41p.
- BOSCH, D. R. **Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivos-Friccionais Através de Métodos Analíticos**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CARVALHO, J. C.; NETO, P. M. S. ; SILVA, C. M. Considerações sobre provas de carga em estaca em solo colapsível com inundação. . In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1995. p.159-173.
- CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institute of Civil Engineering**, v.92, n.2, p.82-89, 1992.
- CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I. The filter paper method of suction measurement. **Géotechnique**, London, v. 36, n.2, p. 265-268, 1986.
- CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos, Serviço Gráfico da EESC/USP, 1998. 116p.

- CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. **Proceedings...** New York: ASCE - Journal of Geotechnical Engineering Division, v.107, n.GT3, p.305-307, 1981.
- COSTA, J. B. C. **Caracterização e constituição do solo.** Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 1995. 527p.
- CUNHA, L. O. B. P. **Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados da Região Metropolitana de Porto Alegre – RS.** Porto Alegre, 1997. 109p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- DUDLEY, J. H. Review of collapsing soils. **Proceedings...** New York: ASCE – Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.96, n.SM3, p.925-947, 1970.
- FERREIRA, R. C.; MONTEIRO, L. B.; PERES, J. A. E.; BENVENUTO, C. Some aspects on behaviour of the brasilian collapsible soils. Supplementary Contributions by Brasiliam Society for Soil Mechanics. 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro, p.117-120, 1989.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios da campo e de laboratório. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16, n. 4, p.245-253, 1993.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16, n. 4, p.245-253, 1993.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Volume change measurements in collapsible soil by laboratory and field tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1, 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1995. 3v., v.2, p.847-854.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.31, n.4, p.521-532, 1994.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soil Behaviour**. New York: John Wiley & Sons, 1993. 517p.

FUCALE, S. P.; FERREIRA, S. R. M. Análise do comportamento de variação de volume devido à inundação em solos colapsíveis por meio de ensaios de campo. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000, v. 1, p. 360-372.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. Rio de Janeiro, 1997. 253p. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; FILHO, F. C. S. Avaliação do comportamento de estacas em solos colapsíveis. . In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000, v. 2, p. 302-314.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; FILHO, F. C. S.; CONCIANI, W. Experimental and theoretical evaluation of the maximum collapse. In: XI PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1999, Foz do Iguaçu, v. 1, p.267-274.

GARCIA – TORNEL, A. J. **Un modelo elastoplastico para suelos no saturados**. Barcelona, 1988. 541p. Universidad Politecnica de Cataluña. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

GEHLING, W. Y. Y. **Suelos expansivos: estudio experimental y aplicacion de um modelo teorico**. Barcelona, 1994. 454p. Tesis Doctoral – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

GENS, A.; ALONSO, E. E. A framework for behaviour of unsaturated expansive clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.29, p.1013-1032, 1992.

HORN, M.R.. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de granito não saturado**. Porto Alegre, 1997. 81p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, v. 17, n. 2, p.185-194, 1994.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS & FOUNDATION ENGINEERING, 6, 1975, Durban. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1975. 2v., v.1, p.99-105.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. The addition settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1957, London. **Proceedings...** London: Butterworths Scientific Publications, 1957. 3v., v.3a, p.316-319.

KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. Uso do ensaio pressiométrico na previsão do potencial de colapso. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 22, n. 3, p.143-165, 2000.

KRATZ DE OLIVEIRA, L.A. **Utilização do ensaio pressiométrico na previsão da colapsividade e de parâmetros geotécnicos em solos não saturados**. Porto Alegre, 1999. 143p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

- LACERDA, W. A.; MAHLER, C. F.; FERREIRA, S. R. M. Ensaio de campo para determinação das propriedades de solos não saturados. III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, v. 2, 1997.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. SI version. New York: John Wiley & Sons, 1979. 553p.
- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. **Proceedings...** New York: ASCE - Journal of Geotechnical Engineering Division., v.118, n.9, p.1137-1394, 1992.
- LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. Determination of collapse potencial of soil. **Geotechnical Testing Journal**,v.11, n.3, p.173-178, 1988.
- MACHADO, S. L. Estudo elastoplástico de solos não saturados. Disponível na Internet [url:http://www.geotec.eng.ufba.br/Pesquisas/ElastoPlastico/Pesquisa.htm](http://www.geotec.eng.ufba.br/Pesquisas/ElastoPlastico/Pesquisa.htm)
- MÁNTARAS, F. M. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicado à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados**. Porto Alegre, 1995, 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para medição da sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1995. p.112-125.
- MARINHO, F. A. M. Cavitação e a medida direta de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1995. p.126-142.

MILFONT, M. A. B.; FERREIRA, S. R. M. Comportamento de colapso devido à inundação em solos compactados e a influência da granulometria. Disponível na Internet Internet URL:<http://www.propesq.ufpe.br/anais/ctg/ctg13.htm>

MIRANDA, R. G. C.; FERREIRA, S. R. M. Comportamento de variação de volume de solos não saturados devido à inundação e os efeitos no meio ambiente: solos colapsíveis. Disponível na Internet Internet URL:<http://www.propesq.ufpe.br/conic97/ctg/RES-80067.html>

MODELO para dissertação de mestrado. Porto Alegre: Escola de Engenharia da UFRGS, 1995.

NAKAHARA, S. **Determinação de Propriedades de um Solo Não Saturado Através de Ensaio Pressiométrico e de Laboratório.** Porto Alegre, 1995. 143p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** Porto Alegre, 1991. 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A.. 1995. 374p.

PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil water chemistry. **Proceedings...Moscow: 8th I.C.S.M.F.E., v.2.2, p.177-183, 1973.**

REZENDE, M. E. B.; MORAIS, R. N. Recalques de um edifício por colapso do solo. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** 2000. V.1 P.304-311.

REZENDE, M. E. B.; MORAIS, R. N. Recalques de um edifício por colapso do solo. . In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000, v. 1, p. 304-311.

RIDLEY, A. M. Discussion on “Laboratory filter paper suction measurements” by Houston et al. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 3, p.391-396, 1995.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189p.

SILVA, G. F. **Interpretação do Ensaio Pressiométrico no Efeito de Inundação em Solo Não-Saturado**. Porto Alegre, 1997. 101p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SOARES, J. M. D. **Estudo do comportamento do depósito de argila mole da grande Porto Alegre**. Porto Alegre, 1997. 300p. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação**. Porto Alegre, 2000. 122p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre, 1994. 149p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, Ed. McGraw-Hill do Brasil, 1978. 509p.
- VARGAS, M. Situação dos conhecimentos das propriedades dos solos brasileiros. In: IV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1970, Rio de Janeiro, v. 2, p. 45-76.
- WHEELER, S. J Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.33, p.42-57, 1996.
- WHEELER, S. J.; SILVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, London, v.45, n.1, p.35-53, 1995.
- WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge University Press. New York, USA, 1990. 462p.