

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

**Tese de Doutorado**

**COMPORTAMENTO DE UM SOLO COLAPSÍVEL ARTIFICIALMENTE  
CIMENTADO**

Gabriela Maluf Medero

Orientadores:

Fernando Schnaid

Wai Ying Yuk Gehling

Orientador externo:

Simon J. Wheeler

Porto Alegre

2005

**GABRIELA MALUF MEDERO**

**COMPORTAMENTO DE UM SOLO COLAPSÍVEL  
ARTIFICIALMENTE CIMENTADO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do  
Sul, como parte dos requisitos para obtenção do grau de  
Doutor em Engenharia

Porto Alegre  
Dezembro, 2005.

M488a Medero, Gabriela Maluf  
Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado /  
Gabriela Maluf Medero. – 2005.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.  
Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Porto Alegre, BR-RS, 2006.

Orientadores : Prof. Dr. Fernando Schnaid e Prof<sup>ª</sup>. Dra. Wai Ying  
Yuk Gehling

1. Mecânica dos solos – Ensaios. 2. Solo não-saturado – Colapso. 3.  
Engenharia Civil. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Gehling, Wai Ying Yuk,  
orient. III. Título.

CDU-624.131(043)

**GABRIELA MALUF MEDERO**

**COMPORTAMENTO DE UM SOLO COLAPSÍVEL  
ARTIFICIALMENTE CIMENTADO**

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

Porto Alegre, 14 de dezembro de 2005

Prof. Fernando Schnaid  
Ph.D. pela Oxford University  
orientador

Prof. Wai Ying Yuk Gehling  
Doutora pela Universidad Politécnica de  
Catalunya  
orientadora

Prof. Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Rodrigo Salgado (Purdue University)**  
Ph.D. pela University of California

**Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)**  
Dr. pela UFRGS

**Prof. Nilo César Consoli (UFRGS)**  
Ph.D. pela Concordia University

Dedico este trabalho aos meus pais Ivone e José.

## 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 e de doutorado.

Aos meus queridos mestres: Fernando e Wai. Agradeço ao Professor Fernando Schnaid pela orientação, sempre muito competente e eficiente, pelo estímulo e entusiasmo constantes, pela confiança e apoio, pelo carinho e amizade. 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.

I am very grateful to Professor Simon Wheeler, University of Glasgow, for his bright and expert supervision, for his dedication and time spend with me, for his friendship and kindness. I really miss our meetings.

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. Em especial, ao Professor Nilo Consoli sempre disponível para auxiliar na resolução de dúvidas do trabalho.

I wish to thank Professor David Toll, University of Durham, for providing the TRIAX software and for his useful support during the process of install the software and definition of the parameters. I also wish to thank Dr. Minna Karstunen, University of Strathclyde, for the frequent discussions throughout the period of my stay in Glasgow.

Ao CNPq pelo indispensável suporte financeiro.

À CAPES pelo Programa de Doutorado com Estágio no Exterior (PDEE) que propiciou a estadia de um ano em Glasgow, Reino Unido, como doutoramento sanduíche.

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

Ao secretariado do PPGEC/UFRGS, em especial à Ana Luiza, Carmem, Liliane e Rita e ao secretariado do Departamento de Engenharia Civil, em especial à Raquel e Bernadete pelo auxílio e colaboração sempre que foi necessário, além da amizade e do carinho.

Further thanks are extending to the Civil Engineering Department at University of Glasgow, academic and technical staff, for their help and kindness. In particular I wish to thank Tim, Elaine, Barbara, Tessa, Kenny McColl and Stuart.

Aos meus colegas e amigos do colégio e da graduação, obrigada pelo apoio e amizade.

Aos meus colegas e amigos de pós-graduação, agradeço o companheirismo, o coleguismo, a amizade e apoio. Faço um agradecimento especial às minhas companheiras de congressos, de bons papos e de discussões geotécnicas: Gioconda, Karla, Michele e Mirtes. E, aos amigos de longa data: Diego, Giovanni, Marcelo, Marcos e Tiago.

De forma muito especial, agradeço aos meus amigos do coração: Baby, Bertha, Cláudia, Édna, Fabi, Goia, Guga, Leandro, Mari, Marta, Raquel e Vera, que tanto me apoiaram.

Agradeço pela força, pela paciência por minha falta de tempo e cansaço, pelo carinho e pela amizade que supera o tempo e a distância.

I wish to thank very much friends who have been very important to me during my stay in Glasgow: Zeynep, Voula, Kirsty, Sandy, Harald, Katherina, Filio, Elodie and Melody.

Io desidero ringraziare la famiglia Gallipoli per il loro appoggio, gentilezza ed amore. In particolare Pina e Martino.

À toda minha família, a qual eu tanto amo, por estarem sempre tão presentes e por me fazerem sentir tão amada. O meu muito obrigada à: Tia Ione, André, Gustavinho, Tio Ricardo, Ricardinho, Paulinha, Tia Soninha e Vó Wally pelo amor, carinho, bom humor e alto astral.

Agradezco especialmente al “meu amor”, Domenico, por el amor, amistad, cariño, apoyo, por las discusiones geotécnicas y, principalmente, por hacer parte de mi vida. El mundo geotécnico queda muchísimo más interesante a tu lado.

Aos meus amados pais agradeço pelo amor incondicional. Obrigada pelo exemplo de amor à pesquisa científica e ao conhecimento. Meu muito obrigada pelo apoio, paciência, incentivos constantes, por me darem forças para lutar pelos meus sonhos, sempre com muito carinho, compreensão e doçura. Agradeço, também, por alimentarem meus sonhos e me fazerem acreditar nos sonhos, pela amizade e companheirismo. Meu muitíssimo obrigada por tornarem possível, entre tantas coisas em minha vida, a realização desta tese. À minha amada mãe, pela amizade e amor tão intensos, pela força e cumplicidade e por estares 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

Não sejamos como lago, satisfeito em seu entorno.  
Sejamos como o oceano, sempre aberto a novos horizontes.

*(autor desconhecido)*



# Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Relevância da Pesquisa	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Desenvolvimento do Trabalho de Tese	4
<b>2. REVISÃO DA LITERATURA: Comportamento de solos colapsíveis</b>	<b>7</b>
2.1 Considerações Iniciais	7
2.2 Solos Não Saturados	7
2.2.1 Natureza e ocorrência dos solos não saturados	8
2.2.2 Fases componentes dos solos não saturados	9
2.2.3 Categorias dos solos não saturados	10
2.2.4 Estrutura dos solos não saturados	11
2.2.5 Sucção dos solos não saturados	13
2.2.6 Comportamento deformacional dos solos não saturados	15
2.2.7 Estado de tensões dos solos não saturados	15
2.3 Estado Crítico	16
2.3.1 Considerações iniciais	16
2.3.2 Solos saturados	17
2.3.2.1 Superfície de Roscoe	22
2.3.3 Solos não saturados	25
2.4 Fenômeno de Colapso	28
2.4.1 Ocorrência	31
2.4.2 Comportamento tensão-deformação	36
2.4.3 Características de solos naturais colapsíveis	38
2.4.3.1 Estrutura dos solos colapsíveis	38
2.4.3.2 Mecanismo de colapso	42
2.4.4 Identificação dos solos colapsíveis	43
2.5 Modelos Constitutivos: solos cimentados e solos não saturados	53
2.5.1 Considerações gerais	53
2.5.2 Efeito da cimentação	54
2.5.2.1 Evidências experimentais da influência da cimentação e do processo de desestruturação	54
2.5.2.2 Modelo constitutivo considerando o efeito da cimentação ( <i>bonding</i> ) e o processo de desestruturação	60
2.5.3 Influência da condição não saturada	71
2.5.3.1 Modelo elastoplástico para solos não saturados	74
<b>3. TÉCNICAS DE MOLDAGEM DE CORPOS-DE-PROVA</b>	<b>90</b>
3.1 Introdução	90
3.2 Objetivo das Técnicas	91
3.3 Propriedades do Solo Residual de Arenito Botucatu	92
3.4 Técnica de Moldagem de Amostras	94
3.4.1 Técnica de moldagem com poliestireno expandido	95
3.4.1.1 Propriedades do poliestireno expandido	95
3.4.1.2 Propriedades do cimento e água	98
3.4.1.3 Metodologia de preparo de amostras com poliestireno expandido	98
3.4.2 Técnica de preparo de amostras em duas etapas (sem poliestireno expandido)	103
3.4.2.1 Material utilizado	103
3.4.2.2 Metodologia de preparo de amostras com a técnica em duas etapas	104

<b>4.</b>	<b><i>PROGRAMA EXPERIMENTAL</i></b>	<b>110</b>
4.1	<b>Considerações Iniciais</b>	<b>110</b>
4.2	<b>Planejamento do Experimento</b>	<b>110</b>
4.2.1	Ensaio realizados com amostras moldadas com a técnica de preparo com poliestireno expandido	110
4.2.2	Ensaio realizados com amostras moldadas com a técnica de preparo em duas etapas (sem poliestireno expandido)	114
4.3	<b>Procedimentos dos Ensaio e Descrição dos Equipamentos do Laboratório da UFRGS</b>	<b>117</b>
4.3.1	Microscopia ótica	117
4.3.2	Curva característica do material (solo-cimento-poliestireno expandido)	118
4.3.3	Ensaio de resistência à compressão não-confinada	119
4.3.4	Ensaio de condutividade hidráulica	120
4.3.5	Ensaio de cisalhamento direto	121
4.3.6	Ensaio edométricos	122
4.3.6.1	Ensaio edométrico convencional	122
4.3.6.2	Ensaio edométrico com controle de sucção	122
4.4	<b>Procedimentos dos Ensaio e Descrição dos Equipamentos Utilizados do Laboratório da Universidade de Glasgow</b>	<b>124</b>
4.4.1	Ensaio edométrico convencional	125
4.4.2	Ensaio de compressão triaxial	126
4.4.3	Ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção	127
4.4.3.1	Método de controle de sucção	127
4.4.3.2	Método de controle da variação de volume das amostras	129
4.4.3.3	Monitoramento do fluxo de fluido no interior da célula	129
4.4.3.4	Configuração estrutural	130
4.4.3.5	Detalhes do sistema de drenagem	133
4.4.3.6	Arranjos utilizados para a vedação	136
4.4.3.7	Procedimentos de ensaio	136
4.4.3.8	Calibração das partes do equipamento de compressão isotrópica	137
4.4.3.9	Software de controle e aquisição de dados	137
4.5	<b>Considerações Finais</b>	<b>138</b>
<b>5.</b>	<b><i>CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</i></b>	<b>139</b>
5.1	<b>Introdução</b>	<b>139</b>
5.2	<b>Ensaio de Resistência à Compressão Não-Confinada</b>	<b>139</b>
5.3	<b>Ensaio de Condutividade Hidráulica</b>	<b>144</b>
5.4	<b>Microscopia Ótica em Lâminas de Ensaio Edométricos</b>	<b>147</b>
5.4.1	Composição mineralógica	148
5.4.2	Arranjo estrutural	151
5.5	<b>Curva Característica do Material</b>	<b>160</b>
<b>6.</b>	<b><i>EFEITO DA CIMENTAÇÃO E O PROCESSO DE DESESTRUTURAÇÃO</i></b>	<b>163</b>
6.1	<b>Introdução</b>	<b>163</b>
6.2	<b>Ensaio de Cisalhamento Direto</b>	<b>163</b>
6.2.1	Envoltórias de ruptura	177
6.3	<b>Ensaio Triaxiais</b>	<b>179</b>
6.3.1	Modo de ruptura	180
6.3.2	Curvas tensão-deformação	184
6.3.3	Trajetoórias de tensões	200
6.3.4	Análise das envoltórias de ruptura	205
<b>7.</b>	<b><i>FENÔMENO DE COLAPSO</i></b>	<b>214</b>

<b>7.1</b>	<b>Introdução</b>	<b>214</b>
<b>7.2</b>	<b>Ensaio Edométrico</b>	<b>214</b>
7.2.1	Ensaio edométrico convencionais	214
7.2.1.1	Ensaio edométrico duplos e simples – amostras sem poliestireno	215
7.2.1.2	Ensaio edométrico duplos e simples – amostras com poliestireno	229
7.2.1.3	Potencial de colapso	233
7.2.2	Ensaio edométrico com controle de sucção	237
<b>7.3</b>	<b>Ensaio de Compressão Isotrópica com Controle de Sucção</b>	<b>243</b>
<b>8.</b>	<b>MODELO CONSTITUTIVO NÃO SATURADO COM INCORPORAÇÃO DO EFEITO DA CIMENTAÇÃO E DO PROCESSO DE DESESTRUTURAÇÃO</b>	<b>249</b>
<b>8.1</b>	<b>Introdução</b>	<b>249</b>
<b>8.2</b>	<b>Desenvolvimento Matemático do Modelo Sugerido para Solos Colapsíveis</b>	<b>250</b>
8.2.1	Superfície de plastificação	250
8.2.2	Lei de fluxo associada	253
8.2.3	Parâmetro de cimentação ( $\bar{p}_0$ ), lei de enrijecimento ( $d\epsilon_v^p$ ) e a lei de desestruturação ( $dx$ )	254
8.2.4	Inclinação da linha de compressão isotrópica ( $\lambda_v(s)$ )	255
8.2.5	Estado crítico	255
8.2.6	Volume específico	255
<b>8.3</b>	<b>Análise Qualitativa</b>	<b>257</b>
<b>9.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b>	<b>262</b>
<b>9.1</b>	<b>Conclusões</b>	<b>262</b>
9.1.1	Técnicas de Preparo de Amostras	262
9.1.2	Microscopia Ótica	263
9.1.3	Efeito da Cimentação	264
9.1.4	Potencial de Colapso	266
9.1.5	Análise Qualitativa do Modelo Constitutivo	268
<b>9.2</b>	<b>Sugestões para Futuros Trabalhos</b>	<b>269</b>
<b>10.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>271</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Representação esquemática da água nos vazios de um solo não saturado em forma contínua e em meniscos (Gallipoli, 2000).	10
Figura 2.2 – Estrutura de solos não saturados: a) água contínua e ar descontínuo; b) água contínua e ar contínuo; c) água descontínua e ar contínuo (Wroth e Houlby, 1985).	11
Figura 2.3 – Estrutura do solo, Alonso et al. (1987). a) microestrutura matricial com algumas partículas de areia; b) microestrutura de agregados de partículas elementares; c) microestrutura com matriz de areia e conectores de argila; d) partícula elementar em configuração paralela.	12
Figura 2.4 – Representação esquemática da força “adesiva” intergranular induzida pelos meniscos d’água entre duas partículas ideais esféricas (Gallipoli, 2000; baseado em Wheeler e Karube, 1996).	14
Figura 2.5 – Linha de estado crítico e linha de adensamento (Atkinson e Bransby, 1978).	18
Figura 2.6 – Modelo de estado crítico.	19
Figura 2.7 – Trajetória em ensaio não-drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	19
Figura 2.8 – Trajetória em ensaio drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	20
Figura 2.9 – Representação da trajetória de tensões no espaço $q' : p'$ (Atkinson e Bransby, 1978).	21
Figura 2.10 – Vários planos não-drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	22
Figura 2.11 – Vários planos drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).	23
Figura 2.12 – Ensaio não-drenado e drenado e suas trajetórias (Atkinson e Bransby, 1978).	23
Figura 2.13 – Trajetória de ensaio drenado e não-drenado (Atkinson e Bransby, 1978).	24
Figura 2.14 – Diversos pontos de mesmo valor de volume específico (Atkinson e Bransby, 1978).	24
Figura 2.15 – Contornos da superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978).	25
Figura 2.16 – (a) Trajetória de tensões para carregamentos $p$ e $s$ ( $s = \text{constante}$ ); (b) superfícies de escoamento SI e LC (Alonso et al., 1987).	27
Figura 2.17 – Solos colapsíveis estudados no Brasil (Ferreira et al., 1989, citado por Cintra, 1998).	33
Figura 2.18 – Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (Jennings e Knight, 1975).	36
Figura 2.19 – Ocorrência de colapso em prova de carga realizada com inundação do solo durante o ensaio (Cintra, 1998).	37
Figura 2.20 – Curva típica de ensaio de edométrico duplo em areia-siltosa, para previsão do potencial de colapso (Jennings e Knight, 1957).	49
Figura 2.21 – Resultado típico de ensaio de colapso (Jennings e Knight, 1975).	49
Figura 2.22 – Trajetórias de tensões realizadas em oedômetro convencional e oedômetro com controle de sucção (Balmaceda, 1991).	50
Figura 2.23 – Ensaio edométrico.	51
Figura 2.24 – Ensaio edométricos em amostras de argilas naturais estruturadas e amostras desestruturadas: (a) argila da cidade do México e (b) argila de Grande Baleine (Leroueil e Vaughan, 1990).	55
Figura 2.25 – Superfícies de plastificação de amostras naturais (indeformadas) e desestruturadas (reconstituídas): (a) Saint-Alban, (b) Cubzac-les-Ponts, (c) Atchafalaya e (d) Bäckebol, por Leroueil e Vaghan (1990).	56
Figura 2.26 – Ensaio edométricos em amostras naturais e reconstituídas de argila de Bothkennar (Escócia), apresentados por Burland (1990).	56
Figura 2.27- Ensaio triaxiais em amostras de areia cimentada e sem cimentação, apresentado por Leroueil e Vaughan (1990).	57
Figura 2.28 – Ensaio edométricos em amostras naturais e remoldadas de solos residual de Java, apresentado por Leroueil e Vaughan (1990).	57
Figura 2.29 – Ensaio triaxiais não-drenados em amostras de argilas naturais indeformadas e remoldadas, Leroueil e Vaughan (1990).	58
Figura 2.30 – Comparação entre solo estruturado e desestruturado em ensaio edométrico, baseado em Vaughan et al. (1988).	59
Figura 2.31 – Diagrama esquemático apresentando a diferença de comportamento de argilas com parte da estrutura estável e parte da estrutura metaestável, Baudet e Stallebrass (2004).	60
Figura 2.32 – Esquema apresentado por Gens e Nova (1993) considerando a linha do material desestruturado.	61
Figura 2.33 – Superfície de plastificação com cimentação e sem cimentação (Gens e Nova, 1993).	62
Figura 2.34 – Efeito da cimentação nas superfícies de plastificação (Wheeler, 2001).	65
Figura 2.35 – Representação do efeito da cimentação com anisotropia apresentado por Koskinen et al. (2001).	66
Figura 2.36 - Representação geral das superfícies de plastificação.	67
Figura 2.37 – Representação dos parâmetros $\lambda$ e $K$ no plano $\ln p' : v$ .	68

Figura 2.38 – Influência da desestruturação do solo durante compressão isotrópica ou edométrica (Wheeler et al., 2003).	70
Figura 2.39 – Curvas LC, domínio elástico e superfícies de plastificação de modelo elastoplástico para solos não saturados (Alonso et al., 1990).	76
Figura 2.40 – Representação tridimensional da superfície plastificação no modelo BBM (Alonso et al., 1990).	77
Figura 2.41 – Zona de deformações elásticas e zona de deformações plásticas no plano ( $p-u_a, s$ ).	77
Figura 2.42 – Representação esquemática das linhas de compressão normal para diferentes níveis de sucção, segundo Alonso et al. (1990).	80
Figura 2.43 – Valores de estado crítico para testes com sucção constante no plano $p': q$ (Wheeler e Sivakumar, 1993).	82
Figura 2.44 – Variação de $\mu(s)$ com a sucção (Wheeler e Sivakumar, 1993).	83
Figura 2.45 – Variação de $N(s)$ com a sucção (Wheeler e Sivakumar, 1993).	84
Figura 2.46 – Variação de $\lambda(s)$ com a sucção (Wheeler e Sivakumar, 1993).	84
Figura 2.47 – Representação da linha de compressão normal: (a) modelo BBM proposto por Alonso et al. (1990); (b) proposto por Josa et al. (1992) e (c) proposto por Wheeler e Sivakumar (1995).	85
Figura 2.48 – Representação no espaço tridimensional, Wheeler e Karube (1996).	87
Figura 2.49 – Trajetória de inundação, ocorrência de colapso, e seguido de carregamento (Gens, 1996).	87
Figura 2.50 – Mudança estrutural por carregamento e por colapso (Gens, 1996).	88
Figura 3.1 – A localização da área em estudo e o perfil do talude.	92
Figura 3.2 – Fotografia do poliestireno expandido antes e após a estufa de 110 °C.	97
Figura 3.3 – Tamanhos utilizados de partículas de poliestireno expandido.	97
Figura 3.4 – Estrutura obtida com a introdução das partículas de poliestireno expandido e de cimento: (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples ( $e_{moldagem}=1,3$ ) e (b) detalhe da amostra.	99
Figura 3.5 – Estrutura obtida com a adição de cimento ( $e_{moldagem}=0,6$ ): (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples e (b) detalhe da amostra.	100
Figura 3.6 – Todos os componentes misturados antes da moldagem.	100
Figura 3.7 – Fotografia do despejo.	101
Figura 3.9 – Meniscos capilares formados com o baixo teor de umidade, baseado em Wheeler e Karube (1996).	103
Figura 3.10 – Esquema de corte das amostras.	105
Figura 3.11 – Etapas de preparo do material para a obtenção dos corpos-de-prova.	108
Figura 3.12 – Estrutura obtida com a técnica em duas etapas (sem poliestireno expandido) para diferentes tipos de ensaios.	108
Figura 3.13 – Detalhe da estrutura da mistura sem cura (material recém misturado) e com cura de 24 horas.	109
Figura 4.1 – Sentido de corte das amostras laminadas.	118
Figura 4.2 – Configuração: prensa e amostra, durante ensaio.	120
Figura 4.3 – Vista do equipamento de cisalhamento direto.	121
Figura 4.4 – Aparato utilizado nos ensaios edométricos com controle de sucção.	123
Figura 4.5 – Vista geral dos equipamentos edométricos convencionais da Universidade de Glasgow.	125
Figura 4.6 – Resposta de deformações ao longo do tempo para um carregamento único.	126
Figura 4.7 – Fotografia do equipamento triaxial durante ensaio.	127
Figura 4.8 – Célula de compressão isotrópica: geometria geral.	131
Figura 4.9 Vista superior com as projeções da parede da célula, da amostra e linhas de drenagem na base.	131
Figura 4.10 – Configuração geral das conexões de drenagem no pedestal e cabeçote.	132
Figura 4.11 – Fotografia da base da célula da compressão isotrópica: cerâmica porosa de alta entrada de ar e filtro sintético de latão (formato anelar).	134
Figura 4.12 – Detalhe do sistema de drenagem do pedestal.	135
Figura 4.13 – Detalhe do sistema de drenagem do cabeçote.	135
Figura 5.1 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido, variando o tempo de cura das amostras.	140
Figura 5.3 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido na resistência à compressão simples ( $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento).	142
Figura 5.4 – Relação entre o tempo de cura e a resistência à compressão simples para diferentes índices de vazios iniciais.	143
Figura 5.5 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento- poliestireno expandido ( $e_0 = 0,6; 0,8; 1,0$ e 1,3), para tempo de cura igual a 4 dias.	144

Figura 5.6 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido no coeficiente de condutividade hidráulica na configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento).	145
Figura 5.7 – Detalhe dos diferentes tamanhos dos grãos de quartzo, marcado pela presença de uma fração de grãos finos e grosseiros: luz natural (aumento de 96 vezes).	148
Figura 5.8 – Detalhe da presença de minerais opacos: (a) luz normal e (b) luz polarizada (aumento de 192 vezes).	149
Figura 5.9 – Detalhe da presença de minerais opacos: (a) luz normal e (b) luz polarizada (aumento de 192 vezes).	150
Figura 5.10 – Arranjo estrutural da amostra de solo em condições indeformadas, luz normal (aumento de 24 vezes).	152
Figura 5.11 – Amostra de solo carregada verticalmente (100 kPa) e com posterior inundação (colapso): (a) arranjo estrutural observado através de fotomicrografia em microscópio ótico, luz normal (aumento de 24 vezes); (b) representação no plano $\log \sigma_v, X$ e do ensaio edométrico realizado.	153
Figura 5.12 – Amostra de solo carregada verticalmente (100 kPa): (a) arranjo estrutural observado através de fotomicrografia em microscópio ótico, luz normal (aumento de 24 vezes); (b) representação no plano $\log \sigma_v, X$ e do ensaio edométrico realizado.	154
Figura 5.13 – Amostra de solo após inundação (colapso): (a) arranjo estrutural observado através de fotomicrografia em microscópio ótico, luz normal (aumento de 24 vezes); (b) representação $\sigma_v, X$ e do ensaio edométrico realizado.	155
Figura 5.14 – Representação esquemática da estrutura obtida pela técnica de preparo de amostras com introdução de poliestireno expandido, apresentando agregados de partículas, pacotes de agregados, microvazios (b) e macrovazios (a).	156
Figura 5.15 – Microestrutura observada em amostra indeformada, luz normal (aumento de 192 vezes).	157
Figura 5.16 – Microestrutura observada em amostra carregada verticalmente (100 kPa) e inundada (colapso), luz normal (aumento de 480 vezes).	158
Figura 5.17 – Microestrutura observada em amostra carregada verticalmente (100 kPa), luz normal (aumento de 192 vezes).	159
Figura 5.18 – Microestrutura observada em amostra colapsa (inundada) sem aplicação de carregamento vertical, luz normal (aumento de 96 vezes).	160
Figura 5.19 – Curva característica do solo: trajetórias de umedecimento e secagem.	161
Figura 6.1 – Corpo-de-prova de solo-cimento-poliestireno expandido cisalhado.	164
Figura 6.2 – Ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento.	165
Figura 6.3 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento.	166
Figura 6.4 – Detalhe do primeiro trecho da envoltória de ruptura de resistência de pico obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento.	167
Figura 6.5 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento.	168
Figura 6.6 – Ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo.	169
Figura 6.9 – Ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento).	172
Figura 6.10 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido.	173
Figura 6.11 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido.	174
Figura 6.12 – Ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo- poliestireno expandido.	175
Figura 6.14 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo- poliestireno expandido.	177
Figura 6.15 – Envoltórias de ruptura obtidas dos ensaios de cisalhamento direto para todas configurações.	178
Figura 6.16 – Representação da envoltória de ruptura no plano $(\bar{p}, q)$ do estado crítico.	180
Figura 6.17 – Fotografia do modo de ruptura de amostras cimentadas (1 e 3% de cimento) ensaiadas, com índice de vazios inicial igual a 0,8.	181
Figura 6.18 – Fotografia do modo de ruptura de amostras cimentadas (1 e 3% de cimento) ensaiadas, com índice de vazios inicial igual a 1,0.	182
Figura 6.19 – Representação esquemática do plano de ruptura (Lambe e Withman, 1979).	182

Figura 6.20 – Fotografia do modo de ruptura de amostras sem cimentação ensaiadas, para diferentes índices de vazios iniciais ( $e_0 = 1,3; 1,0$ e $0,8$ ).	183
Figura 6.21 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,3$ e 1% de adição de cimento para tensões de confinamento de 50, 100, 150 e 200 kPa.	195
Figura 6.22 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,3$ e 3% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.23 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,0$ e 1% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.24 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,0$ e 3% de adição de cimento para tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.25 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,0$ e sem cimentação para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.26 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 0,8$ e 1% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.27 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 0,8$ e 3% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.28 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 0,8$ e sem cimentação para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.29 – Curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas com $e_0 = 1,0$ e 1% de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.30 – Curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas com $e_0 = 1,0$ e 3% de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.	195
Figura 6.31 – Curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas com $e_0 = 0,8$ e 1% e 3% de cimento para tensão de confinamento de 100 kPa.	195
Figura 6.32 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,3$ e 1 e 3% de cimentação: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.	195
Figura 6.33 – Curva tensão-deformação de amostras com $e_0 = 1,0$ e 0, 1 e 3% de cimentação: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.	196
Figura 6.34 – Curva tensão-deformação de amostras com $e_0 = 0,8$ e 0, 1 e 3% de cimentação: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.	197
Figura 6.35 – Curvas tensão-deformação de amostras com $e_0 = 0,8$ e $c_0 = 0, 1$ e 3%: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.	198
Figura 6.36 – Comportamento idealizado de um solo cimentado, baseado em Coop e Atkinson (1993).	200
Figura 6.37 – Trajetórias de tensões totais em ensaios realizados em amostras com $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento.	201
Figura 6.40 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com $e_0 = 1,3$ e 3% de cimento.	202
Figura 6.44 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com $e_0 = 0,8$ e 0% de cimento.	203
Figura 6.49 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com $e_0 = 1,3$ para diferentes valores de cimentação (1 e 3%).	205
Figura 6.50 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com $e_0 = 1,0$ para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%).	205
Figura 6.51 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com $e_0 = 0,8$ para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%).	206
Figura 6.52 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com 1% de cimentação, para diferentes valores de $e_0$ (1,3; 1,0 e 0,8).	207
Figura 6.53 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com 3% de cimentação, para diferentes valores de $e_0$ (1,3; 1,0 e 0,8).	207
Figura 6.54 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras sem cimentação (0% de cimento), para diferentes valores de $e_0$ (1,0 e 0,8).	208
Figura 6.55 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com $e_0 = 1,0$ , para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%) e amostras reconstituídas com cimentação de 1 e 3%.	209
Figura 6.56 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com $e_0 = 0,8$ , para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%) e amostras reconstituídas com cimentação de 1 e 3%.	209
Figura 6.57 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras reconstituídas com $e_0 = 0,8$ e 1,0, para diferentes valores de cimentação (1 e 3%).	210
Figura 6.58 – Variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) com o índice de vazios inicial ( $e_0$ ).	211
Figura 6.59 – Variação da coesão ( $c$ ) com o índice de vazios inicial ( $e_0$ ).	212
Figura 6.60 – Variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) com o teor de cimento.	213
Figura 6.61 – Variação da coesão ( $c$ ) com o teor de cimento.	213

Figura 7.1 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 1% de cimentação.	216
Figura 7.2 – Representação genérica de ensaio edométrico duplo.	217
Figura 7.3 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 1% de cimentação.	218
Figura 7.4 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,3$ e 1% de cimentação.	219
Figura 7.5 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,0$ e 1% de cimentação.	220
Figura 7.6 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 0,8$ e 1% de cimentação.	221
Figura 7.7 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras sem cimentação.	222
Figura 7.8 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,3$ .	223
Figura 7.9 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,0$ .	223
Figura 7.10 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 0,8.	224
Figura 7.11 – Variação do índice de vazios corrigido pelo índice de vazios inicial com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 1% de cimentação.	225
Figura 7.12 – Variação do índice de vazios pelo índice de vazios inicial com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras sem cimentação, amostras inundadas a 12,5kPa.	226
Figura 7.13 – Representação de ensaios edométricos em amostras com índice de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8 e com cimentação de 10%.	227
Figura 7.14 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,3$ .	230
Figura 7.15 - Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 0,6$ .	231
Figura 7.16 - Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,3$ e 1% de cimentação.	232
Figura 7.17 - Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com $e_0 = 1,3$ e sem cimentação.	232
Figura 7.18 – Potencial de colapso das amostras com cimentação de 1% e índices de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8.	234
Figura 7.20 - Curvas ( $\log \sigma_v, e$ ) obtidas nos ensaios edométricos com controle de sucção em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,38$ e 1% de cimento).	237
Figura 7.22 – Variação do índice de vazios com a redução da sucção à tensão vertical constante, em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento).	240
Figura 7.23 – Variação no índice de vazios pelo o índice de vazios inicial com a redução da sucção à tensão vertical constante, em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento).	241
Figura 7.24 – Potencial de colapso obtido do ensaio edométrico duplo para sucções de 50, 100 e 200 kPa e umidade constante, amostras com configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$ e 1% de cimento).	243
Figura 7.25 – Trajetória de tensões e sucções seguida no ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	244
Figura 7.26 – Variação do índice de vazios em função do tempo, referente ao estágio 1 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	245
Figura 7.27 – Variação do grau de saturação em função do tempo, referente ao estágio 1 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	245
Figura 7.28 – Variação do índice de vazios com a aplicação da carga ( $\sigma - u_d$ ), referente ao estágio 2 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	246
Figura 7.29 - Variação do grau de saturação com a aplicação da carga ( $\sigma - u_d$ ), referente ao estágio 2 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	246
Figura 7.30 - Variação do índice de vazios pela redução da sucção de 200 para 0 kPa, referente ao estágio 4 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	247
Figura 7.31 - Variação do grau de saturação pela redução da sucção de 200 para 0 kPa, referente ao estágio 4 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.	248



Figura 8.1 – Representação da superfície de plastificação do solo cimentado e a superfície de plastificação intrínseca do mesmo material. _____	251
Figura 8.2 – Representação da superfície de plastificação, no plano $(\bar{p}, q)$ , para sucção igual a zero. _____	252
Figura 8.3 – Representação da superfície de plastificação, no plano $(\bar{p}, q)$ , para uma sucção $s$ . _____	252
Figura 8.4 – Representação da curva LC (loading collapse), no plano $(\bar{p}, s)$ , para a condição intrínseca (solo remoldado) e condição natural (solo indeformado). _____	253
Figura 8.5 – Representação da inclinação $\eta^*$ e do incremento de deformação plástica $(d\epsilon^p)$ , no plano $(\bar{p}, d\epsilon_v^p : q, d\epsilon_s^p)$ . _____	254
Figura 8.6- Representação de $\bar{p}_0$ para uma da sucção $s$ , $\bar{p}_0(s)$ , no plano $(\ln \bar{p}, v)$ . _____	254
Figura 8.7 – Representação esquemática da linha de compressão isotrópica (lci) e da linha de estado crítico para sucção igual a zero, no plano $(\ln \bar{p}, v)$ . _____	256
Figura 8.8 – Representação esquemática da linha de compressão isotrópica (lci) e da linha de estado crítico para uma sucção $s$ , no plano $(\ln \bar{p}, v)$ . _____	256
Figura 8.9 – Representação da variação da sucção do ponto A ( $s = s$ ) para o ponto B ( $s = 0$ ): (a) plano $(\bar{p}, s)$ ; (b) linha de compressão isotrópica (lci), no plano $(\ln \bar{p}, v)$ . _____	257
(a) _____	259
Figura 8.10 – Análise do modelo a partir de resultado obtido do ensaio edométrico duplo: (a) trajetórias de sucção e tensão seguidas; (b) diferença entre a curva não saturada e a curva inundada. _____	259
Figura 8.11 – Diferença no colapso observado no ensaio edométrico duplo e simples e detalhe do ensaio edométrico simples inundado a 100 kPa. _____	260

## LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 – Características básicas das três fases constituintes dos solos não saturados.</i>	9
<i>Tabela 2.2 – Ocorrência de colapso em diversos países.</i>	32
<i>Tabela 2.3 – Coletânea de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.</i>	33
<i>Tabela 2.4 – Solos colapsíveis estudados por Barros (1997), Rodrigues e Lollo (2002) e Souza Neto, Coutinho e Lacerda (2002).</i>	35
<i>Tabela 2.5 – Estrutura metaestável dos solos colapsíveis.</i>	39
<i>Tabela 2.6 – Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg (baseado em Futai, 1997 e 2000).</i>	44
<i>Tabela 2.7 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975).</i>	47
<i>Tabela 2.8 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988).</i>	48
<i>Tabela 3.1 – Propriedades físicas do solo.</i>	93
<i>Tabela 3.2 – Redução volumétrica sofrida pelo poliestireno expandido quando exposto à variação de temperatura.</i>	96
<i>Tabela 4.1 – Configurações iniciais das amostras obtidas com a adição de partículas de poliestireno expandido.</i>	112
<i>Tabela 4.2 – Resumo de ensaios realizados em amostras moldadas com a técnica de preparo com poliestireno expandido.</i>	113
<i>Tabela 4.3 – Configurações iniciais das amostras moldadas com a técnica de preparo em duas etapas.</i>	115
<i>Tabela 4.4 – Resumo dos ensaios realizados em amostras moldadas com a técnica de preparo em duas etapas (sem poliestireno expandido)</i>	116
<i>Tabela 5.1 – Ensaio de condutividade hidráulica em amostras com índice de vazios e teor de cimentação de 1,3 e 1% respectivamente.</i>	146
<i>Tabela 5.2 – Índices físicos das amostras ensaiadas com <math>e_0 = 1,3</math> e 1% de cimento.</i>	161
<i>Tabela 5.3 – Valores de sucção para diferentes configurações e tempos de contato.</i>	162
<i>Tabela 6.1 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento antes e após o ensaio de cisalhamento direto.</i>	167
<i>Tabela 6.2 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo antes e após o ensaio de cisalhamento direto.</i>	170
<i>Tabela 6.3 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento-poliestireno expandido antes e após o ensaio de cisalhamento direto.</i>	173
<i>Tabela 6.4 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo -poliestireno expandido antes e após o ensaio de cisalhamento direto.</i>	176
<i>Tabela 6.5 – Dados obtidos das envoltórias de ruptura.</i>	179
<i>Tabela 6.6 – Índices físicos das amostras ensaiadas com teor de cimento de 1%.</i>	193
<i>Tabela 6.7 – Índices físicos amostras ensaiadas com teor de cimento de 3%.</i>	193
<i>Tabela 6.8 – Índices físicos das amostras ensaiadas sem cimentação.</i>	194
<i>Tabela 6.9 – Índices físicos das amostras reconstituídas ensaiadas.</i>	194
<i>Tabela 6.11 – Ângulo de atrito (<math>\phi</math>) e coesão (<math>c</math>) obtidos das envoltórias de pico totais.</i>	201
<i>Tabela 7.1 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos duplo, condição de ensaio e tensão de inundação, no caso das amostras com cimentação de 1%.</i>	227
<i>Tabela 7.2 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos inundados, condição de ensaio e tensão de inundação, no caso das amostras sem cimentação.</i>	228
<i>Tabela 7.3 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos de ponto único e tensões de inundação, no caso das amostras com cimentação de 1%.</i>	228
<i>Tabela 7.4 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos inundados, no caso das amostras com cimentação de 10 %.</i>	228
<i>Tabela 7.5 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos duplo e simples, condição de ensaio e tensão de inundação, no caso das amostras com cimentação de 1% e sem cimentação.</i>	233
<i>Tabela 7.6 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com sucção controlada.</i>	238
<i>Tabela 7.7 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com controle de sucção, representadas na Figura 5.38.</i>	241
<i>Tabela 7.8 – Características, índices físicos e volumes iniciais da amostra ensaiada.</i>	244

## LISTA DE ABREVEATURAS E SÍMBOLOS

K	: coeficiente de subsidência
Kl	: coeficiente de colapsividade
$S_{r_0}$	: grau de saturação
$e_l$	: índice de vazios amolgado correspondente a $W_L$
CP	: potencial de colapso
$w_o$	: umidade natural
cu	: coeficiente de uniformidade
(S-C)	: diferença entre os teores de areia e argila
$\gamma_d$	: peso específico seco
$\sigma_w$	: tensão de inundação no ensaio edométrico
$\Delta e$	: 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
$e_i$	: índice de vazios no início do colapso
$e_f$	: índice de vazios no final do colapso
$e_0$	: índice de vazios inicial
$\sigma_v$	: 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
$\Gamma$	: 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”
$\lambda(s)$	: 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
$\gamma_s$	: densidade real dos grãos
$D_{10}$	: diâmetro efetivo

$C_u$	: coeficiente de uniformidade
$\gamma_d$	: densidade máxima
$\omega_{ot}$	: umidade ótima
ARI	: alta resistência inicial
w	: umidade gravitacional ou gravimétrica
Sr	: grau de saturação
$(u_a - u_w)$	: sucção mátrica
$u_a$	: poro-pressão de ar
$u_w$	: poro-pressão de água
$w_i$	: umidade gravimétrica inicial
$Sr_i$	: grau de saturação inicial
$w_f$	: umidade gravimétrica final
$Sr_f$	: grau de saturação final
k	: coeficiente de condutividade hidráulica
$\phi$	: ângulo de atrito interno
c	: intercepto coesivo ou coesão
$Sr_i$ ou $Sr_0$	: grau de saturação inicial
$\phi_p$	: ângulo de atrito interno de pico
$c_p$	: coesão de pico
$\phi_r$	: ângulo de atrito interno residual
$c_r$	: coesão residual
$\sigma_v$	: tensão vertical
$ef_{carreg}$	: índice de vazios final carregamento
$ef_{descarreg}$	: índice de vazios final descarregamento
$\tau$	: tensão cisalhante
$\sigma$	: tensão normal
$p'$	: $p' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) - u_a$
q	: $q = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$
$p_0$	: tensão de pré-adensamento para uma dada tensão de sucção
$p_0^*$	: tensão de pré-adensamento em condições saturadas
$p_c$	: tensão de referência
$\alpha$	: fator de forma adimensional
m	: parâmetro adimensional
$dp'_{mi}$	: lei de enrijecimento para o material reconstituído
dx	: lei de desestruturação
x	: parcela de cimentação
a	: razão na qual as cimentações são destruídas dentro da massa do solo
b	: relação efetiva na qual as deformações plásticas ocorrem quebrando as cimentações na massa do solo
$d\mathcal{E}_v^e$	: incremento de deformação elástica volumétrica
$d\mathcal{E}_d^e$	: incremento de deformação elástica desviatória
$\kappa$	: declividade da linha de expansão
G	: módulo de cisalhamento elástico do solo
$\nu$	: coeficiente de Poisson do solo
$\chi$	: depende do grau de saturação ( $S_r$ )
BBM	: Barcelona Basic Model (Modelo Básico de Barcelona)

## RESUMO

MEDERO, G. M. Comportamento de um Solo Colapsível Artificialmente Cimentado. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta tese apresenta duas técnicas diferentes de preparação de amostras para produzir corpos-de-prova “ideais”, i.e. amostras artificialmente moldadas nas condições desejadas. O desafio fundamental da moldagem de amostras altamente colapsíveis cimentadas artificialmente é conservar a estrutura porosa com elevado índice de vazios enquanto ocorre a cura do cimento. Na primeira técnica isto é alcançado acrescentando-se partículas de poliestireno expandido à mistura de solo. A segunda técnica utiliza duas etapas de preparo de forma que a cura parcial do cimento da primeira etapa de mistura já aconteceu quando a segunda etapa for realizada. Ambas as técnicas são utilizadas para produzir amostras colapsíveis que imitam o comportamento de solos altamente colapsíveis naturais. Ao mesmo tempo, as técnicas permitem a variação controlada dos parâmetros fundamentais que podem influenciar comportamento de colapso do solo. O trabalho apresentado nesta tese analisou os parâmetros que caracterizam e controlam o comportamento mecânico de solos colapsíveis. O programa experimental foi executado em amostras colapsíveis cimentadas artificialmente que possuem as características físicas mais relevantes de solos colapsíveis naturais: elevado índice de vazios, baixo nível de cimentação e condições não saturadas antes da inundação. O programa de laboratório foi fundamentado em ensaios de compressão não confinada, ensaios de condutividade hidráulica, testes para obtenção da curva característica do solo, análises de microscopia ótica, ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais, ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada e ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção. Com base nos resultados experimentais, foi possível observar a importante influência do índice de vazios inicial e do teor de adição de cimento no processo de degradação da cimentação (desestruturação do solo) e no fenômeno de colapso por inundação. Isto é importante para se compreender o comportamento mecânico fundamental de solos colapsíveis cimentados e permitir o desenvolvimento de modelos constitutivos apropriados. É apresentado um modelo constitutivo (Wheeler, 2004) baseado em solos não saturados incluindo o efeito de cimentação (bonding) e o processo de desestruturação do solo. O modelo sugerido foi analisado qualitativamente com base nos resultados obtidos do programa experimental.

Palavras-chave: colapso; solos não saturados; solos cimentados.

## ABSTRACT

MEDERO, G. M. Comportamento de um Solo Colapsível Artificialmente Cimentado. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This thesis reports two different sample preparation techniques for producing ‘ideal’ specimens, i.e. specimens artificially prepared at the desired conditions. In preparing artificial cemented highly collapsible specimens, the key issue is to provide a means of maintaining the soil at a high void ratio while curing of cement occurs. In the first technique this is achieved by adding particles of expanded polystyrene to the soil mixture. The second technique uses a two stage preparation procedure, so that partial curing of the cement from the first stage of mixing has already occurred at the time of the second stage of mixing. Both techniques are shown to produce highly collapsible samples that mimic the behaviour of natural highly collapsible soils. At the same time, the techniques allow controlled variation of the key parameters which may influence soil collapse behaviour. The work presented in this thesis analyzed the parameters that characterize and control the mechanical behaviour of collapsible soils. A laboratory testing programme has been carried out on artificially cemented highly collapsible samples exhibiting the most important physical characteristics of natural collapsible soils: high void ratios, low level of cementation and unsaturated conditions before wetting. The laboratory programme was based on the unconfined compression tests, hydraulic conductivity tests, tests to derive the water retention curve, optical microscopy analyses, direct shear tests, triaxial tests, conventional and suction-controlled oedometer tests, and isotropic compression test with suction control. Based on the experimental results, it was possible to observe the important influence of the initial void ratio and level of cementation on the degradation of the cementation (destruction of the soil) and the soil collapse during wetting. This is important to fundamental understanding of the mechanical behaviour of cemented collapsible soils and to develop appropriate constitutive models. It was presented a constitutive model (Wheeler, 2004) founded on unsaturated soil including the effect of bonding and the process of destruction of the soil. This model was qualitative analyzed based on the results obtained from the experimental programme.

Key-words: collapse; unsaturated soils; cemented soils.

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Relevância da Pesquisa

O conhecimento do comportamento mecânico 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 tese de doutorado que visa ampliar o banco de dados referente aos parâmetros que os caracterizam e comandam o comportamento mecânico, ampliando o entendimento dos mecanismos comportamentais, identificando os fatores que influenciam a resistência destes materiais colapsíveis e estabelecendo as bases necessárias ao desenvolvimento de um modelo constitutivo. Busca-se fundamentalmente estudar e analisar solos colapsíveis para possibilitar a execução de projetos e resolução de problemas da prática de Engenharia Geotécnica.

O desenvolvimento de regiões tropicais e subtropicais tem conduzido os engenheiros a lidar com solos colapsíveis cujo comportamento difere dos modelos descritos pela teoria tradicional da Mecânica dos Solos, como cita Souza Neto et al. (2002). Os avanços nos estudos da colapsibilidade do solo são recentes e, portanto ainda incipientes (Cintra, 1998; Rezende e Morais, 2000), encontrando-se algumas referências já clássicas na literatura nacional (e.g. Vargas, 1978) e internacional (e.g. Jennings e Knight, 1975; Alonso et al., 1990).

Os solos colapsíveis sofrem recalques que podem provocar: danos à estruturas de fundações e pavimentos, instabilizações e rupturas de taludes, danos à estrutura de pavimentos, além de rupturas 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 nestas formações podem ser gravemente danificadas por recalques diferenciais das fundações, causado por colapso do solo. Lobo et al. (1997) considera que a presença de solo colapsível pode ser responsável pela ocorrência de patologias em edificações, pois havendo acréscimo no teor de umidade ocorre uma redução na capacidade de carga do solo. Rodrigues e Lollo (2002)

comentam que a manifestação do fenômeno de colapso pode gerar sérios problemas em edificações residenciais e comerciais, associados a prejuízos materiais, como: trincas, emperramento de portas e janelas, rupturas de tubulações de água, esgoto, gás e ruínas em lajes, vigas e pilares. Os danos, ainda mais perigosos, são aqueles que podem ocorrer colocando em risco vidas humanas.

O fenômeno de colapsibilidade foi inicialmente estudado usando-se o ensaio edométrico, a partir dos trabalhos clássicos de Jennings e Knight (1957 e 1975) 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; Schnaid et al. 2004) 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. Estes estudos podem ser realizados em solos artificialmente cimentados ou em amostras indeformadas. Em ambos os casos existem limitações e desvantagens. Os depósitos de solos residuais são normalmente heterogêneos e amostras indeformadas apresentam variabilidade (variação na cimentação e índice de vazios) que dificultam a análise dos resultados. Amostras produzidas artificialmente podem ser produzidas em condições controladas, mas não reproduzem a complexa estrutura dos solos *in situ*.

A importância prática desta pesquisa científica consiste portanto no estudo do fenômeno de colapso, na identificação e quantificação de parâmetros que controlam seu comportamento, para racionalizar a análise, projeto e execução de obras de engenharia tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis nestes materiais. Nesta pesquisa optou-se por ensaiar amostras produzidas em laboratório, buscando-se compreender as variáveis que controlam o fenômeno de colapso.



## 1.2 Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho consiste no estudo do comportamento mecânico de um solo colapsível e dos fatores que comandam e influenciam este comportamento. Além disso, objetiva-se analisar o recalque causado pelo fenômeno de colapso em diferentes trajetórias de tensões e para diferentes configurações (índice de vazios, grau de cimentação e estado de tensões).

Este trabalho procura identificar aspectos comportamentais de solo colapsíveis, artificialmente cimentados e com estrutura metaestável. Duas características destes materiais serão focadas no decorrer do trabalho: a ocorrência do fenômeno de colapso por inundação e o efeito da cimentação concomitantemente com a desestruturação (degradação da cimentação) no comportamento dos solos. É importante salientar que enquanto o colapso é um processo que se deflagra de forma brusca e quase que instantânea, a degradação da cimentação ocorre como um efeito progressivo da destruição da cimentação do solo. Para analisar o efeito do colapso e da degradação da cimentação, isolados e combinados, em um material geotécnico, realizou-se uma ampla campanha experimental descrita no Capítulo 4.

Dentro desse objetivo geral da pesquisa, alguns específicos tornam-se necessários para a análise e execução de ensaios e para a avaliação de resultados e modelagem:

- Desenvolvimento de técnica de preparo de amostras capaz de reproduzir algumas das características de um solo natural colapsível. Desta forma, possibilitando avaliar a influência da variação do índice de vazios e do nível de cimentação no fenômeno de colapso para diferentes valores de interesse. Optou-se por amostras produzidas em laboratório devido à dificuldade de obtenção de amostras naturais indeformadas e de comportamento colapsível.
- Realização de ensaios para verificação das características e reprodutibilidade dos corpos-de-prova obtidos pelas técnicas de moldagem, analisando-se a eficácia das técnicas para diferentes índices de vazios e teores de cimento, além da condutividade hidráulica, resistência à compressão não confinada.

- Observação e análise da estrutura obtida nas amostras preparadas artificialmente através da utilização de microscopia ótica.
- Determinação da curva característica de amostras artificialmente cimentadas e colapsíveis.
- Avaliação da influência do índice de vazios, do grau de cimentação e do nível de sucção no fenômeno de colapso, através de ensaios triaxiais, de ensaios edométricos convencionais e com controle de sucção, de ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaio de compressão isotrópica com sucção controlada.
- Avaliação da potencialidade de colapso do solo em ensaios edométricos convencionais (edométrico duplo e simples) e com sucção controlada e em ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção, para as condições iniciais de interesse.
- Análise qualitativa do modelo proposto (Wheeler, 2004) com base nos resultados experimentais obtidos e uma discussão do fenômeno de colapso à luz das informações provenientes da campanha experimental apresentada acima e da base teórica dada pelo modelo proposto.

### **1.3 Desenvolvimento do Trabalho de Tese**

A presente pesquisa foi estruturada nas seguintes etapas, a seguir descritas: (1) identificação e apresentação dos objetivos da pesquisa; (2) revisão da bibliografia sobre os tópicos de interesse; (3) desenvolvimento da metodologia de preparo de amostras e descrição do material utilizado; (4) planejamento do programa experimental (parte do programa executada na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - Brasil e parte na University of Glasgow, Glasgow – Escócia); (5) descrição dos equipamentos e métodos de ensaio em ambos laboratórios; (6) realização e apresentação dos ensaios do programa experimental; (7) análise, discussão e avaliação dos resultados obtidos; (8) descrição e apresentação do modelo constitutivo (Wheeler, 2003); (9) apresentação das considerações finais e sugestões para futuros trabalhos.

A primeira etapa constitui-se na discussão da importância do enriquecimento dos dados conhecidos sobre o comportamento tensão-deformação, resistência e fatores que influenciam solos colapsíveis, em diferentes condições de saturação e carregamento, bem como, com diferentes parâmetros característicos iniciais, índices de vazios e cimentação. Buscou-se estruturar um projeto de pesquisa que abrangesse as questões levantadas e assim definir os principais objetivos da tese.

A segunda etapa constitui-se na revisão da literatura existente, abordando o tema deste trabalho. Alguns tópicos foram analisados como: **solos não saturados** – natureza e ocorrência, fases componentes, categorias, estrutura, sucção, comportamento deformacional e estado de tensões; **estado crítico** – para solos saturados e não saturados; **solos colapsíveis** – ocorrência, comportamento tensão *versus* deformação, características (estrutura e mecanismos) e identificação; **modelos constitutivos** – para solos cimentados e para solos não saturados.

O desenvolvimento das técnicas de preparo de amostras consistiu na terceira etapa do trabalho. Após terem sido estudados os materiais a serem utilizados, partiu-se para a parte prática que envolveu várias tentativas de moldar, em laboratório, amostras de solos colapsíveis com as características desejadas. Para tanto, estudos preliminares foram adotados no preparo e na caracterização com a finalidade de avaliar a eficácia das metodologias.

A quarta etapa da pesquisa, constitui-se no planejamento do programa experimental, realizada em conjunto com os orientadores da UFRGS e do colaborador da University of Glasgow, com relação aos tipos de ensaios que seriam utilizados (níveis de tensão e de sucção, trajetórias de tensões e características iniciais das amostras). Um cuidado especial nesta etapa foi realizado para que os objetivos fossem alcançados com minimização do tempo e maximização da representatividade e da confiabilidade dos resultados obtidos. Estabeleceu-se a ordem de execução do programa experimental, levando em consideração o tempo disponível e a disponibilidade dos equipamentos nos laboratórios.

Na etapa seguinte, quinta etapa, foram descritos os equipamentos e os métodos de ensaio utilizados em laboratório, previstos no programa experimental. Esta etapa divide-se na descrição dos equipamentos e métodos de ensaio no laboratório da

Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Porto Alegre, Brasil) e os da Universidade de Glasgow (Glasgow, Escócia). A sexta etapa apresenta os ensaios do programa experimental, além da interpretação, análise, discussão e avaliação dos resultados obtidos em laboratório. Objetivou-se avaliar a influência do índice de vazios inicial, do nível de sucção e do teor de cimentação no comportamento tensão-deformação do solo, bem como analisar o efeito do colapso, da cimentação e degradação da cimentação no comportamento dos solos.

Na sétima etapa, foi descrito e apresentado o desenvolvimento de um modelo constitutivo que seja representativo a solos colapsíveis, levando-se em consideração o efeito da sucção, condição não saturada, o efeito da ligação, pela ação da cimentação entre partículas e agregados, e a desestruturação, pela diminuição da sucção atuante no solo e/ou carregamento do solo e conseqüente degradação da parcela cimentante. Baseando-se no modelo proposto e nos resultados obtidos experimentalmente, foi realizada uma análise qualitativa do modelo sugerido.

A última etapa consistiu na apresentação das considerações finais do trabalho como um todo, identificando-se aspectos fundamentais do comportamento tensão-deformação-resistência de solos colapsíveis, bem como as implicações deste comportamento à prática de engenharia. Além disso, são apresentadas sugestões para futuros trabalhos nessa linha de pesquisa.

## **2. REVISÃO DA LITERATURA: COMPORTAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS**

### **2.1 Considerações Iniciais**

No decorrer deste capítulo será apresentada uma revisão do estado do conhecimento relativo ao comportamento de solos colapsíveis pertinente ao trabalho de tese. Serão abordados temas como: solos não saturados (natureza e ocorrência, fases componentes, categorias, estrutura, sucção, comportamento tensão-deformação); estado crítico (solos saturados e solos não saturados); fenômeno de colapso (ocorrência, comportamento tensão x deformação, características fundamentais, identificação). São discutidos os principais conceitos e teorias relevantes para o entendimento da pesquisa. Objetiva-se com esta revisão, também, analisar trabalhos existentes e investigações atuais, convenientemente selecionados, os quais serviram de base para realização da pesquisa.

É importante salientar a experiência acumulada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS) em dissertações de Mestrado e teses de Doutorado abordando solos não saturados e solos artificialmente cimentados (e.g. Prietto, 1996 ; Kratz de Oliveira, 1999; Specht, 2000; Medero, 2001; Prietto, 2004). Nesta tese, dá-se ênfase à análise do fenômeno de colapso, análise dos parâmetros que influenciam seu comportamento (índice de vazios, cimentação e sucção) e à análise da Mecânica dos Solos Não Saturados.

### **2.2 Solos Não Saturados**

Os solos definidos como problemáticos (Schnaid., 2004), como solos residuais, solos colapsíveis e solos expansivos, são exemplos de materiais potencialmente não saturados. Estes solos estão sujeitos a mudanças na umidade de origem natural por variações climáticas ou de origem artificial ou até pela atividade humana, podendo

causar importantes modificações na capacidade de suporte do solo em termos de resistência e deformabilidade. Por isso, é necessário compreender o comportamento geotécnico de solos não saturados para poder proceder, prevenir e minimizar acidentes nestes materiais. Compreender o comportamento mecânico e hidráulico de solos não saturados é de grande importância para o projeto, construção e conservação de obras de engenharia geotécnica que estão constantemente expostas à variações de umidade durante sua construção e vida útil.

Para o desenvolvimento da pesquisa foi necessária uma revisão no estado do conhecimento atual de solos não saturados, incluindo técnicas de ensaios, equipamentos, procedimentos de utilização, técnicas e sistemas de medida de volume, além das características de comportamento mecânico e hidráulico amplamente estudadas e apresentadas na literatura. Apesar do avanço significativo nessa área de investigação, existe ainda a necessidade de um estudo sistemático do comportamento destes materiais.

### 2.2.1 Natureza e ocorrência dos solos não saturados

Os solos não saturados podem ter origem natural, como solos sedimentares (eólicos, aluvionares, coluviais, entre outros), solos residuais (lateríticos e saprolíticos) e solos de origem artificial, como solos compactados.

Alonso e Gens (1994) comentam que os solos em regiões áridas são normalmente não saturados e cimentados e que variações no teor de umidade levam a instabilidade volumétrica.

Segundo Barrera (2002), os solos potencialmente colapsíveis possuem origem bastante variável desde solos de origem eólica (loes e areia eólica) até solos aluvionares, coluvionares e residuais. Rao e Revanasiddappa (2002) comentam que solos residuais não saturados freqüentemente apresentam colapso e são caracterizados por uma estrutura cimentada que tem um importante efeito no comportamento à compressão e na resistência. Wheeler (2003) define tipos de solos não saturados como: solos compactados, solos expansivos, solos colapsíveis, solos áridos e solos com a presença de algum gás.

## 2.2.2 Fases componentes dos solos não saturados

O solo não saturado é composto por um sistema tri-fásico: fase sólida, fase líquida e fase gasosa. De uma forma simplificada, pode se considerar que o esqueleto do solo é representado pela fase sólida e os vazios são preenchidos por água (fase líquida) e ar (fase gasosa).

Fredlund e Morgenstern (1977) propuseram a existência de uma quarta fase, a interface entre água livre e ar livre como uma fase independente. Os autores fazem uma consideração que esta interface é formada por uma película com propriedades distintas da água e do ar. Porém as relações peso-volume consideram o solo como um sistema tri-fásico, incluindo o peso da membrana (membrana contráctil da interface ar-água) como parte do peso da água e desconsiderando seu volume. Nesta tese considera-se o solo como um sistema tri-fásico composto por um esqueleto sólido, com poros de água e ar, sem considerar a influência da membrana contráctil de forma independente, seguindo conceitos difundidos por outros autores como Sivakumar (1993), Gallipoli (2000) e Barrera (2002). Para análise do fenômeno de colapso é desnecessário levar em consideração, separadamente, o efeito da membrana contráctil.

Como salienta Barrera (2002), o conhecimento das interações existentes entre as três fases do sistema constitui-se em um ponto fundamental para o entendimento do comportamento dos solos não saturados. Para tanto, é indispensável à compreensão de cada fase do sistema. A Tabela 2.1 apresenta as características básicas das três fases constituintes dos solos não saturados.

Tabela 2.1 – Características básicas das três fases constituintes dos solos não saturados.

<b>Características</b>	<b>Fase sólida</b>	<b>Fase líquida</b>	<b>Fase gasosa</b>
composição	partículas sólidas de diferentes tamanhos	água e sais (fundamentalmente)	ar e vapor de água
propriedades importantes	- tamanho (fração grossa e fração fina); - forma; - textura; - composição química (cargas elétricas e trocas catiônicas).	- incompressível	- compressível; - capacidades de dissolver-se (lei de Henry).
classificação	---	- água adsorvida; - água capilar; - água gravitacional.	---

Gallipoli (2000) analisa que, diferentemente dos solos saturados, a fase líquida dos solos não saturados pode estar presente preenchendo completamente os vazios do solo (Figura 2.1, item a) ou formando meniscos d'água entre partículas do solo (Figura 2.1, item b), como apresenta de forma genérica a Figura 2.1 a seguir.

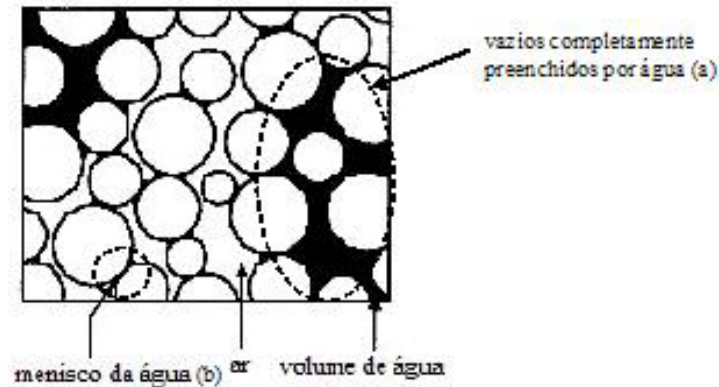


Figura 2.1 – Representação esquemática da água nos vazios de um solo não saturado em forma contínua e em meniscos (Gallipoli, 2000).

Vargas (1970) e Toll (2002) observam que quando o teor de umidade no solo é baixo, o ar está presente em condutos contínuos e a água se concentra principalmente ao redor dos contatos entre partículas. Quando o teor de umidade é elevado, o ar pode estar ocluído no solo na forma de bolhas isoladas.

### 2.2.3 Categorias dos solos não saturados

Wroth e Houlsby (1985) propuseram três categorias diferentes de solos não saturados baseando-se na continuidade da fase fluida, conforme ilustrado na Figura 2.2:

- (a) fase ar descontínua e fase água contínua (grau de saturação elevado – bolhas de ar isoladas);
- (b) fase ar e água contínuas (grau de saturação intermediário);
- (c) fase ar contínua e fase água descontínua (grau de saturação baixo).



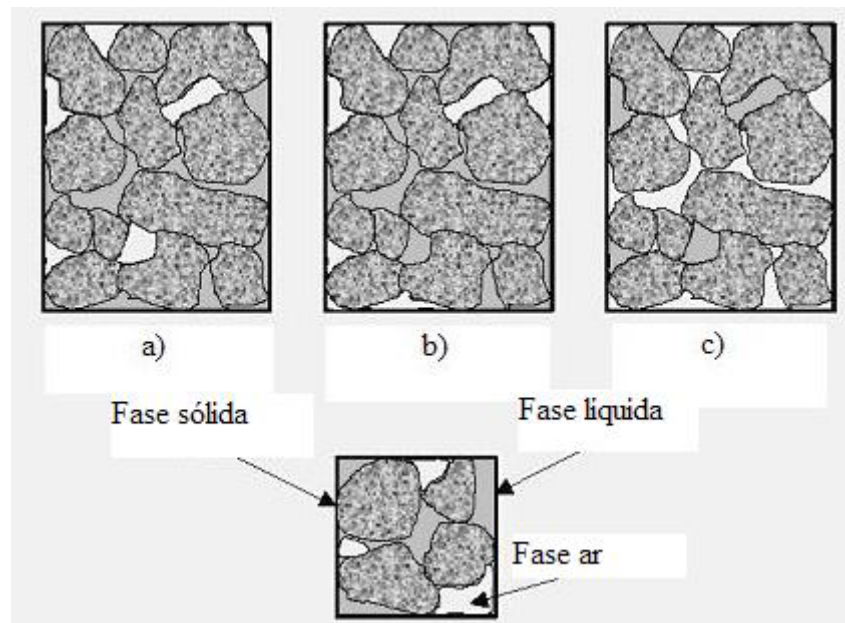


Figura 2.2 – Estrutura de solos não saturados: a) água contínua e ar descontínuo; b) água contínua e ar contínuo; c) água descontínua e ar contínuo (Wroth e Houlby, 1985).

#### 2.2.4 Estrutura dos solos não saturados

Alonso et al. (1987) considera a estrutura interna de um solo não saturado como três tipos de elementos: partículas elementares, agregados de partículas e poros (vazios). A partir desta definição, pode-se estabelecer três estruturas fundamentais que simplificam o conjunto de todas as estruturas possíveis representadas na Figura 2.3:

1. estrutura tipo matricial com os grãos de areia rodeados por partículas de argila (quando as partículas elementares estão distribuídas de forma homogênea);
2. estrutura de agregados de partículas elementares (formando um “grão” de tamanho maior, uma microestrutura de agregados);
3. estrutura de grãos de areia com conectores de argila entre os grãos ou ocorrem contatos diretos sem partículas de argila.

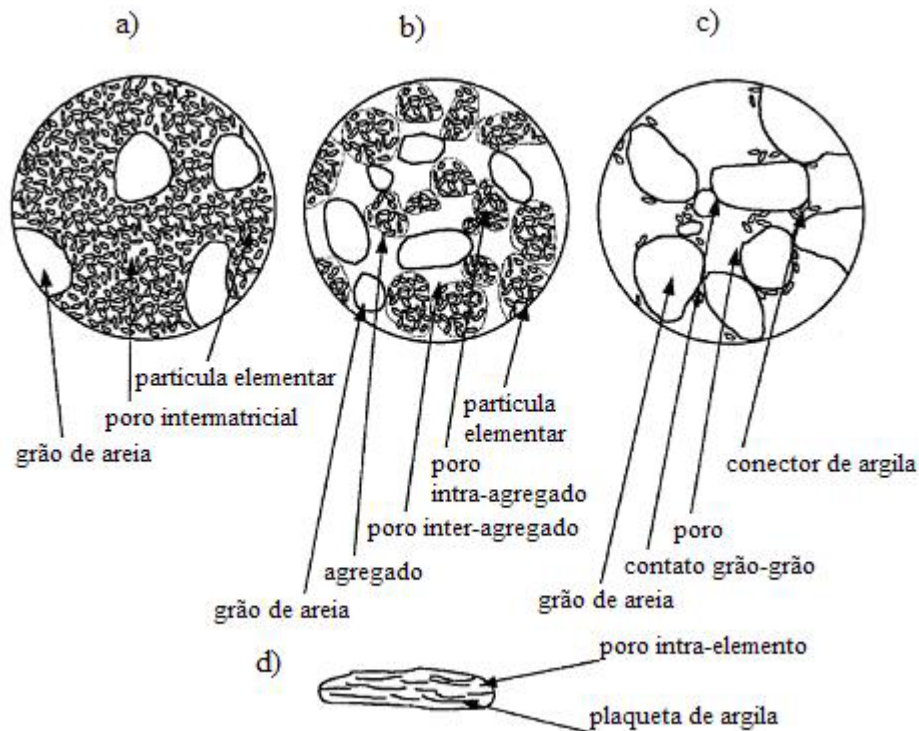


Figura 2.3 – Estrutura do solo, Alonso et al. (1987). a) microestrutura matricial com algumas partículas de areia; b) microestrutura de agregados de partículas elementares; c) microestrutura com matriz de areia e conectores de argila; d) partícula elementar em configuração paralela.

A estrutura dos solos não saturados tem uma forte influência no comportamento mecânico, sendo, geralmente, mais importante para solos não saturados que para solos saturados. Sivakumar (1993) define que a estrutura de solos não saturados depende:

a) do processo de formação do solo;

b) do grau de saturação, sendo este afetado por dois fatores como: o teor de umidade (em solos compactados) ou a quantidade de evaporação ou de formação de gás (em solos naturais);

c) predominância de um tamanho de partículas de solo (pedregulho, areia, silte ou argila).

O autor salienta que a estrutura possui uma grande influência na compressibilidade. Por isso, solos não saturados originados de diferentes processos tendem a apresentar diferentes comportamentos mecânicos.

Alonso e Gens (1994) comentam que se podem encontrar diversos tipos de cimento natural no solo: argilas e siltes finos, sais cristalinos de rocha em diferentes graus, óxido de ferro e de alumínio e materiais vulcânicos.

Delage et al. (1996) comenta que entre as várias técnicas disponíveis para analisar a microestrutura do solo, a porosimetria por intrusão de mercúrio, a microscopia ótica em lâminas delgadas (descrito no Capítulo 4), a microscopia eletrônica de varredura e de transmissão são as mais utilizadas em engenharia geotécnica. Os resultados auxiliam no reconhecimento do tipo de mineral, padrões de cimentação e arranjos de grãos, salienta Martinez (2003). Segundo a União Internacional de Química Pura e Aplicada (IUPAC), comentada por Sato (1998) citada por Matínez (2003), a microscopia ótica pode ser utilizada para caracterizar estruturas porosas chegando a analisar diâmetro de poros da ordem de até 1 $\mu$ m.

Houston et al. (1997) comenta que em muitos solos cimentados o efeito da sucção é mais significativo que o efeito químico da cimentação.

Barrera (2002) salienta que geralmente os solos compactados no ramo úmido de compactação e solos expansivos possuem uma microestrutura tipo predominante matricial. Enquanto que os solos compactados no ramo seco ou solo que tem tendência a colapsar, tendem a apresentar uma microestrutura de agregados e/ou com ligações de argilas.

### 2.2.5 Sucção dos solos não saturados

O comportamento mecânico dos solos não saturados é fortemente influenciado pela poro-pressão de ar e pela poro-pressão de água. O valor da poro-pressão de ar é sempre maior que o da poro-pressão de água, devido aos meniscos que separam o ar e a água, curvatura da interface ar-água (Sivakumar, 1993).

Marinho (1997) comenta que a sucção do solo é normalmente dividida em dois componentes: matricial ou mátrica (relacionada com a matriz do solo, ou seja, com a combinação do tipo de partículas e o arranjo estrutural) e osmótica (devido à concentração química da água do solo). A sucção matricial é a pressão negativa que se

desenvolve na água intersticial devido à capilaridade e às forças de adsorção. A sucção osmótica varia de acordo com as condições químicas e térmicas do solo.

Quando um líquido está em contato com um sólido, na região de contato entre o ar, a água e a parte sólida, as moléculas de água estão sujeitas a dois tipos de forças: forças de coesão ( $F_c$ ), devidas à ação das moléculas do líquido, e forças de adesão (ou adesivas) ( $F_a$ ), devidas à ação das moléculas da parede sólida (Marinho, 1997).

A diferença entre a poro-pressão de ar e a poro-pressão de água é definida como sucção matricial. Sivakumar (1993) e Gallipoli (2000) salientam que o valor da sucção mátrica é dependente da tensão superficial e da curvatura dos meniscos d'água entre partículas. Kato et al. (2003) afirma que a sucção matricial causa uma força “adesiva” entre as partículas, perpendicular ao plano de contato entre as partículas de solo, como está representado na Figura 2.4 apresentada por Gallipoli (2000).

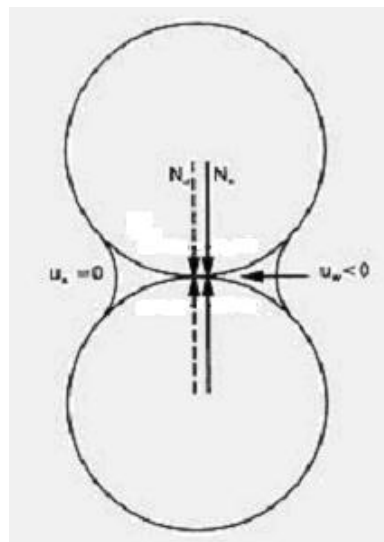


Figura 2.4 – Representação esquemática da força “adesiva” intergranular induzida pelos meniscos d'água entre duas partículas ideais esféricas (Gallipoli, 2000; baseado em Wheeler e Karube, 1996).

Karube e Kato (1994), Wheeler e Karube (1995) e Gallipoli et al. (2003) comentam que a sucção influencia o comportamento mecânico de um solo não saturado de duas formas:

- pela modificação da tensão no esqueleto do solo através de mudanças na pressão média do fluido atuando nos poros do solo;

- por causar uma força adicional de ligação nos contatos entre partículas, muitas vezes atribuído ao fenômeno de capilaridade que gera os meniscos d'água.

Existem diversas técnicas de medida de sucção, métodos ditos diretos, como por exemplo: placa de sucção, centrífuga, tensiômetro e aparelho de membrana de pressão, e métodos ditos indiretos, como por exemplo: papel filtro, balança de adsorção e dessecador de vazios. Marinho (1997) apresenta uma revisão detalhada dos métodos mais utilizados de medida de sucção, procedimentos, intervalo de abrangência da sucção e o tipo de sucção medido. Os métodos utilizados nesta tese estão apresentados e descritos, ao longo do trabalho, de forma que auxiliie a compreensão dos processos realizados.

#### 2.2.6 Comportamento deformacional dos solos não saturados

Barrera (2002) enfatiza que os fenômenos mais característicos de comportamento de solos não saturados relacionam-se com as deformações volumétricas pela variação no grau de saturação. Estas deformações podem ser tanto positivas, em casos de colapso, como negativas, quando ocorre expansão. Segundo Aitchison (1973), tanto o colapso como a expansão, podem ser considerados processos de instabilidade estrutural, pois induzem a descontinuidades no comportamento de deformação do solo quando ocorrem variações de umidade sem modificações no estado de tensões exterior.

O estado de tensões será apresentado detalhadamente no item 2.4.2 deste capítulo, focando o comportamento de solos colapsíveis.

#### 2.2.7 Estado de tensões dos solos não saturados

O desenvolvimento da investigação de solos não saturados pode ser dividido em três períodos. O primeiro, anterior a 1965, com a maioria das pesquisas de solos não saturados voltada para validação do conceito de uma única tensão efetiva (por exemplo: Bishop, 1959; Aitchison, 1960 e 1965; Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963).

No período seguinte, de 1965 a aproximadamente 1987, grande parte dos estudos eram conduzidos no intuito de investigar a possibilidade do uso de duas variáveis de tensão (por exemplo: Matyas e Radhakrishna, 1968; Barden et al., 1969; Fredlund e Morgenstern, 1976 e 1977; Fredlund, 1978 e 1979). Tratavam-se as duas variáveis de tensão como sendo: tensão efetiva (*net*) (diferença entre a tensão total e a poro-pressão de ar) e a sucção (diferença entre a poro-pressão de ar e a poro-pressão de água).

E, um terceiro período, desde 1987, onde muitos pesquisadores começaram a estudar os solos não saturados em termos dos conceitos de estado crítico e buscando determinar a plastificação dos solos não saturados quando carregados e descarregados (Alonso et al., 1990). Até este momento, tratava-se as variações de volume e o comportamento ao cisalhamento de solos não saturados separadamente. Nos últimos anos, procurou-se correlacionar variação volumétrica à resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. A partir dessa nova postura, muitos pesquisadores iniciaram trabalhos visando o desenvolvimento de modelos elastoplásticos para solos não saturados.

## **2.3 Estado Crítico**

### **2.3.1 Considerações iniciais**

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 item 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. Primeiramente serão apresentadas considerações pertinentes para solos

saturados seguindo-se dos aspectos relevantes para solos não saturados, caso de solos colapsíveis.

### 2.3.2 Solos saturados

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. Este estado é denominado Estado Crítico e pode ser expresso por (Atkinson e Bransby, 1978 e Wood, 1990):

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon} = 0 \quad (\text{Equação 2.1})$$

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 2.2).

$$v = e + 1 \quad (\text{Equação 2.2})$$

As Figuras 2.5, 2.6 e 2.7 são apresentadas para ilustrar a condição de estado crítico. A Figura 2.5 mostra a condição de estado crítico e a linha de adensamento de um solo, segundo Atkinson e Bransby (1978).

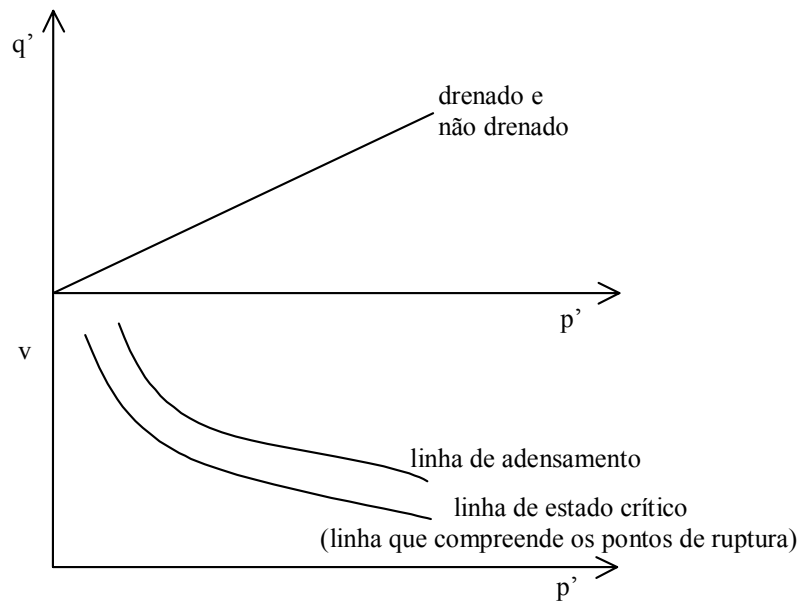


Figura 2.5 – Linha de estado crítico e linha de adensamento (Atkinson e Bransby, 1978).

A projeção da linha de estado crítico é dada por:  $q' = M \cdot p'$  (Equação 2.3), 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 2.4) ou  $e : \ln p'$  dada por uma linha reta, representada pela Figura 2.6.

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (\text{Equação 2.4})$$

onde:

$\Gamma$  : valor que corresponde à  $v$  quando  $p' = 1$  na linha de estado crítico;

$q' = \sigma_1 - \sigma_3$  : tensão desviadora;

$p' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 - 2 \cdot \sigma_3) - u$  : tensão isotrópica.

As Equações 2.3 e 2.4 definem a posição da linha de estado crítico no espaço  $q' : p' : v$ .  $v$  e  $M$ ,  $\lambda$  e  $\Gamma$  correspondem as constantes do solo. Pode-se pensar na linha de estado crítico no espaço tridimensional ( $q' : p' : v$ ) (Figura 2.7). 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.



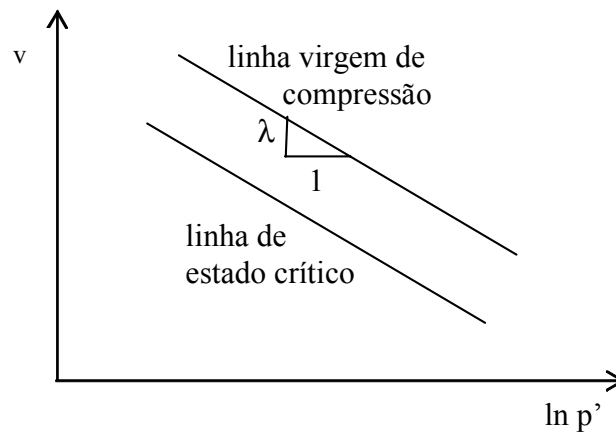


Figura 2.6 – Modelo de estado crítico.

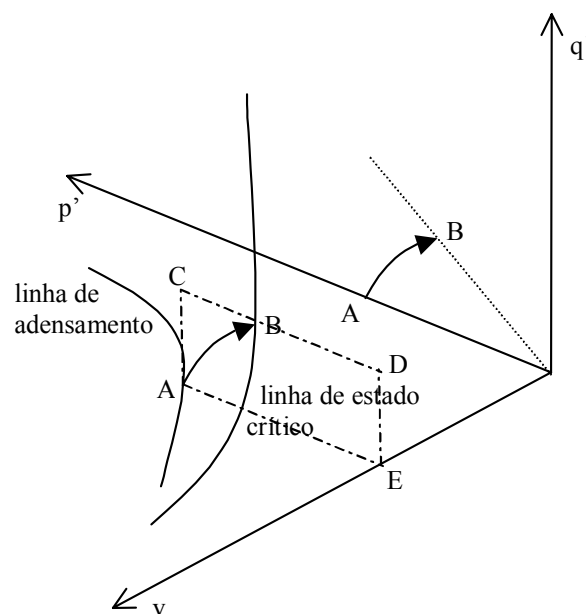


Figura 2.7 – Trajetória em ensaio não-drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

A trajetória seguida em um ensaio triaxial convencional pode ser representada no espaço  $q': p': v$ . Considerando um ensaio não-drenado, a amostra será comprimida isotropicamente até atingir o nível de tensões definido pelo ponto A, e posteriormente levada à ruptura atingindo o estado crítico 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 (Figura 2.7).

O estado inicial da amostra e as condições de ensaio irão determinar o ponto preciso na linha de estado crítico que corresponderá à 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

$$\begin{aligned} v &= \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \longrightarrow p_f' = \exp[(\Gamma - v_0) / \lambda] \\ q' &= M \cdot p' \longrightarrow q_f' = M \cdot \exp[(\Gamma - v_0) / \lambda] \end{aligned} \quad (\text{Equação 2.5 e 2.6})$$

Já no caso de um 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 2.8).

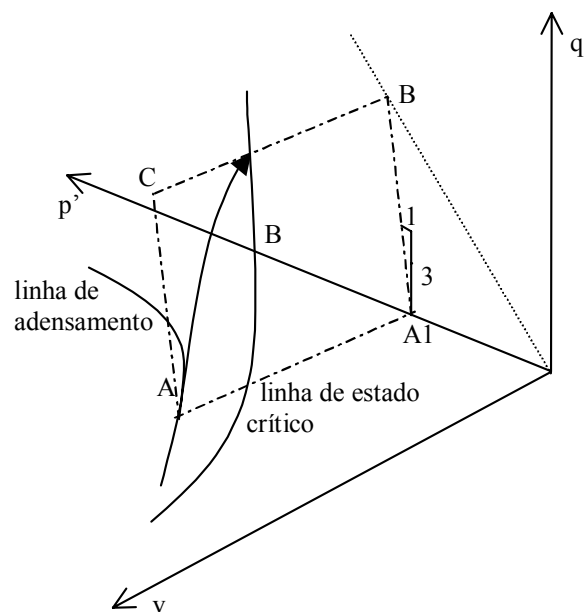


Figura 2.8 – Trajetória em ensaio drenado no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

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:

$$q_f' = 3 \cdot (p_f' - p_0') \quad (\text{Equação 2.7})$$

$$q_f' = M \cdot p_f' \quad (\text{Equação 2.8})$$

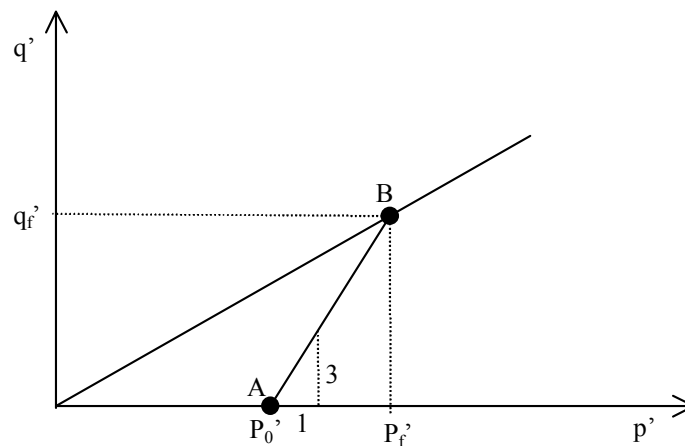


Figura 2.9 – Representação da trajetória de tensões no espaço  $q': p'$  (Atkinson e Bransby, 1978).

Combinando as Equações 2.7 e 2.8 obtêm-se:

$$q_f' = \frac{3 \cdot M \cdot p_0'}{3 - M} \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$p_f' = \frac{3 \cdot p_0'}{3 - M} \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \cdot \ln\left(\frac{3 \cdot p_0'}{3 - M}\right) \quad (\text{Equação 2.11})$$

Conclui-se que conhecendo-se: a condição inicial da amostra; a posição da linha de estado crítico, ou seja, as constantes  $M$ ,  $\Gamma$ ,  $\lambda$  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.

### 2.3.2.1 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 2.10 e 2.11, observa-se diferentes planos não-drenados e drenados para diferentes valores de  $p_0'$ . Além disso, apresentam-se as 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 variação, como mostra a Figura 2.11.

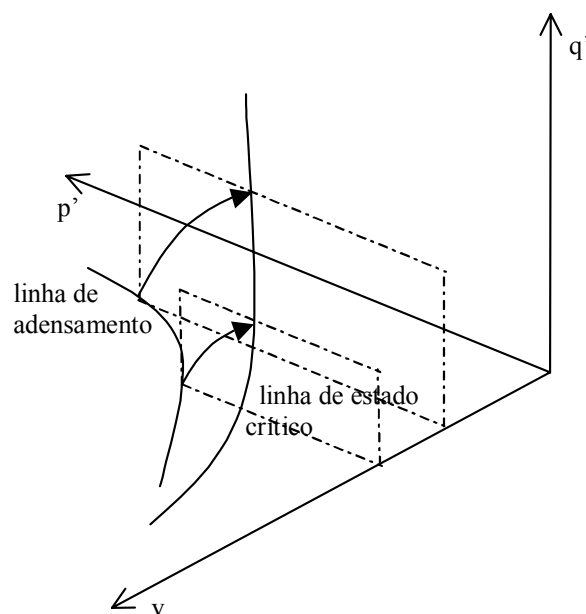


Figura 2.10 – Vários planos não-drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

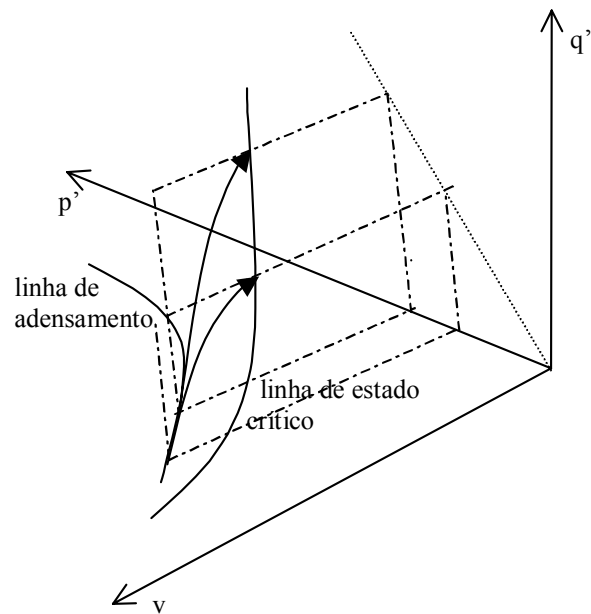


Figura 2.11 – Vários planos drenados no espaço tridimensional (Atkinson e Bransby, 1978).

Na Figura 2.12, nota-se que independente da trajetória seguida, ambos iniciam na linha de adensamento convencional e seguem até a linha de estado crítico.

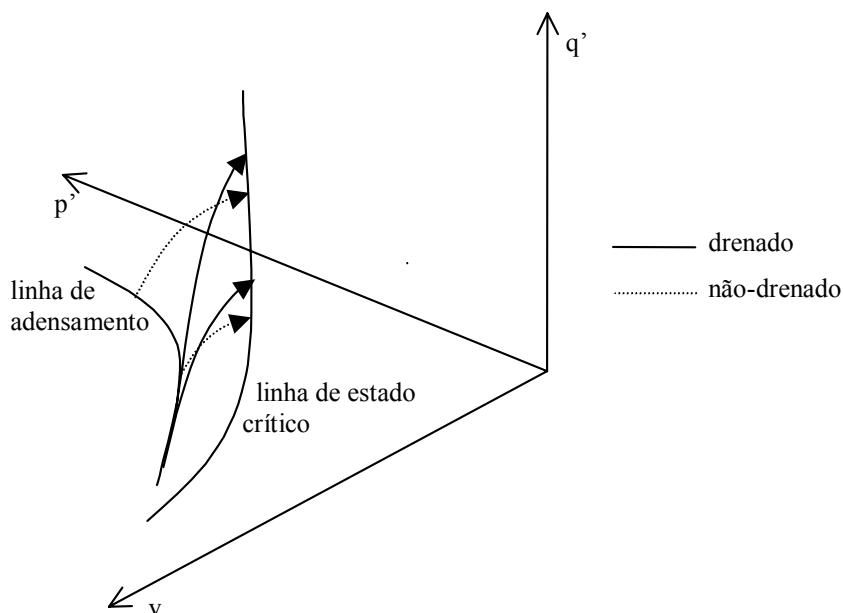


Figura 2.12 – Ensaio não-drenado e drenado e suas trajetórias (Atkinson e Bransby, 1978).

A Figura 2.13, mostra a trajetória de tensões efetivas seguida por uma amostra normalmente adensada em condições drenadas, 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.

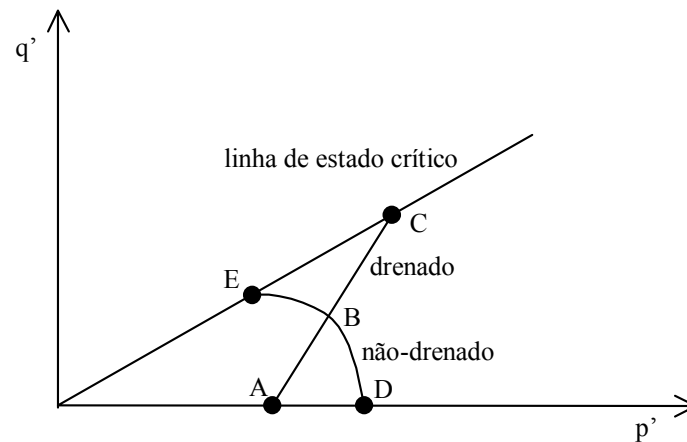


Figura 2.13 – Trajetória de ensaio drenado e não-drenado (Atkinson e Bransby, 1978).

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

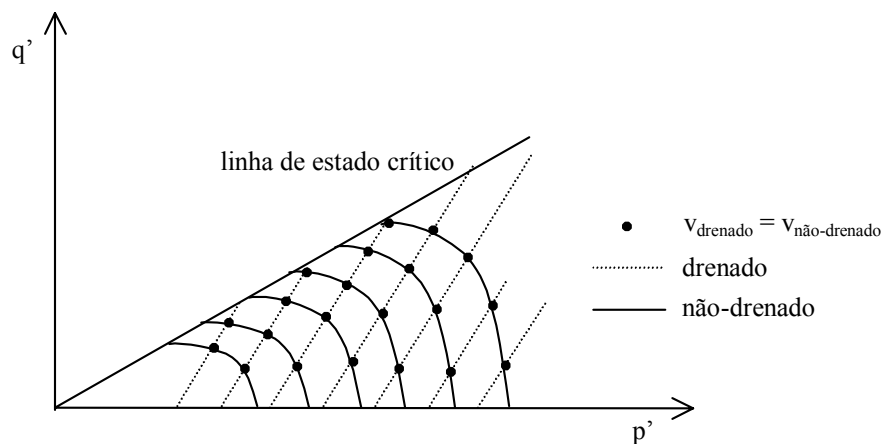


Figura 2.14 – Diversos pontos de mesmo valor de volume específico (Atkinson e Bransby, 1978).

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 2.15). 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.

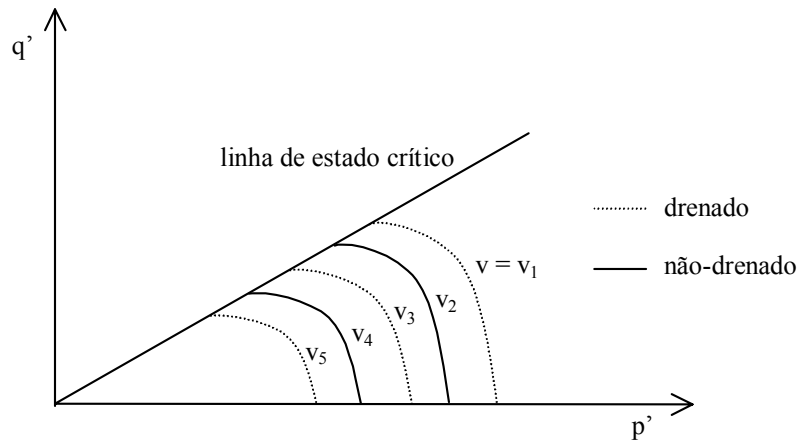


Figura 2.15 – Contornos da superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978).

### 2.3.3 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 do comportamento destes materiais.

O estado crítico é atingido por um solo quando este não apresenta mudanças em tensões ou em volume quando é cisalhado, sendo tipicamente atingido para grandes deformações. Como no caso de solos não saturados existe uma fase adicional (ar) no solo, deve-se considerar também outras duas variáveis de estado: a sucção e o teor de umidade (ou grau de saturação). Toll (1990) propõe que o estado crítico para solos não saturados seja expresso em termos de:  $q$ ,  $p - u_a$ ,  $u_a - u_w$ ,  $v$ ,  $Sr$ , sendo então definidos por:

$$p' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 - 2 \cdot \sigma_3) - u_a \quad (\text{Equação 2.12})$$

$$s = u_a - u_w \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$w = \frac{Sr \cdot e}{G_s} \quad (\text{Equação 2.4})$$

O estado crítico não saturado requer cinco parâmetros:  $M_a$ ,  $M_b$ ,  $\lambda_a$ ,  $\lambda_b$ ,  $\Gamma_{ab}$ .

$$q = M_a \cdot (p - u_a) + M_b \cdot (u_a - u_w) \quad (\text{Equação 2.15})$$

$$v = \Gamma_{ab} - \lambda_a \cdot \ln(p - u_a) - \lambda_b \cdot \ln(u_a - u_w) \quad (\text{Equação 2.16})$$

Salienta-se que as contribuições devido à sucção são representadas por  $M_b$  e  $\lambda_b$  em Toll e Ong (2003), diferentemente da terminologia apresentada em Toll (1990):  $M_w$  e  $\lambda_w$ . Os autores adotaram esta terminologia para obter melhor consistência com  $\phi_b$  apresentado por Fredlund et al.(1978) utilizado para representar o ângulo de atrito para mudanças na sucção mátrica. Toll e Ong (2003) concluem que a variação dos gradientes de tensão ( $M_a$  e  $M_b$ ) e os parâmetros de compressibilidade de estado crítico ( $\lambda_a$  e  $\lambda_b$ ) podem ser expressos como funções do grau de saturação do solo.

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 como pode ser visualizado na Figura 2.16. 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.



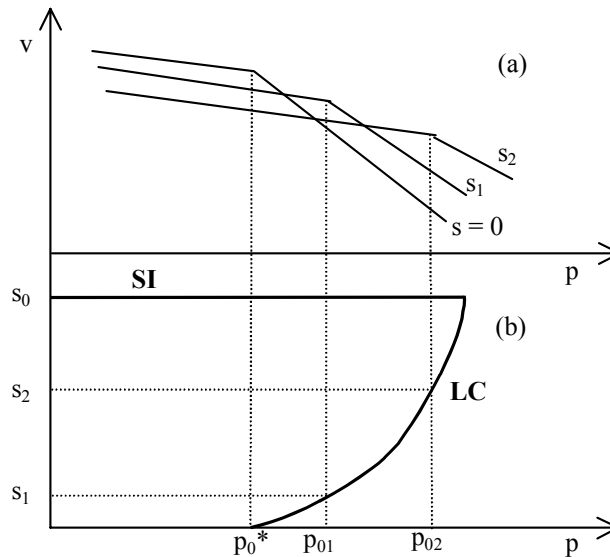


Figura 2.16 – (a) Trajetória de tensões para carregamentos  $p$  e  $s$  ( $s = \text{constante}$ ); (b) superfícies de escoamento SI e LC (Alonso et al., 1987).

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 estados de tensões isotrópicos e triaxiais. Este modelo foi formulado no espaço de tensões  $p$ :  $s$  e com variação de volume específico de:

$$dv = -\lambda(s) \frac{dp}{p} \quad (\text{Equação 2.17})$$

integrando:

$$v = N(s) - \lambda(s) \cdot \ln \frac{p}{p^c} \quad (\text{Equação 2.18})$$

onde:

$\lambda(s)$  - 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; Futai, 1997). 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 constitutivo para solos expansivos. No Capítulo 7 será apresentada uma revisão dos conceitos e abordagens pertinentes à compreensão dos mecanismos de comportamento baseados para o desenvolvimento de um modelo elastoplástico para solos colapsíveis.

## 2.4 Fenômeno de Colapso

O fenômeno de colapso foi explicado por diferentes autores. A seguir uma seleção dos trabalhos 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”.
- 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;
- 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;

- Clemence e Finbarr (1981) descrevem como os solos não saturados de estrutura metaestável que experimentam um rearranjo das partículas com diminuição acentuada de volume com sua inundação ou por carregamento externo aplicado;
- 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.
- Segundo Houston (1996) solos colapsíveis são inerentemente metaestáveis, apresentando uma estrutura fraca e aberta mantida pela sucção do solo, partículas secas de argila e silte e uma cimentação química.
- Ávila e Ferreira\* indicam que alguns solos colapsíveis não saturados, ao 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;

\* página da internet

- 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;
- Rao e Revanasiddappa (2002) definem solos colapsíveis como solos com uma estrutura aberta que sustenta grandes tensões no estado não saturado porém que colapsa quando umedecido.
- Rodrigues e Lollo (2002) descrevem colapso como um recalque adicional e instantâneo, provocado pela infiltração de um fluido com ou sem adição de sobrecarga, que ao inundar o solo, proporciona um desequilíbrio em sua estrutura destruindo o vínculo entre as partículas. Essa ação do fluido promove a redução dos mecanismos de suporte, fazendo com que as partículas sólidas deslizem em direção aos vazios contidos na camada afetada;

- Souza Neto et al. (2002) apresentam que solos colapsíveis são solos não saturados, sob determinado estado de tensão, que sofrem considerável redução de volume quando submetidos a um eventual procedimento de umedecimento;
- Ferreira e Silva (2004) definem solos colapsíveis como solos instáveis com estrutura porosa e partículas ligadas por pontes de argilas, colóides, óxidos de ferro, etc que, quando submetidos ou não a um aumento de tensão, seguida de decréscimo de sucção sofrem um rearranjo estrutural com redução de volume.

*Neste trabalho, descreve-se o **fenômeno de colapso** de um solo como sendo uma redução brusca e instantânea no índice de vazios de uma estrutura metaestável porosa, não saturada, gerada pelo aumento do teor de umidade (redução na sucção), com ou sem mudanças no carregamento atuante. Colapso por inundação pode ocorrer em qualquer solo e todo solo é potencialmente colapsível a certos níveis de tensão (mais comumente a baixos níveis de tensão). Porém em solos fortemente colapsíveis (com estrutura metaestável e elevado índice de vazios) pode ocorrer colapso de grande magnitude a qualquer nível de tensão.*

Neste caso, como observa Cintra (1998), o termo colapso é usado exclusivamente nos casos onde o fenômeno for provocado pela inundação do solo.

#### 2.4.1 Ocorrência

Observa-se a ocorrência de colapso em vários tipos de solos e em diversos países do mundo. Os registros indicam que estes solos podem ser eólicos, coluvionares, residuais ou vulcânicos. Apresenta-se a Tabela 2.2 indicando a ocorrência de colapso em diversos países, com o tipo de solo e a referência bibliográfica (o Brasil é tratado especificamente na seqüência).

Tabela 2.2 – Ocorrência de colapso em diversos países.

<b>Local de Ocorrência</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Referência</b>
Ucrânia	Loess*	Abeleff (1938)
Budapeste	Silte argiloso	Jaly (1948)
Estados Unidos	Loess* (depositado por vento)	Peck e Peck (1948)
África do Sul		Jennings e Knight (1957)
Zaporozhye (ex-URSS)	Loess*	Abelev e Askalonov (1957)
Nebraska e Kansas (Estados Unidos)	Loess*	Holtz e Hilf (1961)
Hungria		Réthati (1961)
Romênia	Loess*	Belles e Stanculesco (1961) e Popescu (1986)
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)
África do Sul	Eólico (areia vermelha)	Barden e Collins (1973)
Arizona (Estados Unidos)	Aluvião	Barden e Collins (1973)
Córdoba (Argentina)		Nadeo e Videla (1975)
Canal de San Luis (Califórnia, Estados Unidos)		Knodel (1981)
China e Sudeste da Inglaterra	Loess*	Derbyshire e Mellors (1988)
China	Loess*	Lin e Wang (1988)
San Diego (Califórnia, Estados Unidos)	Aluvião	Day (1990)
Khon Kaen (Tailândia)	Argila	Phien-wej et al. (1992)
Odessa	Loess*	Rezenik (1995)

\* 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, Brasília, Ceará, Distrito Federal, Goiás, Mato Grosso, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e no Tocantins. A seguir apresenta-se um mapa (Figura 2.17) e tabela (Tabela 2.3) destacando-se os locais onde solos colapsíveis são estudados e encontrados no Brasil. A Tabela 2.4 apresentam as características físicas de solos colapsíveis estudados no estado de São Paulo, na área urbana de Ilha Solteira e no município de Petrolândia (Pernambuco).



Figura 2.17 – Solos colapsíveis estudados no Brasil (Ferreira et al., 1989, citado por Cintra, 1998).

Tabela 2.3 – Coletânea de dados sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.

Local de Ocorrência	Tipo de Solo	Referência
São Paulo, SP	Argila Vermelha (do Terciário)	Costa Nunes e Vargas (1953) e Vargas (1970)
Rio Claro, SP	Coluviais e Aluviais Neocenozóicos	Bjornberg e Landim (1966)
Ilha Solteira, Pereira Barreto e Bauru, SP	Coluvial / Arenito	Vargas (1973)
São Paulo, SP	Aluvial	Vargas (1973)
São Carlos, SP e região centro-oeste de SP	Sedimentos Cenozóicos	Vilar et al. (1981)

Petrolina, PE	Aluvial / Areia Quartzosa	Aragão e Melo (1982), Ferreira (1989)
Manga, MG	Formação Vazante (Fluvial) / Latossolo / Areia Quartzosa / Cambissolo e Aluviões	Benvenuto (1982)
Brasília, DF	Formação Indaiá / Latossolo	Berberian (1982)
Manaus, AM	Sedimentos terciários do grupo Barreira / Latossolo	Dias e Gonzalez (1985)
São Carlos, SP	Resisual / Basalto	Vilar et al. (1985)
Paraíba, PI	Eólico	Riani e 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)
Rodelas, BA	Formação Marizal / Areia Quartzosa	Ferreira (1989)
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)
Rio Sarapuí, SP	Resisual / Basalto	Ferreira et al. (1989)
Rio Mogi-Guaçu, SP	Coluvial / Granitos	Ferreira et al. (1989)
São José dos Campos, SP	Aluvial	Ferreira et al. (1989)
Sumaré, Paulínea e Itapetininga, SP	Coluvial	Ferreira et al. (1989)
Canoas, SP	Coluvial / Basalto	Ferreira et al. (1989)
Bom Jesus de Lapa, BA	Formação Vazante (Fluvial) / Latossolo / Areia Quartzosa	Mendoza (1990)
Pirassununga, SP	---	Vargas (1993)
Estado de SP	Tropical Residual	Barros (1997)
Ilha Solteira, SP	---	Rodrigues e Lollo (2002)
Brasília, DF	Latossolo	Guimarães et al. (2002)
Petrolândia, PE	---	Souza Neto et al. (2002)



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 podem também apresentar colapso, caso de grande importância em grandes obras como barragens.

\* página da internet

Tabela 2.4 – Solos colapsíveis estudados por Barros (1997), Rodrigues e Lollo (2002) e Souza Neto, Coutinho e Lacerda (2002).

<b>Local</b>	<b>Índice de Vazios (média)</b>	<b>Grau de Saturação (média) [%]</b>
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
Guaira	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
Ilha Solteira, SP (profundidade variando entre 1 e 4 m)	0,86	35,5
Petrolândia, PE (profundidade variando entre 0,5 e 2,5 m)	1,66	---

Gutierrez et al. (2004) salienta que os solos colapsíveis são encontrados principalmente nas regiões de clima tropical onde os processos pedogenéticos e geoquímicos atuam intensamente. Os processos pedogenéticos são responsáveis pelas transformações dos constituintes, transferências permanentes ou temporárias de materiais sólidos, líquidos e gasosos, levando a uma evolução e transformação, ao longo do tempo, das propriedades químicas, físicas e mecânicas dos solos.

#### 2.4.2 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 2.18 e 2.19, 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.

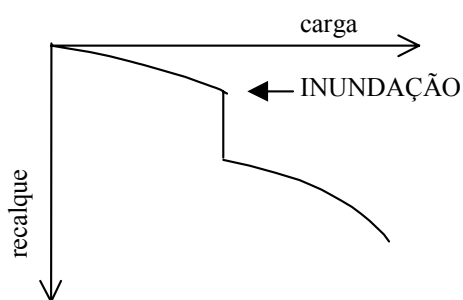


Figura 2.18 – Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo (Jennings e Knight, 1975).

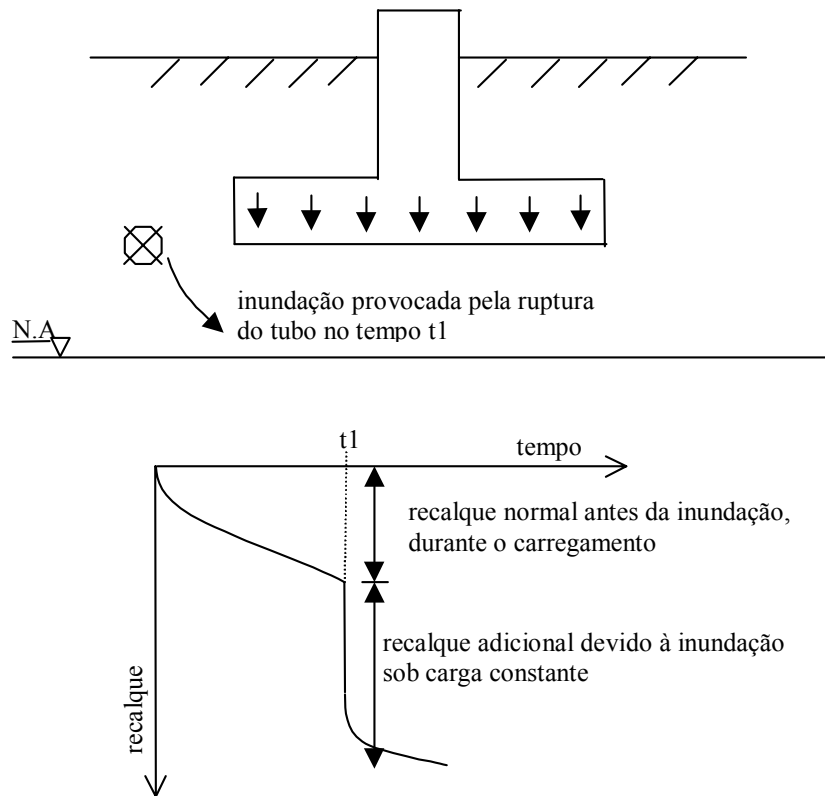


Figura 2.19 – Ocorrência de colapso em prova de carga realizada com inundação do solo durante o ensaio (Cintra, 1998).

Por isso, para solos com estrutura metaestável, se torna indispensável conhecer a resposta do material, em diferentes condições de carregamento, para diferentes graus de saturação.

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; o 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 o colapso pode se repetir, caso o grau de saturação crítico for atingido novamente.

Sun e Matsuoka (2004) observaram que a variação de volume induzida por colapso depende fundamentalmente do índice de vazios e da tensão principal aplicada quando ocorre o colapso.

### 2.4.3 Características 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 metaestável, 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. Na maioria dos casos, a água é o agente instabilizador dos solos colapsíveis.

Rodrigues e Lollo (2004) comentam que características como: estrutura porosa (caracterizada por alto índice de vazios), grau de saturação menor que o necessário para a completa saturação do solo e estrutura metaestável são características que predispõe a ocorrência do fenômeno de colapso.

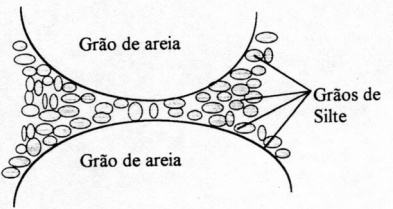
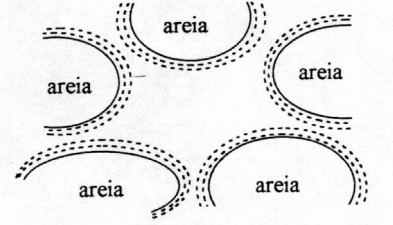
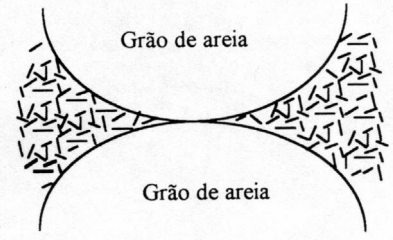
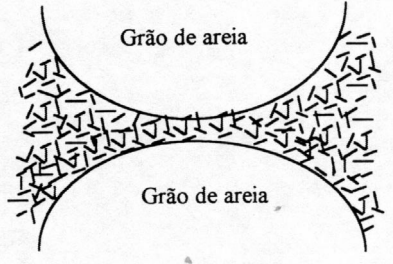
A quantidade e o tipo de mudança de volume por umedecimento do solo depende do tipo de solo e estrutura, da densidade inicial do solo, do grau de tensões atuantes e do grau de saturação, analisa Houston (1996).

#### 2.4.3.1 Estrutura dos solos colapsíveis

A estrutura do solo é a base do comportamento quanto à deformação dos solos colapsíveis. Ela comanda a resistência do solo, sujeita à modificação súbita devido a sua natureza metaestável.

A estrutura confere ao solo uma resistência aparente, 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 2.5 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 2.5 – Estrutura metaestável dos solos colapsíveis.

Tipo de Vínculo	Estrutura	Ilustração
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ de silte (Dudley, 1970)</li> </ul>	<p>Mantida pela sucção atuante entre os grãos de silte e areia (os grãos de areia estão calçados pelos grãos de silte)</p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ de argila (por intemperismo) (Dudley, 1970)</li> </ul>	<p>Pode ser devido à ação do intemperismo alterando os minerais primários em argilo-minerais em uma fina camada cobrindo os grãos maiores</p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ de argila (por lixiviação) (Dudley, 1970)</li> </ul>	<p>Arranjo entre argila e areia como resultado da ação da lixiviação, que torna as partículas floculadas</p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ de argila (por sedimentação) (Dudley, 1970)</li> </ul>	<p>Processo de deposição por sedimentação pode formar estruturas de argila dispersas</p>	

<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ microagregações (por pontes de argila)</li> </ul>	Grãos formados pela agregação de argila ou silte e ligados entre si por pontes de argila	Figura 2.3
--	--	------------

Collins (1985) faz uma distinção entre microestrutura e macroestrutura realizando-a arbitrariamente, de forma subjetiva, de acordo com a capacidade de ver à vista desarmada, sem uso de lentes. Ferreira e Silva (2004) sugerem que do ponto de vista morfológico, o que se observa no campo é a macroestrutura (avaliação qualitativa). E que a macroestrutura é classificada em função da forma, tamanho e grau de desenvolvimento de suas unidades. A forma define o tipo de macroestrutura, o tamanho define a sua classe e o desenvolvimento define o grau da macroestrutura. Esta classificação é utilizada em pedologia para identificação das classes de solos. Em Collins e McGrown (1975) a microestrutura é definida como um arranjo estrutural das partículas constituintes: arranjo espacial, distribuição das partículas e associações de espaços vazios, composição e forças interpartículas.

Santos et al. (1991) introduziu o termo “contextura” para traduzir “*fabric*”, por entender que este envolve arranjo espacial das partículas sólidas e poros associados. Utilizando a microscopia eletrônica de varredura e analisando solos naturais, McGrown e Collins (1975) e Collins (1985) propuseram uma classificação das formas microestruturais dos solos. A descrição da microestrutura introduzida é baseada em três tipos de forma:

- partículas elementares de argila, silte ou partículas do tamanho da areia ou grupos do tamanho de argila;

- argilas ou partículas elementares granulares que se arranjam formando agregados;

- arranjos de partículas elementares que se combinam para formar uma reunião de partículas, estas individualmente se associando e se combinando de várias maneiras para formar um arranjo estrutural entre as partículas. Ferreira e Silva (2004) observam que nos solos colapsíveis, predominam mais arranjos de partículas granulares cobertas por partículas ou agentes cimentantes.

Rao et al. (1995) comenta que solos colapsíveis são caracterizados por uniões (bonding) metaestáveis geradas pela sucção e pelas ligações entre partículas. Cui (2002) afirma que a existência de volume de macroporos (ou potencialidade ao colapso, chamada pelo autor) é essencial para a ocorrência de colapso macroscópico. Romero et al. (2002) diz que o potencial de colapso depende da microestrutura (isotrópica ou anisotrópica) e também do histórico de tensões.

Houston (1996) destaca que a maioria dos solos naturais que apresentam comportamento colapsível constitui-se, principalmente, em partículas de silte ou areia fina com pequenas quantidades de argila e, em alguns casos, contendo pedregulhos. Esses solos são normalmente levemente a fortemente cimentados por sais, argilas secas e pela própria sucção do solo, apresentando uma estrutura fraca e metaestável condicionada a uma baixa densidade. Mesmo um solo argiloso pode colapsar se o nível de tensões, no momento do umedecimento, for suficientemente alto.

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 se apresentam as ligações como sendo tridimensionais, com as argilas consideradas em pacotes que podem estar agregados e diversas outras formas de poros.

Sánchez et al. (2002) comenta a importância do conhecimento da interação entre os dois níveis de estrutura (microestrutura e macroestrutura) e a ligação (*coupling*) que é estabelecida pela variação das propriedades em cada nível de estrutura como um resultado do fenômeno ocorrendo no outro nível de estrutura. Os autores também ponderam que considerar a estrutura do solo com dois níveis de estrutura permite apreciar os diferentes fenômenos que acontecem em cada parte da estrutura.

Ferreira e Silva (2004) observam que após o colapso há um maior empacotamento e entrosamento dos grãos, redução dos vazios e do material de revestimento e a microestrutura ainda é instável.

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 e qualificar a influência destes parâmetros na colapsibilidade leva a esta lacuna. Neste trabalho foi desenvolvida uma metodologia que permite variar o índice de vazios e a cimentação de amostras moldadas em laboratório para analisar-se parametricamente a influência destas variáveis. 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.

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

Saramago e Mahler (1997) destacam que o tempo de colapso de um solo colapsível não saturado é função da constante dielétrica do fluido que penetra por seus vazios, fluidos com constante dielétrica baixa tem menor tendência a provocarem colapso.

Pereira e Fredlund (2000) definem o mecanismo de colapso como sendo constituído de três fases distintas, uma primeira fase onde atuam sucções mátricas relativamente altas e onde não há colapso do solo, apenas pequenas deformações ocorrendo como resposta a diminuição da sucção mátrica. Na fase seguinte, há valores



de sucções intermediários, onde grandes deformações são observadas como resposta à diminuição da sucção mátrica. E uma terceira fase, a baixos valores de sucção mátrica, onde não se observam deformações com a diminuição da sucção mátrica até zero. Nesta tese, se faz a observação que esta definição de mecanismo de colapso só está correta para casos onde se inicia com um nível de saturação bastante pequeno (elevada sucção) e/ou quando se está falando no comportamento pós plastificação.

Ferreira e Silva (2004) observaram que durante a percolação de água no solo colapsível, há um carreamento das partículas de argila (finos) que passam a preencher os vazios presentes no solo indeformado. Rodrigues e Lollo (2004) mencionam que o arraste de bases que ocorre pelas águas de infiltração, principalmente nas camadas menos profundas, torna o solo lixiviado e que o processo de lixiviação possibilita a acidificação do solo e a formação de uma nova estrutura agregada. Quando um líquido, como o esgoto doméstico, com certa quantidade de sódio infiltra em solos colapsíveis, o colapso pode tornar-se mais drástico devido a maior capacidade de desagregação dos solos finos. O esgoto tem maior capacidade que a água em desagregar a fração fina ou de atacar as ligações cimentíceas dos solos.

Rodrigues e Lollo (2004) consideram que o mecanismo de colapso pode estar relacionado com a redução da sucção no solo (alteração das forças de adsorção e da capilaridade) e ao enfraquecimento das ligações cimentíceas compostas por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Os autores observaram que o mecanismo de colapso é o mesmo para vários fluídos, tais como: esgoto doméstico, detergente líquido, água destilada, água sanitária entre outros, porém a intensidade do colapso parece estar relacionada à capacidade de tais fluídos em atacar os compostos cimentados do solo.

Em todos os solos potencialmente colapsíveis, quando há inundação ocorre a perda do efeito estabilizante gerado pelos meniscos capilares d'água entre partículas, perdendo, assim, a sucção. Como consequência, inicia-se um deslizamento entre partículas, destruindo ainda mais a cimentação entre partículas.

#### 2.4.4 Identificação dos solos colapsíveis

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

a) determinação por correlações ou métodos indiretos:

- índices físicos;
- limites de Atterberg;
- microscopia eletrônica;

b) medidas diretas:

- ensaios de laboratório;
- ensaios de campo.

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

a) Determinação por correlações ou métodos indiretos:

### **Crítérios baseados nos índices físicos e limites de Atterberg**

A Tabela 2.6 mostra um resumo dos diversos métodos existentes, com as referências bibliográficas, expressões para o cálculo e limites correspondentes (Futai, 1997).

Tabela 2.6 – Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg (baseado em Futai, 1997 e 2000).

<b>Referência</b>	<b>Expressão</b>	<b>Limites</b>
Denisov (1951) citado por Reginatto (1970)	$K = \frac{e_l}{e_o} \quad (2.19)$	0,5 < K < 0,75 - altamente colapsível; K = 1 - não colapsível; 1,5 < K < 2 - não colapsível.

Feda (1966)	$Kl = \frac{\left(\frac{w_0}{S_{r_0}}\right) - W_P}{W_L - W_P} \quad (2.20)$	O resultado expressa a colapsibilidade $S_{r_0} > 80\%$ $Kl > 0,85$ - são colapsíveis
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{e_e - e_l}{1 + e_0} \quad (2.21)$	$\lambda \geq -0,1$ o solo é colapsível
Priklonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{W_L - w_0}{W_L - W_P} \quad (2.22)$	$Kd < 0$ - altamente colapsível; $Kd > 0,5$ - colapsível; $Kd > 1,0$ - expansivo.
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{W_L} \quad (2.23)$	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w \quad (2.24)$	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	<p>cascalho fino (a)</p> <p>areia fina (b)</p> <p>silte argiloso (c)</p>	$(a) \begin{cases} S_r < 6 - \text{colapsível} \\ S_r > 10 - \text{não colapsível} \end{cases}$ $(b) \begin{cases} S_r < 50 - \text{colapsível} \\ S_r > 60 - \text{não colapsível} \end{cases}$ $(c) \begin{cases} S_r < 90 - \text{colapsível} \\ S_r > 95 - \text{não colapsível} \end{cases}$
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0} \quad (2.25)$ $S_r < 80\%$	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)	$CP = 48,496 + 0,102 \cdot cu - 0,457 \cdot w_0 - 3,533 \cdot \gamma_d + 2,8 \cdot \ln \sigma_w \quad (2.26)$ $CP = 48,506 + 0,072 \cdot (S - C) - 0,439 \cdot w_0 - 3,123 \cdot \gamma_d + 2,85 \cdot \ln \sigma_w \quad (2.27)$	o resultado corresponde ao potencial de colapso e pode ser avaliado pelas Tabelas 2.6 e 2.7
Handy (1973) citado por	teor de finos ( $< 0,002$ mm) $< 16\%$	alta probabilidade de colapso

Lutenegger e Saber (1988)	16 a 24%	provavelmente colapsível
	24 a 32%	probabilidade de colapso <50%
	>32%	geralmente não colapsível
Futai (2000)	$PC_{m\acute{a}x} = 4,2 \cdot \left[ \frac{e \cdot \sqrt{S_r}}{A \cdot (1 + IP)} \right]^{0,6}$ (2.28)	critério baseado no potencial de colapso

onde:

$K$  – coeficiente de subsidência;  $e_l$  – índice de vazios amolgado correspondente a  $W_L$ ;  $e_0$  ou  $e$  – índice de vazios natural;  $K_l$  – coeficiente de colapsividade;  $w_o$  – umidade natural;  $S_{r_0}$  ou  $S_r$  – grau de saturação;  $CP$  ou  $PC$  – potencial de colapso;  $cu$  – coeficiente de uniformidade;  $(S - C)$  – diferença entre os teores de areia e argila;  $\gamma_d$  – peso específico seco;  $\sigma_w$  – tensão de inundação no ensaio edométrico;  $w_{sat}$  – teor de umidade correspondente ao grau de saturação de 100%;  $W_L$  – teor de umidade correspondente ao LL;  $W_p$  – teor de umidade correspondente ao LP;  $A$  – teor de areia em valor absoluto;  $IP$  – índice de plasticidade.

Exceto pela 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 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) e adotada por diversos autores (e.g. Vargas, 1978 e Lutenegger e Saber, 1988) e definida pela norma ASTM D 5333-96 para determinar o potencial de colapso em ensaio edométricos é apresentada a seguir:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_l} \quad (\text{Equação 2.29})$$

onde:

$\Delta e$  - variação do índice de vazios devido ao colapso;  $e_l$  - índice de vazios correspondente à tensão em que se realizou a saturação. A norma ASTM D 5333-96 chama o potencial de colapso (PC) como índice de colapso.

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%, independentemente 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 a obras usuais na prática de engenharia. A seguir as Tabelas 2.7 e 2.8 apresentam a classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia:

Tabela 2.7 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975).

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

Tabela 2.8 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988).

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

É importante frisar que as Tabelas 2.7 e 2.8 são valores para as tensões de referência de 200 e 300 kPa, respectivamente.

### Microscopia ótica

Através da microscopia ótica 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.

b) Medidas diretas:

### Ensaio de laboratório

A avaliação do colapso, em laboratório, pode ser realizada através dos ensaios edométricos (simples e duplo ou com sucção controlada), e ensaios de cisalhamento (direto e triaxiais).

Em Houston (1996) é apresentada uma comparação dos métodos de ensaio de laboratório mais comuns: ensaio de uma amostra de solo; duplo oedômetro, proposto por Jennings e Knight (1957) e ensaio de ponto único com várias amostras de solo. 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 saturadas, 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 edométrico (Figura 2.20).

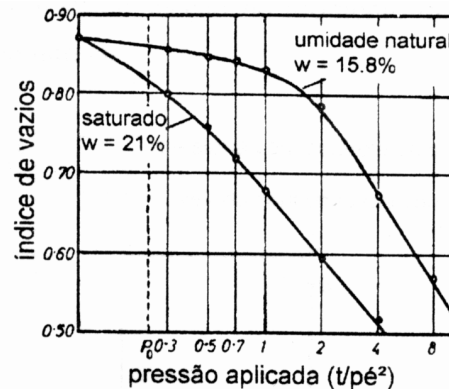


Figura 2.20 – Curva típica de ensaio de edométrico duplo em areia-siltosa, para previsão do potencial de colapso (Jennings e Knight, 1957).

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 2.21.

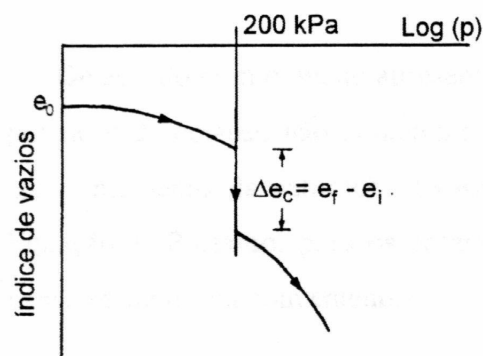


Figura 2.21 – Resultado típico de ensaio de colapso (Jennings e Knight, 1975).

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,

seguidos da inundação das amostras e, com sucção nula, dá-se seqüência ao 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 conseqüência, realizar apenas comparações qualitativas. As trajetórias seguidas por Balmaceda (1991) estão apresentadas na Figura 2.22.

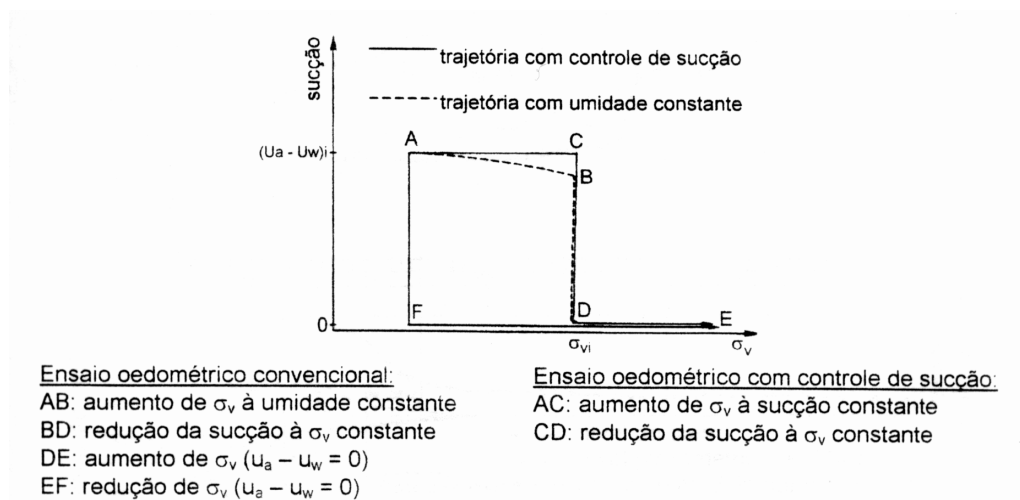


Figura 2.22 – Trajetórias de tensões realizadas em oedômetro convencional e oedômetro com controle de sucção (Balmaceda, 1991).

Houston (1996) descreve o ensaio de ponto único com várias amostras de solo sendo realizado para obter-se um ponto único na curva inundada para cada corpo-de-prova ensaiado. O ponto é obtido pelo carregamento seco, ou seja, em condições não saturadas, até uma dada tensão e depois se inunda a amostra. Sem carga adicional após a inundação. Para se utilizar essa técnica de ensaio, é necessária a utilização de várias amostras de solo. Um das vantagens da técnica é que não sofre efeito da trajetória.

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).

Inicialmente, estudou-se o fenômeno de colapso com base em resultados edométricos, sendo o colapso edométrico normalmente empregado como valor de



referência (Figura 2.23). A partir daí, determina-se o potencial de colapso (Equação 2.30), como sendo:

$$C_{edométrico} = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot H_i - \pi \cdot r^2 \cdot H_f}{\pi \cdot r^2 \cdot H_0} = \frac{e_i - e_f}{1 + e_0} \quad (\text{Equação 2.30})$$

(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;  $H_0$  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;  $e_0$  é o índice de vazios inicial.

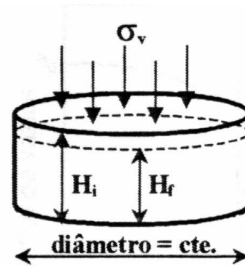


Figura 2.23 – Ensaio edométrico.

Aitchinson (1973) ressalta que existem três limitações nos ensaios edométricos duplos que podem influenciar a estimativa do potencial de colapso, apresentadas a seguir:

- dependência do colapso com a umidade inicial (i.e., sucção) do solo;
- o processo de colapso pode depender do caminho de tensões;
- o mecanismo de colapso pode ser controlado por outro fator além da sucção, como, por exemplo, interações químicas.

Já em Barden et al. (1969) concluem, com base em resultados experimentais, que as deformações volumétricas independem do caminho de tensões, quando se trata de redução da sucção. Alonso et al. (1987) considera que o colapso independe do caminho de tensões, baseado nesta hipótese foi elaborado um modelo constitutivo para

solos não saturados, Alonso et al. (1990). Lutenegeger e Saber (1988) consideram a heterogeneidade das amostras como prova para as divergências obtidas comparando-se os resultados de ensaios edométricos duplo e de ponto único (simples). Houston (1996) considera que o efeito da trajetória de tensões é insignificante quando comparado à variabilidade espacial (heterogeneidade) do solo, atribuindo às variações observados nos valores das deformações obtidas em ambos ensaios edométricos pela heterogeneidade dos solos.

Por outro lado, Fucale e Ferreira (2001) atribuem a influência da trajetória de tensões à ligeira superioridade das deformações de colapso obtidas nos ensaios edométricos simples, quando comparadas com as obtidas em ensaios edométricos duplos.

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.

### **Ensaio de campo**

Os ensaios de campo mais comuns para avaliar a colapsibilidade do solo são: SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), CPTU (*Piezcone Penetration Test*), ensaios de placa e pressiômetros. Estes ensaios constituem-se em ferramenta importante à prática de Engenharia Geotécnica, e, cada vez mais, incorporam-se ao dia-a-dia da Engenharia de Fundações. Neste trabalho, não será apresentada a descrição dos equipamentos e procedimentos de ensaio. Para mais informações sobre ensaios de campo para previsão e medida de colapsibilidade sugere-se alguns trabalhos desenvolvidos na UFRGS (e.g. Schnaid e Consoli, 1995; Mántaras, 1995; Nakahara, 1995; Mántaras, 1995; Bosh, 1996; Soares, 1996; Silva, 1997; Soares, 1997; Kratz de Oliveira, 1999; Kratz de Oliveira et al. 2000; Schnaid, 2000 e 2004) e outros de âmbito internacional (e.g. Houston et al., 1995; Lacerda et al., 1997).

## 2.5 Modelos Constitutivos: solos cimentados e solos não saturados

Embora a aplicação de modelos constitutivos não seja objetivo do presente trabalho, o desenvolvimento de um modelo é apresentado com o objetivo de fornecer elementos e a base para a discussão e análise qualitativa do comportamento mecânico do material em estudo. Para solos colapsíveis, pouco existe na literatura atual em termos de modelo constitutivo que tenha incorporado as características físicas, nível de saturação e trajetória de tensões e sucções. O modelo constitutivo considerado é baseado no “*Barcelona Basic Model*” (Alonso et al., 1990), no qual introduz-se uma parcela de cimentação da estrutura, pela teoria apresentada por Leroueil e Vaughan (1990) e Gens e Nova (1993), e, ao mesmo tempo, inclui-se uma parcela de desestruturação do solo pela ocorrência de colapso.

### 2.5.1 Considerações gerais

Na previsão do comportamento de qualquer material submetido a diferentes trajetórias de tensão e sucção é necessário um modelo constitutivo que seja capaz de reproduzir as características básicas de comportamento observadas em um solo de interesse.

Sivakumar (1993) define que para propósitos de modelagem de solos pode-se dividir dois grandes grupos: solos saturados ou secos e solos não saturados. Onde, no caso dos solos saturados ou secos, os vazios são preenchidos totalmente com água ou ar. Sendo mais complexa a análise para solos não saturados onde os vazios são preenchidos por duas fases simultaneamente, água e ar.

Vatsala et al. (2001) considera que um modelo elastoplástico para solos cimentados deve considerar que a resistência dos solos cimentados é composta pela resistência usual do esqueleto do solo e pela resistência dada pela cimentação entre partículas.

Sun e Matsuoka (2004) com base em resultados experimentais afirmam que o comportamento de solos colapsíveis pode ser representado pela teoria elastoplástica

para solos não saturados, como diversos autores consideram (Alonso et al., 1987 e 1990; Wheeler e Karube, 1996).

## 2.5.2 Efeito da cimentação

### 2.5.2.1 Evidências experimentais da influência da cimentação e do processo de desestruturação

Os efeitos da estrutura são tão importantes na determinação do comportamento de solos, quanto os efeitos da porosidade inicial e do histórico de tensões. Muitos solos naturais possuem componentes de resistência e enrijecimento (dureza) que não são comandados simplesmente pela porosidade e histórico de tensões, e sim, por uma cimentação ou ligação entre partículas (Leroueil e Vaughan, 1990).

Leroueil et al. (1979) introduziram o termo “desestruturação” para designar a perturbação pós-pico de uma estrutura natural de argila. Burland (1990) definiu a estrutura de um solo natural composta de duas partes:

- estrutura (*fabric*) consiste em um arranjo espacial das partículas do solo e dos contatos inter-partículas. Qualquer variação no arranjo estrutural pode causar mudanças na anisotropia do solo;

- cimentação entre partículas que é progressivamente destruída durante a ocorrência de deformações plásticas.

Burland (1990) comenta que solos naturais se diferenciam na estrutura dos seus correspondentes solos reconstituídos tanto em termos de estrutura e de cimentação. O autor salienta que a estrutura de depósitos naturais depende de vários fatores, tais como: as condições de depósito, o tempo de envelhecimento, a cimentação e a lavagem de componentes por percolação de um líquido. Estas características afetam as propriedades mecânicas dos solos naturais.

Maccarinni (1989) mostra que a cimentação permite a existência de estruturas porosas as quais não poderiam existir no estado desestruturado. Segundo Leroueil e

Vaughan (1990) a curva do solo cimentado, após um trecho rígido, converge gradualmente para a linha de compressão do solo desestruturado.

Na Figura 2.24 observa-se o efeito da estrutura pela comparação de ensaios edométricos em amostras de argilas naturais estruturadas e desestruturadas. Observa-se que as curvas com os solos estruturados possuem maior índice de vazios, para mesmo nível de tensão aplicada, que as curvas com o solo desestruturado.

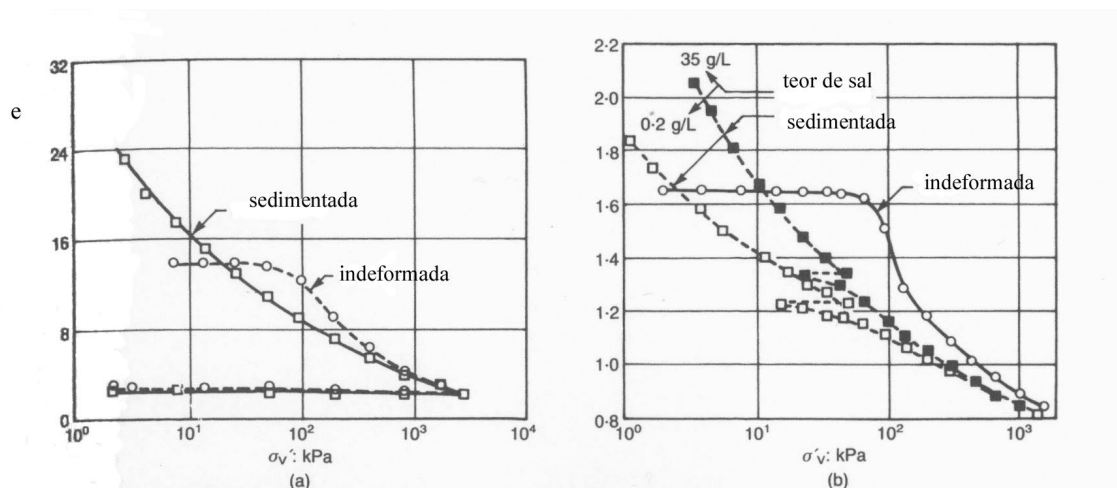


Figura 2.24 – Ensaio edométricos em amostras de argilas naturais estruturadas e amostras desestruturadas: (a) argila da cidade do México e (b) argila de Grande Baleine (Leroueil e Vaughan, 1990).

Outro exemplo de comportamento observado em material estruturado (natural) e desestruturado (reconstituído), pode ser observado na Figura 2.25, onde as amostras indeformadas de argila apresentam uma redução na superfície de plastificação quando desestruturadas.

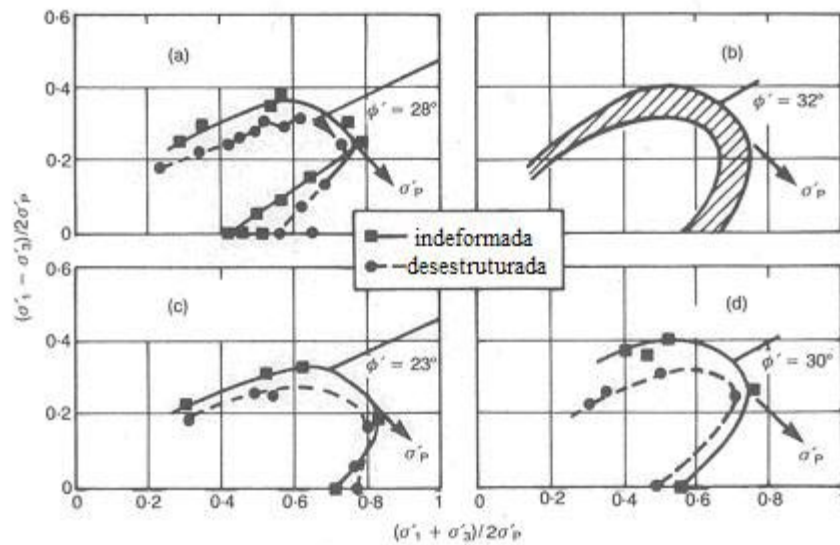


Figura 2.25 – Superfícies de plastificação de amostras naturais (indeformadas) e desestruturadas (reconstituídas): (a) Saint-Alban, (b) Cubzac-les-Ponts, (c) Atchafalaya e (d) Bäckebol, por Leroueil e Vaghan (1990).

A Figura 2.26 apresenta resultados de dois ensaios edométricos em amostras naturais e reconstituídas de Bothkennar, Escócia. É interessante notar que a amostra indeformada, para um nível mais elevado de tensões atuantes, tende a curva da amostra reconstituída.

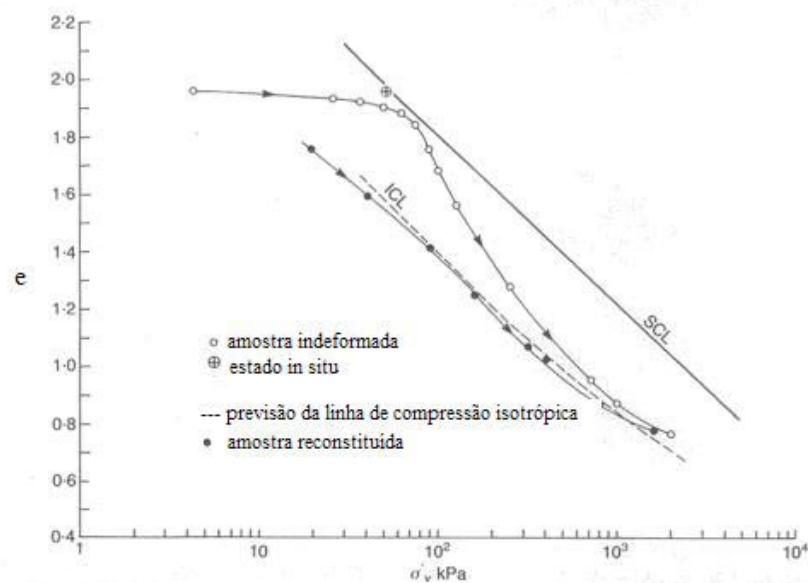


Figura 2.26 – Ensaio edométrico em amostras naturais e reconstituídas de argila de Bothkennar (Escócia), apresentados por Burland (1990).

Os resultados em amostras de areia cimentada e sem cimentação são apresentados na Figura 2.27, onde se observa a importante influência da cimentação na resistência de pico no comportamento de solos.

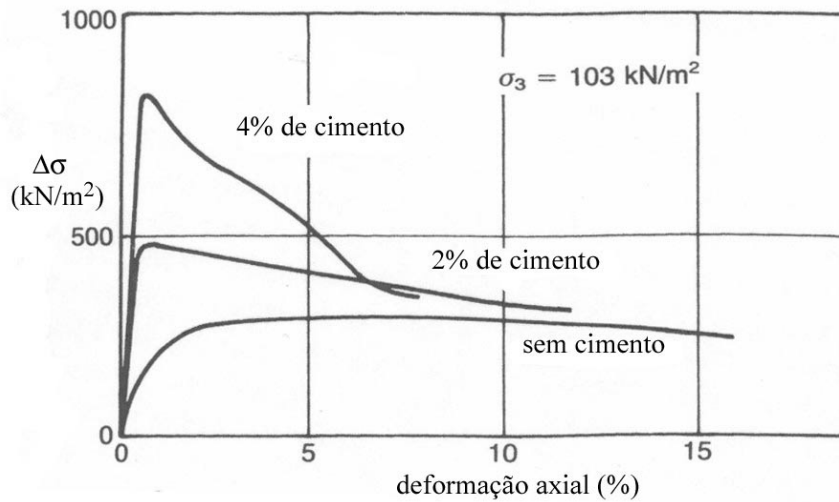


Figura 2.27- Ensaios triaxiais em amostras de areia cimentada e sem cimentação, apresentado por Leroueil e Vaughan (1990).

Leroueil e Vaughan (1990) dizem que alguns solos residuais apresentam, ao mesmo tempo, um efeito de cristalizações com formação de novos minerais e de precipitações de sais minerais, criando uma cimentação entre partículas resultando em um material estruturado. Na Figura 2.28, apresenta-se um comportamento típico de solos residuais naturais e remoldados em ensaios edométricos.

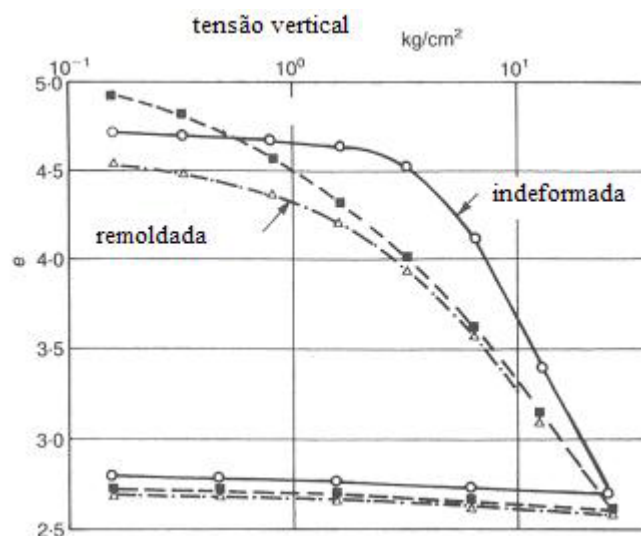


Figura 2.28 – Ensaios edométricos em amostras naturais e remoldadas de solos residual de Java, apresentado por Leroueil e Vaughan (1990).

Alguns exemplos de comportamento tensão-deformação, em argilas naturais e remoldadas, são apresentado na Figura 2.29. Observa-se uma resistência de pico bem mais pronunciada para as amostras indeformadas.

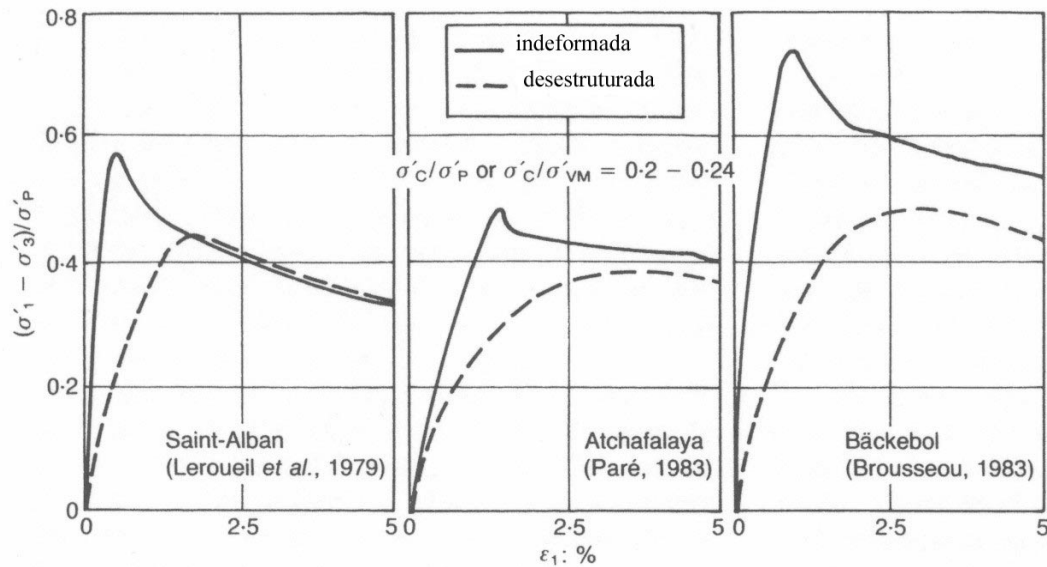


Figura 2.29 – Ensaio triaxiais não-drenados em amostras de argilas naturais indeformadas e remoldadas, Leroueil e Vaughan (1990).

Leroueil e Vaughan (1990) mostram um padrão de comportamento similar entre solos cimentados de origem geológica e solos artificialmente cimentados. O comportamento é caracterizado pela presença de um pico de resistência seguido da degradação da cimentação. Este pico de resistência ocorre pela presença de uma coesão gerada pela ação da cimentação.

Vaughan et al. (1988) sugerem uma subdivisão no espaço  $e : p'$  em diferentes zonas como está representado na Figura 2.30, para solos residuais.



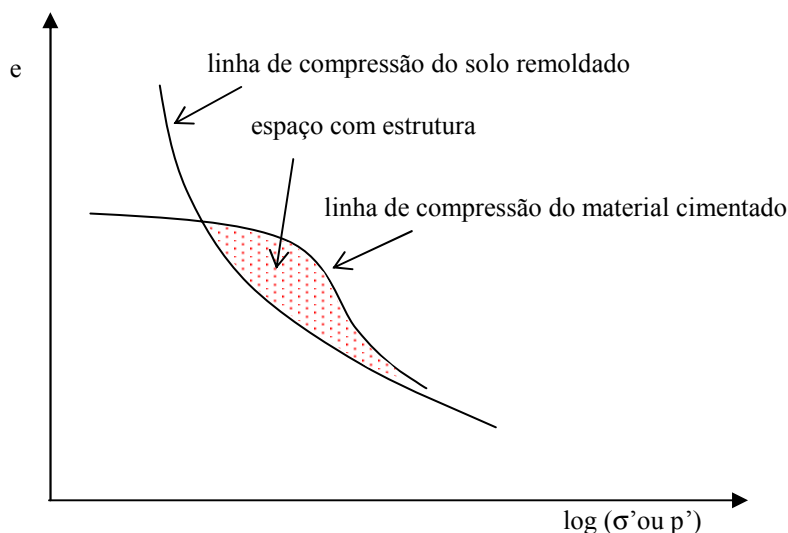


Figura 2.30 – Comparação entre solo estruturado e desestruturado em ensaio edométrico, baseado em Vaughan et al. (1988).

Burland (1990) demonstra que a linha virgem de compressão é uma valiosa contribuição para o estudo e pesquisa das características de compressão de solos naturais.

Coop e Atkinson (1993) sugerem que em solos cimentados, mesmo quando a matriz de cimentação é totalmente quebrada, uma compressão adicional considerável seria necessária, para estabelecer, para o solo cimentado, a mesma estrutura do solo não cimentado.

Baudet e Stallesbrass (2001 e 2004) apresentam um estudo mostrando que parte da estrutura de um solo natural possui elementos estáveis que não se destroem com a ocorrência de deformações plásticas causadas pela desestruturação do material, ou seja, que parte da estrutura permanece mesmo quando submetida a grandes deformações. Burland (1990) usa a terminação: intrínseca, para as propriedades relativas a solos reconstituídos. Chama-se de estrutura estável a parte da estrutura do solo que não se degrada mesmo com a ocorrência de grande deformações (Baudet e Stallebrass, 2004). Baudet e Stallebrass (2004) desenvolveram um modelo com desestruturação considerando que, em alguns solos metaestáveis, parte da estrutura permanece intacta (estável) após o carregamento. Na Figura 2.31, apresenta-se um diagrama resumindo o comportamento idealizado de argilas com estrutura estável e metaestável em compressão e cisalhamento.

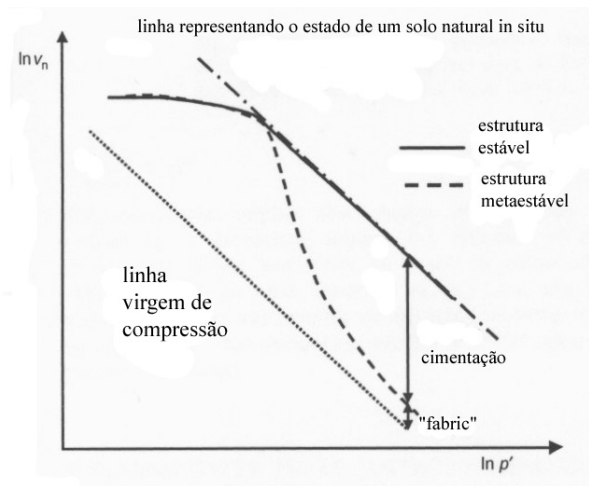


Figura 2.31 – Diagrama esquemático apresentando a diferença de comportamento de argilas com parte da estrutura estável e parte da estrutura metaestável, Baudet e Stallebrass (2004).

No caso de solos colapsíveis, foco deste estudo, para o desenvolvimento da modelagem, desconsidera-se a possibilidade que parte da estrutura permaneça estável após a degradação da cimentação. Considera-se que toda a estrutura do material da pesquisa seja metaestável, apresentando idealmente uma total desestruturação quando submetido a grandes deformações.

#### 2.5.2.2 Modelo constitutivo considerando o efeito da cimentação (*bonding*) e o processo de desestruturação

A presença da cimentação entre partículas gera uma resistência adicional à plastificação do solo. Como consequência, por exemplo em ensaios edométricos em amostras naturais, as curvas de compressão localizam-se acima da linha virgem de compressão do material reconstituído sendo que a curva de compressão pós-plastificação converge gradualmente para a linha virgem de compressão.

O modelo constitutivo para o solo saturado com desestruturação é baseado no modelo Cam-Clay Modificado com a adição de um parâmetro de cimentação. Além disso, em adição às leis convencionais de enrijecimento, uma lei de desestruturação é somada para considerar o efeito da degradação da cimentação natural.

Gens e Nova (1993) apresentam os conceitos necessários ao desenvolvimento de um modelo constitutivo elastoplástico para solos cimentados incorporando o efeito da desestruturação em solos saturados. O modelo usa como base o solo sem cimentação e introduz a parcela de cimentação variável. Além disso, o modelo considera uma superfície de plastificação real para o material natural (indeformado), com cimentação, e uma superfície de plastificação intrínseca para representar o tamanho da superfície quando não há cimentação. A diferença de tamanho entre as superfícies (causada pelo efeito da cimentação) pode ser expressa tanto como uma proporção como uma diferença. O aumento da superfície de plastificação intrínseca está relacionado aos incrementos de deformação plástica pela teoria de enrijecimento (*hardening*), enquanto a redução do efeito de cimentação esta relacionada aos incrementos de deformação plástica pela teoria de desestruturação. A Figura 2.32 apresenta esquema apresentado por Gens e Nova (1993) considerando a linha desestruturada no plano  $(\sigma_1' + \sigma_2')/2$  :  $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ .

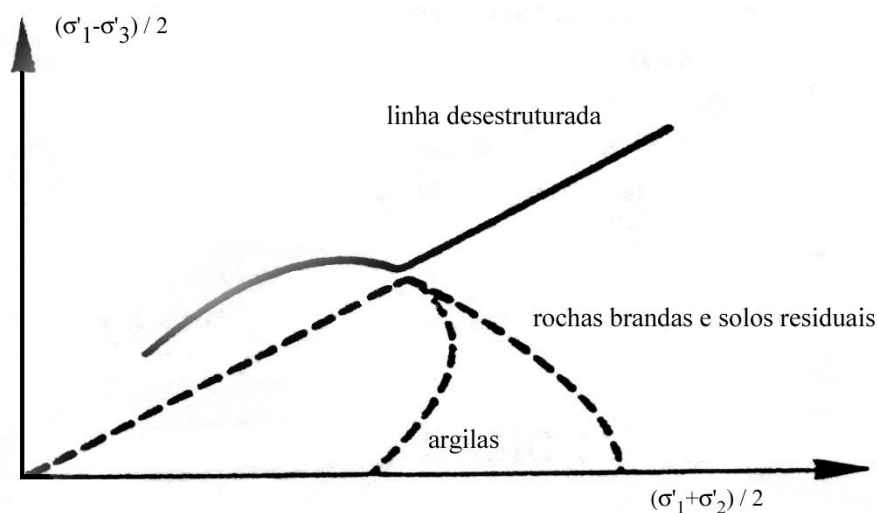


Figura 2.32 – Esquema apresentado por Gens e Nova (1993) considerando a linha do material desestruturado.

Gens e Nova (1993) consideram algumas hipóteses para o desenvolvimento de um modelo constitutivo que considera a cimentação do solo:

a) existência de um domínio inicial elástico, onde apenas deformações reversíveis ocorrem;

b) possibilidade de comportamento irreversível, quando as condições de fronteira do domínio elástico são atingidas, após o domínio elástico, presença de um domínio de deformações plásticas.

Além disso, é apresentada a representação da cimentação do solo através de superfícies de plastificação com diferentes valores de cimentação. Aumentando-se a cimentação, observa-se um aumento na superfície de plastificação no plano  $p' : q$ . Dentro da superfície de plastificação, observa-se um comportamento elástico e fora da superfície de plastificação um comportamento elastoplástico.

A Figura 2.33 mostra a representação da superfície de plastificação de um material cimentado e a superfície equivalente para o material sem cimentação, apresentado por Gens e Nova (1993). Uma vez que o domínio plástico é alcançado e as deformações plásticas começam a surgir, ocorrem mudanças que afetam o tamanho e a forma dos sucessivos pontos de plastificação.

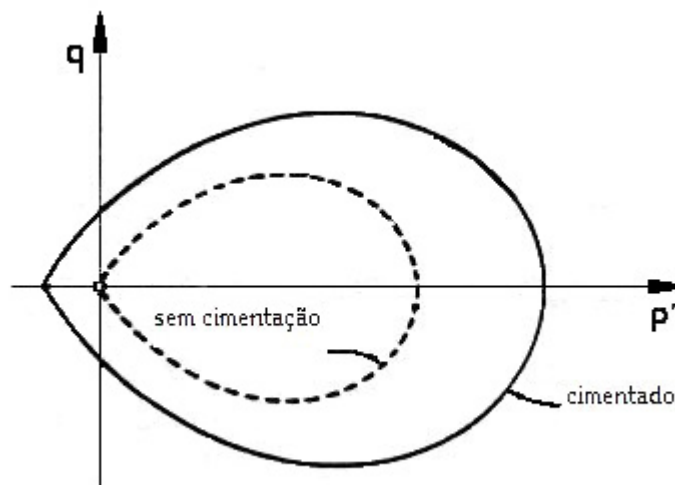


Figura 2.33 – Superfície de plastificação com cimentação e sem cimentação (Gens e Nova, 1993).

Os princípios gerais da lei de desestruturação para solos com cimentação podem ser expressos como uma lei de enrijecimento para o material reconstituído:

$$dp'_{mi} = f_1(d\varepsilon_v^p, d\varepsilon_a^p) \quad (\text{Equação 2.32})$$

e a lei de desestruturação propriamente dita:

$$dx = -f_2(d\varepsilon_v^p, d\varepsilon_d^p) \quad (\text{Equação 2.32})$$

O termo “desestruturação”, nesta tese, é usado restritamente às perdas progressivas de cimentação durante a ocorrência de deformações plásticas, mesma definição utilizada por outros autores (Koskinen et al., 2002; Zentar et al., 2002; Wheeler et al., 2003). A parcela de cimentação é definida por um parâmetro  $x$ , que é adotado por alguns autores como um parâmetro multiplicativo (Equação 2.33, Wheeler et al., 2003) e por outros como um parâmetro aditivo (Equação 2.34, Vatsala et al., 2001):

$$p'_0 = (1 + x) \cdot p'_{0i} \quad (\text{Equação 2.33})$$

$$p'_0 = p'_{0i} + x \quad (\text{Equação 2.34})$$

Em Gens e Nova (1993), a lei de desestruturação é definida como:

$$dx = -x \cdot (a \cdot |d\varepsilon_v^p| + b \cdot |d\varepsilon_d^p|) \quad (\text{Equação 2.35})$$

onde  $x = x_0 \cdot \exp\{- (a \cdot \varepsilon_v^{p*} + b \cdot \varepsilon_d^{p*})\}$  e  $\varepsilon_v^{p*} = \int |d\varepsilon_v^p|$  e  $\varepsilon_d^{p*} = \int |d\varepsilon_d^p|$ . O modelo usado como referência para o solo sem cimentação é o modelo de Nova (1988), com uma única superfície de plastificação com enrijecimento isotrópico, similar ao modelo Cam-Clay Modificado mas diferente na forma da curva de plastificação.

Rouainia e Wood (2000) adotam como lei de desestruturação:

$$dx = -x \cdot (a \cdot |d\varepsilon_v^p|^2 + b \cdot |d\varepsilon_d^p|^2)^{1/2} \quad (\text{Equação 2.36})$$

O modelo adotado como referência é o apresentado por Al-Tabbaa e Wood (1989), baseado em duas superfícies de plastificação. O modelo foi desenvolvido para obter-se uma maior precisão no caso de pequenas deformações e considera que a cimentação comanda a anisotropia. Quando grandes deformações ocorrem, a anisotropia desaparece, ou seja, quando a desestruturação é completa, a anisotropia desaparece, com base em Rouainia e Wood (2000).

Nos últimos anos, vários trabalhos utilizando modelos constitutivos elastoplásticos incorporando o efeito da cimentação e simultaneamente a possibilidade de quebra da cimentação (desestruturação) têm sido desenvolvidos, como por exemplo, Rouainia e Wood (2000), Kavvadas e Amorosi (2000), Vatsala et al. (2001), Kavvadas e Belokas (2001), Liu e Carter (2000), Koskinen et al. (2002), Zentar et al. (2002) e Wheeler et al. (2003). Alguns dos modelos oferecem considerável ênfase na precisão para o comportamento a pequenas deformações, aumentando muito a complexibilidade do modelo. Essa preocupação torna-se desnecessária no caso de solos colapsíveis onde as deformações são normalmente bastante drásticas e de grande magnitudes. Todavia, existe uma lacuna em termos de desenvolvimento de um modelo para grandes deformações que combine cimentação com desestruturação e a condição não saturada, para ser utilizado no caso de solos colapsíveis.

Kavvadas e Amorosi (2000) desenvolveram um modelo complexo onde a superfície intrínseca do solo não é explicitada. O modelo de referência para o solo sem cimentação é o do tipo “bolhas”, com anisotropia incluída para grandes deformações. Kavvada e Amorosi (2000) propõem um modelo baseado na teoria da plasticidade e nos conceitos de estado crítico. O modelo descreve a resposta do esqueleto do solo em tensões efetivas para simplificação do modelo. Além disso, o modelo apresenta duas superfícies características: uma interna – envoltória de ruptura plástica e uma superfície externa – envoltória de resistência por cimentação. Os autores afirmam que o modelo pode simular processos como o desenvolvimento de pré-consolidação, envelhecimento, cimentação, entre outros e causar o desenvolvimento de degradação estrutural, como remoldagem por deformação volumétrica e/ou desviatória.

Kavvadas e Belokas (2001) baseiam-se em Kavvadas e Amorosi (2000) e apresentam um modelo complexo onde incluem enrijecimento rotacional da superfície externa. Vatsala et al. (2001) apresentam um modelo para solos cimentados considerando a análise do efeito de cimentação como a soma da resistência do esqueleto do solo e da resistência das ligações por cimentação, sendo consideradas como duas componentes separadamente. O modelo Cam-Clay Modificado foi adotado como o modelo para o solo sem cimentação, além disso, considerou-se a componente de ligação por cimentação e uma lei de fluxo foi utilizada para associar as duas componentes. A associação da componente que representa o esqueleto do solo é dada pela resistência friccional das partículas do solo com a componente de resistência das ligações por

cimentação, atuando em paralelo para uma mesma resposta, ou seja, uma mesma deformação.

Koskinen et al. (2002), Zentar et al. (2002), Karstunen e Wheeler (2002) e Wheeler et al. (2003) descrevem um modelo elastoplástico de enrijecimento rotacional com incorporação da influência da cimentação e da desestruturação para argilas moles. Os autores trabalham com o conceito de anisotropia simultaneamente, necessário no caso das argilas moles. Zentar et al. (2002) apresenta um modelo elastoplástico incorporando anisotropia e desestruturação de argilas. O trabalho descreve a quantidade de cimentação como um parâmetro  $x$  que relaciona o tamanho da curva de plastificação de um solo natural com a curva intrínseca de plastificação de um solo reconstituído (Figura 2.34). A inclinação das superfícies observadas na Figura 2.35 é gerada pela incorporação do efeito de anisotropia.

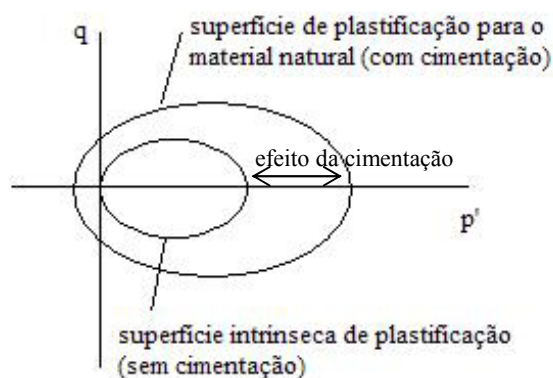


Figura 2.34 – Efeito da cimentação nas superfícies de plastificação (Wheeler, 2001).

Zentar et al. (2002) introduziram dois parâmetros que controlam a lei de desestruturação no modelo constitutivo:

$a$  – razão na qual as cimentações são destruídas dentro da massa do solo;

$b$  – relação efetiva na qual as deformações plásticas ocorrem quebrando as cimentações na massa do solo.

Ambos os parâmetros relacionam-se à destruição da cimentação. Além disso, os autores comentam que é possível obter uma estimativa da quantidade inicial de cimentação de um solo baseando-se tanto na comparação do comportamento entre

amostras indeformadas e amostras remoldadas e/ou na *sensitividade* (Koskinen et al., 2002 e Nash et al., 1992), onde  $sensitividade = \frac{resist. da amostra indeformada}{resist. da amostra remoldada} = 1 + x_0$ , para duas amostras de solo com o mesmo teor de umidade.

Koskinen et al. (2002) apresentam um modelo elastoplástico para argilas moles indeformadas incorporando, também, os efeitos da desestruturação e as mudanças pela anisotropia. São mostradas simulações para um modelo que considera desestruturação e outro modelo que ignora desestruturação. Koskinen (2002) define que deformações plásticas envolvendo escorregamento inter-partículas e dos contatos interagregados e conseqüente rearranjo e re-alinhamento de partículas podem produzir tanto desestruturação (progressiva degradação da cimentação) e mudanças na anisotropia.

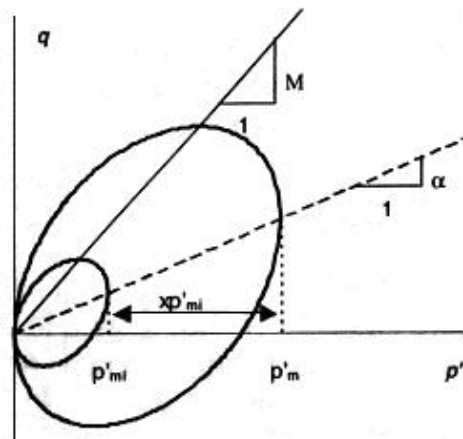


Figura 2.35 – Representação do efeito da cimentação com anisotropia apresentado por Koskinen et al. (2001).

Koskinen (2001) incorpora três leis de enrijecimento ao modelo, nesta tese serão apresentadas àquelas pertinentes ao entendimento e desenvolvimento de um modelo constitutivo elastoplástico com inclusão de cimentação, desestruturação e a condição não saturada.

A superfície natural do solo é expressa, na condição triaxial, como:

$$f = q^2 - M^2 \cdot (p'_0 - p') \cdot p' = 0 \quad (\text{Equação 2.37})$$



onde  $M$  é a proporção entre as tensões  $q$  e  $p'$  na condição de estado crítico;  $p'_0$  define o tamanho da superfície de plastificação (efeito da cimentação). Devido à cimentação entre partículas no solo natural, existe uma resistência adicional à ruptura em comparação a um solo sem cimentação com o mesmo índice de vazios e com a mesma estrutura, como é apresentado em alguns resultados de ensaios edométricos no Capítulo 5. Esta observação também foi ressaltada por Gens e Nova (1993) para representar o comportamento de um material com cimentação a partir do modelo elastoplástico de comportamento para o mesmo material, nas mesmas condições, porém sem cimentação. A curva intrínseca de plastificação tem a mesma forma e orientação da curva real de plastificação para um solo natural cimentado entretanto em tamanho menor, como pode ser observado na Figura 2.36. O tamanho da curva intrínseca de ruptura é especificado por um parâmetro  $p'_{0i}$  e este está relacionado ao tamanho da curva de ruptura, para um solo com cimentação, por um parâmetro  $x$  que define o grau de cimentação pela seguinte equação:

$$p'_0 = (1 + x) \cdot p'_{0i} \quad (\text{Equação 2.33 bis})$$

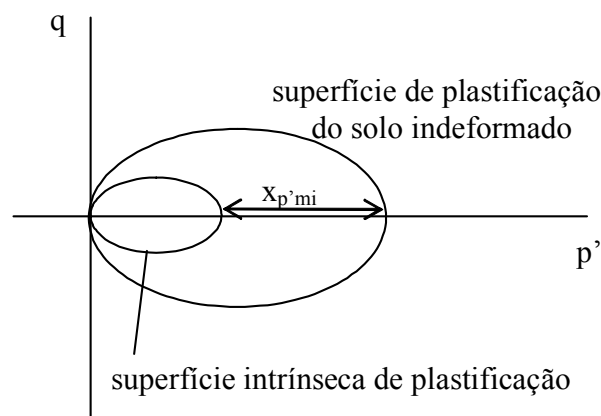


Figura 2.36 - Representação geral das superfícies de plastificação.

O limite que divide a zona elástica da zona plástica define-se a partir de uma função escalar  $f$  (Equação 2.37), estabelecida no espaço de tensões, chamada superfície de plastificação. Esta superfície permite definir, durante o processo de carga, a evolução das fronteiras de domínio elástico dentro do espaço de tensões e também o começo do processo inelástico (Balmaceda, 1991).

Define-se como incrementos de deformações elásticas as seguintes equações (utilizadas por Koskinen et al., 2002; Zentar et al., 2002 e Wheeler et al., 2003), incremento de deformação elástica volumétrica:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa dp'}{v \cdot p'} \quad (\text{Equação 2.38})$$

e deformação elástica desviatória:

$$d\varepsilon_d^e = \frac{dq}{3 \cdot G} = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa}{q \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot v \cdot p'} dq \quad (\text{Equação 2.39}).$$

onde  $\kappa$  é a declividade da linha de expansão,  $\nu$  é o volume específico,  $G$  é o módulo de cisalhamento elástico do solo  $\left( G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \right)$  e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo.

As equações de deformação volumétricas e desviatórias elásticas são as mesmas apresentadas no modelo Cam-Clay Modificado. A representação dos parâmetros  $\lambda$  e  $\kappa$  está apresentada na Figura 2.37.

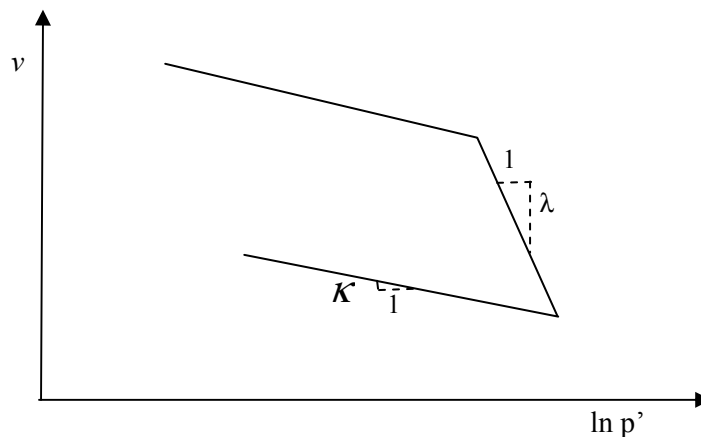


Figura 2.37 – Representação dos parâmetros  $\lambda$  e  $\kappa$  no plano  $\ln p'$ :  $v$ .

E, utiliza-se como lei de fluxo associada:

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2 \cdot \eta}{M^2 - \eta^2} \quad (\text{Equação 2.40})$$

onde  $\eta = \frac{q}{p'}$ .

E, como leis de enrijecimento:

$$dp'_{0i} = \frac{v \cdot p'_{oi}}{\lambda_i - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (\text{Equação 2.41})$$

onde  $\lambda_i$  é a inclinação da linha intrínseca de compressão normal (para um solo reconstituído) no plano  $\ln p' : v$ . A equação é baseada na suposição que para um material sem cimentação, como o representado pela curva intrínseca de plastificação, o aumento no tamanho da curva de plastificação é dado somente pelo rearranjo das partículas tornando-se um pacote mais denso, representado por deformações volumétricas plásticas.

Outra lei de enrijecimento descreve a degradação da cimentação com deformações plásticas é expressa pela equação a seguir:

$$dx = -a \cdot x \cdot \left( |d\varepsilon_v^p| + b \cdot |d\varepsilon_d^p| \right) \quad (\text{Equação 2.42})$$

onde  $a$  e  $b$  são dois parâmetros adicionais do solo. O parâmetro  $a$  controla a proporção absoluta de desestruturação e o parâmetro  $b$  controla a proporção da cimentação. Tendo-se:

$$x = x_0 \cdot e^{-a \cdot \varepsilon^{p*}} \quad (\text{Equação 2.43})$$

onde:

$$\varepsilon^{p*} = \int \left( |d\varepsilon_v^p| + b |d\varepsilon_d^p| \right) \quad (\text{Equação 2.44})$$

O modelo é completado assumindo-se uma associação das Equações 2.33 e 2.41 para a lei de fluxo:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda_i - \kappa) \cdot dp'_0}{v \cdot p'_m} + \frac{(\lambda_i - \kappa) \cdot (-dx)}{v \cdot (1+x)} \quad (\text{Equação 2.45})$$

O incremento de deformação volumétrica consiste em duas componentes. A primeira relacionada ao aumento em tamanho da superfície real de plastificação e a segunda componente representa a deformação volumétrica plástica adicional que ocorre pela desestruturação.

A Figura 2.38 ilustra o tipo de comportamento previsto para, por exemplo, um ensaio de compressão isotrópica ou edométrico. Uma amostra remoldada (sem cimentação) segue a linha virgem de compressão, com um gradiente de  $\lambda_i$  no plano  $\ln p' : v$ . Já uma amostra natural (com cimentação inicial), irá apresentar um pico de resistência em um valor elevado de tensão efetiva e, após, a curva de compressão convergirá para a linha virgem de compressão, com a gradual destruição da cimentação. Para uma amostra natural, o gradiente tensão de pós-pico da curva de compressão é maior que  $\lambda_i$ , devido a componente de deformação volumétrica plástica adicional causada pela destruição, como expresso na Equação 2.45.

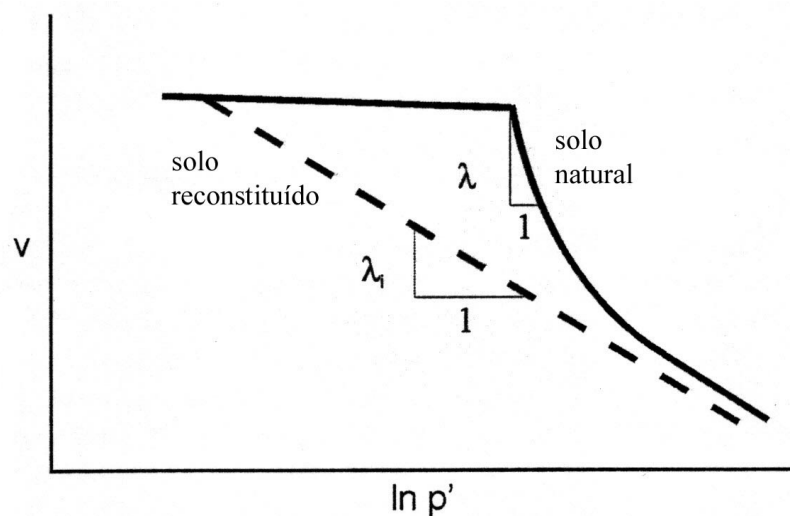


Figura 2.38 – Influência da desestruturação do solo durante compressão isotrópica ou edométrica (Wheeler et al., 2003).

Koskinen et al. (2002) e Wheeler et al. (2003) sugerem um procedimento para determinação dos valores das constantes do solo  $\lambda_i$ ,  $a$ ,  $b$  e o valor inicial do parâmetro de cimentação  $x_0$ . O valor  $\lambda_i$  deve ser calculado a partir de resultados de ensaios edométricos em amostras remoldadas. O valor inicial do parâmetro de cimentação  $x_0$ , cimentação inicial, deve ser obtido com base na análise da *sensitividade* que permite

obter uma estimativa do valor de  $(x_0 + 1)$ . A determinação dos parâmetros  $a$  e  $b$  requer um procedimento que envolve simulações por modelo de ensaios de laboratório. A melhor forma de determinação do parâmetro  $a$  é através de simulações de ensaios triaxiais envolvendo baixos valores de  $\eta$ , onde as deformações por cisalhamento são pequenas e, por isso, o efeito do parâmetro  $b$  é insignificante. Assim, com um valor otimizado de  $a$ , simula-se a condição para ensaios triaxiais com grandes valores de  $\eta$ , onde a contribuição da deformação por cisalhamento por desestruturação é um fator importante, permitindo simulações para selecionar o valor mais apropriado para o parâmetro  $b$ .

Uma possível análise, para uma condição de estado crítico, prevista pelo modelo para solos indeformados e para solos reconstituídos, no plano  $p'$ :  $q$  e no plano  $p'$ :  $v$ , seria:

$$q = M \cdot p' \quad (\text{Equação 2.46})$$

Observa-se que o parâmetro  $x$  não é incluído na Equação 2.46 porque no momento que a linha de estado crítico é alcançada, praticamente toda a cimentação já foi destruída e, por isso, não há influência no comportamento do solo neste estágio. Porém, em algumas pesquisas mais recentes, como Coop e Atkinson (1993) e Baudet e Stallesbrass (2004), mostra-se um comportamento onde mesmo cisalhando a amostra até condições de estado crítico, não é destruída toda cimentação.

Considerando que toda a cimentação é destruída, a equação da linha de estado crítico no plano  $(\ln p', v)$  é dada por:

$$v = \Gamma - \lambda_i \cdot \ln p' \quad (\text{Equação 2.47})$$

### 2.5.3 Influência da condição não saturada

Gens (1996) comenta que existem muitas dificuldades associadas à análise de solos não saturados, especialmente em ensaios com sucção controlada. O autor exemplifica a vastidão de materiais não saturados, o alto número de fatores afetando o

comportamento de solos não saturados e a falta de um consenso conceitual em relação à teoria que rege o comportamento destes materiais.

Wheeler e Karube (1996) comentam que, em solos não saturados, a relação entre tensões, deformações, resistência e teor de umidade ou grau de saturação deve ser considerada independentemente das deformações volumétricas para obter-se uma definição total do volume de água e ar nos vazios do solo, diferentemente do caso de solos saturados.

A equação inicialmente utilizada para definir tensões efetivas foi proposta por Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (\text{Equação 2.48})$$

onde  $\sigma'$  é a tensão efetiva,  $\sigma$  é a tensão total,  $u_a$  é a poro-pressão de ar,  $u_w$  é a poro-pressão de água e o parâmetro  $\chi$  depende do grau de saturação ( $S_r$ ) (varia de zero, caso de solo seco, a um, em condições saturadas). Quando o parâmetro  $\chi$  é unitário, solo saturado, obtém-se a equação clássica da mecânica do solos. A diferença ( $u_a - u_w$ ) é a sucção mátrica do solo, muitas vezes chamada diretamente como  $s$ . Porém é muito difícil definir uma tensão efetiva que reflita perfeitamente o comportamento de solos não saturados.

Jennings e Burland (1962) comentam a Equação 2.48 colocando em questão se é possível combinar  $\sigma$ ,  $u_a$  e  $u_w$  em apenas um parâmetro de tensão *net*. A razão pela qual não se pode utilizar uma única equação para a definição da tensão *net* de solos não saturados é que a sucção, a poro-pressão de água e a tensão externa aplicada ao solo atuam qualitativamente de forma distinta no esqueleto do solo, como observam Jennings e Burland (1962) e também salientam Wheeler e Karube (1996).

Alonso et al. (1990) relatam que um aumento na sucção resulta em um aumento na coesão efetiva, enquanto que o ângulo de atrito se mantém o mesmo. Ao mesmo tempo, deve-se considerar que o aumento na resistência do solo não continua indefinidamente com o aumento na sucção.

Gens (1996) considera dificuldades na abordagem de tensões *net* para solos colapsíveis e que o comportamento de colapso por inundação traz uma característica

específica de comportamento não saturado bastante peculiar e não óbvia ao desenvolvimento de modelos constitutivos. Além disso, o autor comenta que é de longa data que se observa o acontecimento de problemas de colapso por umedecimento.

Alonso et al. (1990) comentam que em processos de deposição natural ou em casos de compactação, quando se obtém uma estrutura aberta de solo, uma redução na sucção (umedecimento) para um dado valor de tensão aplicada, pode ocorrer compressão volumétrica irreversível, ou seja, colapso. Alonso et al. (1990) salientam, também, que para certos valores de tensão de confinamento, variando de solo para solo, a quantidade de colapso por umedecimento ocorrido aumenta com o aumento da tensão de confinamento, este comportamento também foi observado por outros autores como Blight (1965) e Jennings e Knight (1997). Entretanto, a quantidade de colapso pode atingir um valor máximo que, mesmo com o aumento da tensão de confinamento, após o valor máximo, há uma diminuição no colapso observado. Os solos colapsíveis, uma vez inundados, seguem aproximadamente a trajetória de tensão-deformação de uma amostra saturada sob compressão (Alonso et al., 1990).

A abordagem considerando superfícies de estado para modelagem do comportamento de solos não saturados tem se mostrado bastante prática e eficaz, Fredlund (1979), Alonso et al. (1990), Wheeler e Sivakumar (1995) e Gens (1996). Entretanto, deve-se considerar algumas restrições em relação ao comportamento irreversível de deformações e a dependência do estado de tensões (Gens, 1996).

Existem dois tipos de modelos constitutivos para solos não saturados: modelos que usam a tensão net ( $\sigma - u_a$ ) e a sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ) como variáveis do estado de tensões, subdivididos em modelos elástico e elástoplásticos, e modelos que usam combinações alternativas de variáveis de estado de tensões.

Neste trabalho, concentra-se em modelos elástoplásticos como base dos modelos constitutivos para solos não saturados, uma revisão mais detalhada dos trabalhos mais pertinentes e atuais sobre o tema é apresentada em Wheeler e Karube (1996).

Muitos modelos constitutivos não levam em consideração a histerese hidráulica, onde para um mesmo valor de sucção uma amostra de solo pode ter dois valores diferentes de grau de saturação, dependendo se esta está na trajetória de umedecimento ou secagem do solo, fenômeno que pode ser observado na curva característica do solo.

Além disso, devido à histerese hidráulica, um solo pode ter sucção zero e não necessariamente grau de saturação igual a um. Para resolver este problema na modelagem, deve-se incluir o grau de saturação no modelo constitutivo, como proposto por Toll (1990). O grau de saturação entra como uma terceira variável ou inclui-se o grau de saturação em uma ou ambas variáveis de tensão. Vários autores desenvolveram relevantes trabalhos considerando o efeito da histerese hidráulica em solos não saturados, mais recentemente, Buisson e Wheeler (2000), Gallipoli et al. (2003), Wheeler et al. (2003) e Tamagnini (2004).

### 2.5.3.1 Modelo elastoplástico para solos não saturados

Os modelos constitutivos baseados na teoria de estado crítico para solos saturados são definidos em termos de 3 variáveis de estado:

tensão principal efetiva ( $p'$ );

tensão desviatória ( $q$ );

volume específico ( $v$ ).

No caso de modelos constitutivos para solos não saturados, deve-se considerar a tensão efetiva ( $\sigma - u_a$ ) e a sucção ( $u_a - u_w$ ) também como parâmetros de tensão. E, adiciona-se um outro parâmetro volumétrico, além do volume específico ( $v$ ), o teor de umidade ( $w$ ) ou o grau de saturação ( $S_r$ ). Um modelo baseado na teoria de estado crítico para solos não saturados apresenta as cinco variáveis de estado a seguir:

tensão *net* ( $p - u_a$ ) =  $\bar{p}$ ;

tensão desviadora ( $q$ );

sucção ( $u_a - u_w$ );

volume específico ( $v$ );

teor de umidade ( $w$ ) ou grau de saturação ( $S_r$ ) – não são incluídos no modelo de Alonso et al. (1990), Barcelona Basic Model – BBM (Modelo Básico de Barcelona).



Os valores de  $q$ ,  $v$  e  $w$  ou  $Sr$  são definidos da mesma forma que para solos saturados ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$  e  $v = 1 + e$ ) e  $\bar{p}$  e  $s$  são definidos como:

$$\bar{p} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} - u_a \quad (\text{Equação 2.49})$$

$$s = u_a - u_w \quad (\text{Equação 2.50})$$

Onde para o caso de condição de axi-simetria ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), tem-se:

$$\bar{p} = \frac{(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3)}{3} - u_a \quad (\text{Equação 2.51})$$

O espaço que define um modelo de estado crítico para solos não saturados deve ser definido em 5 dimensões:  $\bar{p} : q : s : v : w$ , com a linha de consolidação isotrópica normal, a curva de estado crítico e as superfícies de fronteira de estado equivalentes àquelas para solos saturados.

### **Modelo elastoplástico BBM (Alonso et al., 1990)**

Alonso et al. (1990) apresentam o desenvolvimento matemático de um modelo elastoplástico para solos não saturados, Barcelona Basic Model (BBM). As três considerações básicas apresentadas no modelo BBM, deixando-se de lado momentaneamente a base matemática, são as seguintes:

- adoção de duas variáveis de tensões independentes: tensão total net ( $\sigma - u_a$ ) e a sucção ( $u_a - u_w$ ) para a formulação do modelo;
- definição da superfície de plastificação LC (*loading collapse*);
- consistência com modelos convencionais para solos saturados.

A curva LC (*loading collapse*) é apresentada na Figura 2.39 no espaço  $(p - u_a) : s$ , onde  $p$  é a tensão total e  $(p - u_a)$  é a tensão total efetiva. Pode-se observar na Figura 2.39 que os domínios elásticos crescem com o aumento da sucção e que no espaço  $q : \bar{p}$ , o menor domínio elástico corresponde à condições saturadas, sendo uma

elipse sua representação. Quando há um aumento da sucção, há um correspondente aumento no tamanho da elipse, aumentando o tamanho do domínio elástico em concordância com a forma da curva LC. O aumento da elipse para o lado esquerdo do eixo  $q$ , é definido como uma função da sucção  $f_s(s)$  que representa o aumento na coesão causada pela ação da sucção.

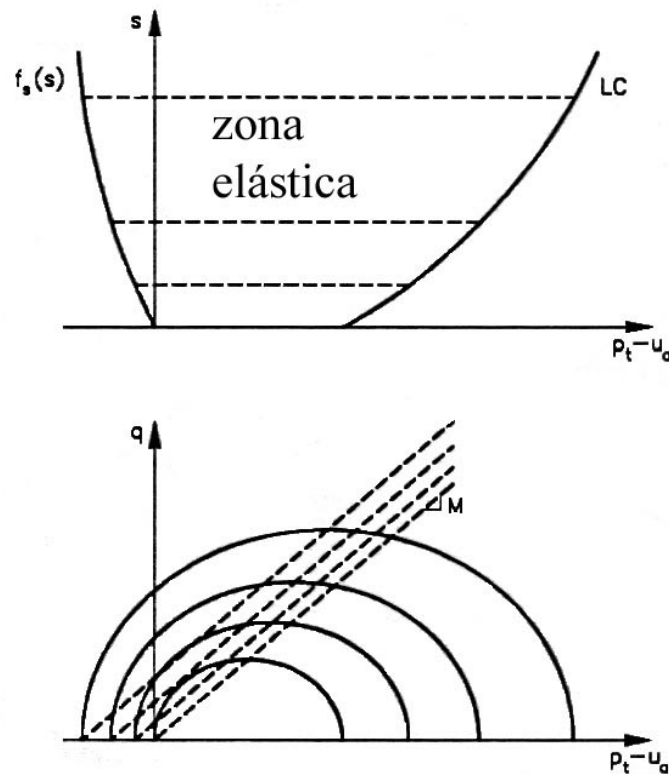


Figura 2.39 – Curvas LC, domínio elástico e superfícies de plastificação de modelo elastoplástico para solos não saturados (Alonso et al., 1990).

Na Figura 2.40 está apresentada a representação tridimensional da figura anterior.

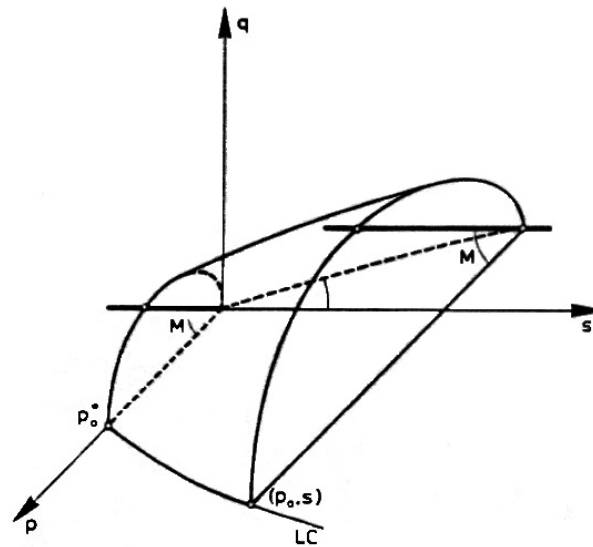


Figura 2.40 – Representação tridimensional da superfície plastificação no modelo BBM (Alonso et al., 1990).

O comportamento de solos não saturados é elástico à esquerda da curva LC (loading collapse), Figura 2.39, ou seja, dentro da superfície plastificação LC quando definido no espaço  $q : \bar{p} : s$  (Figura 2.40). E, o comportamento é plástico à direita da curva LC (caso de colapso), ou seja, com deformações plásticas volumétricas e de cisalhamento a partir do momento que a curva de plastificação LC é alcançada. A Figura 2.41 apresenta as zonas de deformações elásticas e plásticas.

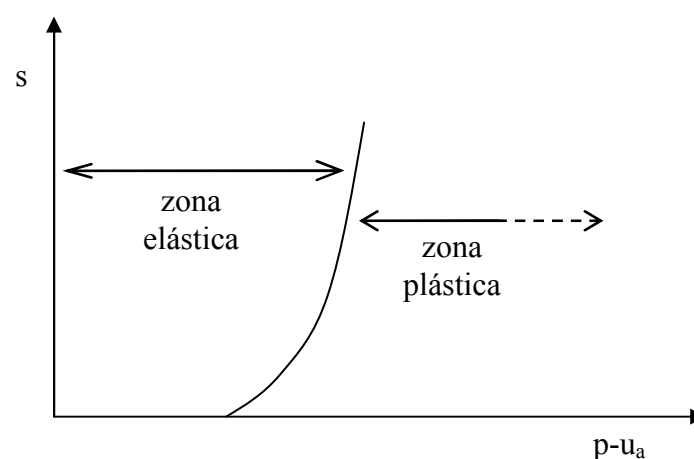


Figura 2.41 – Zona de deformações elásticas e zona de deformações plásticas no plano  $(p-u_a, s)$ .

Matematicamente, o modelo BBM é descrito em termos de três parâmetros de tensão:

- tensão principal  $net(\bar{p})$ ;
- tensão desviadora ( $q$ );
- sucção ( $u_a - u_w$ ).

E apenas dois parâmetros de deformação são considerados:

- incremento de deformação volumétrica ( $d\varepsilon_v$ );
- incremento de deformação desviatória ( $d\varepsilon_d$ ).

O incremento de deformação volumétrica é relacionado ao incremento de volume específico através da seguinte equação (Equação 2.52):

$$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v} \quad (\text{Equação 2.52})$$

onde  $v$  é o volume específico.

Objetivando a definição das relações tensão-deformação elastoplásticas, são necessários quatro elementos: uma lei de elasticidade, pontos de plastificação, uma lei de enrijecimento e uma lei de fluxo de plasticidade. Alonso et al. (1990) sugerem, para condições isotrópicas ( $q = 0$ ), a equação seguinte para representar a variação elástica do volume específico (incremento de volume específico):

$$dv^e = -\kappa \cdot \frac{d\bar{p}}{\bar{p}} - \kappa_s \cdot \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (\text{Equação 2.53})$$

onde  $\kappa$  e  $\kappa_s$  são índices de elasticidade (muitas vezes adotados como constantes mas já foi observado por alguns autores que  $\kappa$  diminui com o aumento da sucção) e  $p_{atm}$  é a pressão atmosférica.

No modelo BBM, é assumida a hipótese que sempre que um solo não saturado, em condições tensionais isotrópicas, tiver comportamento plástico, o solo tende à

superfície de compressão normal no plano  $(v, \bar{p}, s)$ . Esta superfície pode ser representada por uma família de linhas de compressão normal no plano  $(v, \bar{p})$ , cada uma correspondendo a um valor diferente de sucção. A linha de compressão normal para uma dada sucção  $s$ , em Alonso et al. (1990), é definida por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \cdot \ln\left(\frac{\bar{p}_0}{p^c}\right). \quad (\text{Equação 2.54})$$

onde  $N(s)$  é um intercepto calculado para  $\bar{p} = 1kPa$  (que pode ser suscetível a pequenos erros na inclinação  $\lambda(s)$  porque  $\bar{p} = 1kPa$  está normalmente fora dos valores experimentais que podem ser medidos com precisão), a pressão  $(p^c)$  é uma referência ao estado de tensão onde  $v = N(s)$  e os demais parâmetros já foram apresentados anteriormente. A pressão  $(p^c)$  é a tensão principal efetiva igual a 1 quando se alcança a linha de saturação virgem.

O BBM assume que  $\lambda(s)$  decresce com o aumento da sucção de acordo com a seguinte expressão:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \cdot [(1 - r)\exp(-\beta \cdot s) + r] \quad (\text{Equação 2.55})$$

onde  $r$  é o parâmetro que define a máxima rigidez do solo,  $\beta$  é o parâmetro que controla a razão de aumento da rigidez do solo com a sucção. E a condição saturada do solo é representada pelo modelo Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968). A Figura 2.42 apresenta a representação esquemática das Equações 2.54 e 2.55.

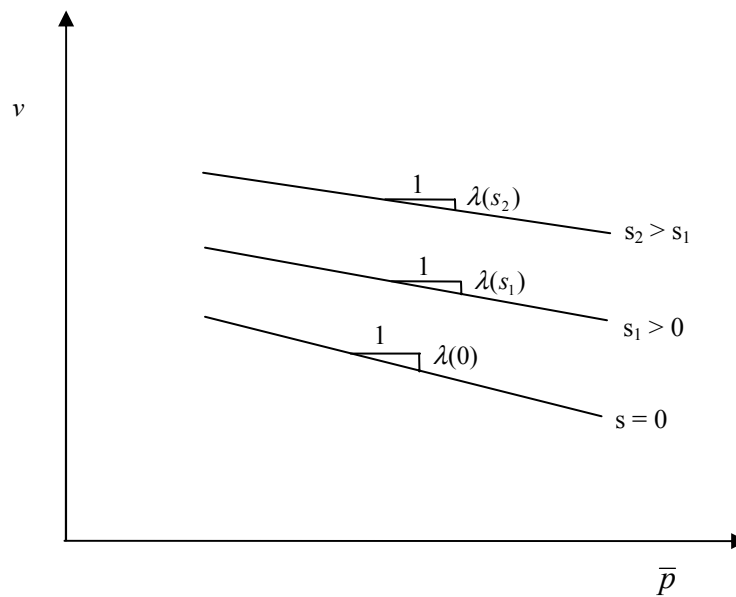


Figura 2.42 – Representação esquemática das linhas de compressão normal para diferentes níveis de sucção, segundo Alonso et al. (1990).

Em Alonso et al. (1990), no modelo BBM, apresentam-se as variáveis de tensão como:  $\mu_1 = 0$  e  $\mu_2 = s$ . A superfície de plastificação LC é definida pela expressão:

$$\left( \frac{p_0}{p^c} \right) = \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\left( \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \right)} \quad (\text{Equação 2.56})$$

onde  $p_0$  é a tensão de pré consolidação para uma sucção  $s$  e  $p_0^*$  é a tensão de pré consolidação para condições saturadas.

### Variações introduzidas no modelo BBM

As relações no caso de consolidação isotrópica normal para solos não saturados são postuladas da seguinte forma:

$$\begin{aligned} q &= 0; \\ v &= f(\bar{p}, s); \quad (\text{Equação 2.57, 2.58 e 2.59}) \\ w &= f(\bar{p}, s). \end{aligned}$$

A Equação 2.57 é verdadeira para estados de tensão isotrópicos.

Wheeler e Sivakumar (1993) comentam que a forma mais fácil de visualizar a Equação 2.58 é por linhas separadas de consolidação normal plotadas no espaço  $v: \bar{p}$ , onde cada linha corresponde a um valor diferente de sucção.

A partir dos conceitos de estado crítico para solos saturados, pode-se definir as relações que comandam o estado crítico de solos não saturados como:

$$\begin{aligned} q &= f(\bar{p}, s); \\ v &= f(\bar{p}, s); \quad (\text{Equações 2.60, 2.61 e 2.62}) \\ w &= f(\bar{p}, s). \end{aligned}$$

Fredlund et al. (1978) e Escario e Saez (1986) apresentam a base do desenvolvimento da Equação 2.60 com dados experimentais de resistência ao cisalhamento. Já para as Equações 2.61 e 2.62, Wheeler e Sivakumar (1993) mencionam o pequeno ou quase inexistente número de dados que as validem.

Wheeler e Sivakumar (1993) apresentam uma forma de interligar a linha de estado crítico com a linha de consolidação normal, por uma condição definida pelas equações abaixo:

$$\begin{aligned} q &= f(\bar{p}, s, v); \\ w &= f(\bar{p}, s, v). \end{aligned} \quad (\text{Equações 2.63 e 2.64})$$

E afirmam que um modelo elastoplástico de estado crítico deve ser considerado com comportamento totalmente elástico dentro da superfície de fronteira definido pelas Equações 2.63 e 2.64 e um comportamento plástico quando o solo alcança a superfície de fronteira.

Embora o modelo não saturado envolva mais duas variáveis de estado, apresenta apenas um grau de liberdade a mais devido à inclusão de apenas uma fase adicional (ar), como salientam Wheeler e Sivakumar (1993). O estado crítico e o estado de consolidação normal devem ser definidos cada um por 3 equações independentes, ao invés de 2 equações como no modelo para solos saturados. O estado de fronteira deve ser definido por duas equações, uma a mais que no caso de modelo saturado.

Alonso et al. (1990) propõe um modelo específico elastoplástico de estado crítico para solos não saturados que incorpora as características já descritas e quando em uma condição limite saturada este se transforma no modelo Cam-Clay Modificado para solos saturados apresentado por Roscoe e Burland (1968). O modelo Alonso et al. (1990) inclui as relações de consolidação normal (Equações 2.57 e 2.58), as relações de estado crítico (Equações 2.57 e 2.58) e estado de fronteira (Equação 2.63). O teor de umidade não é incluído como uma variável de estado e as Equações 2.59, 2.62 e 2.64 não fazem parte do modelo. Além disso, Alonso et al. (1990) consideram um comportamento elástico dentro da superfície de fronteira e plástico quando a mesma é alcançada. O modelo é capaz de prever muitos possíveis comportamentos de solos não saturados, como por exemplo colapso por umedecimento. Se um solo está num estado dentro da superfície de fronteira, quando só há umedecimento (redução da sucção) pode ocorrer tanto uma expansão como uma compressão com grandes deformações plásticas, em outras palavras, colapso.

Pode-se obter a linha de estado crítico plotando-se no espaço  $\bar{p} : q$  valores experimentais para uma mesma sucção, como apresenta Wheeler e Sivakumar (1993) na Figura 2.43 para diferentes valores de sucção.

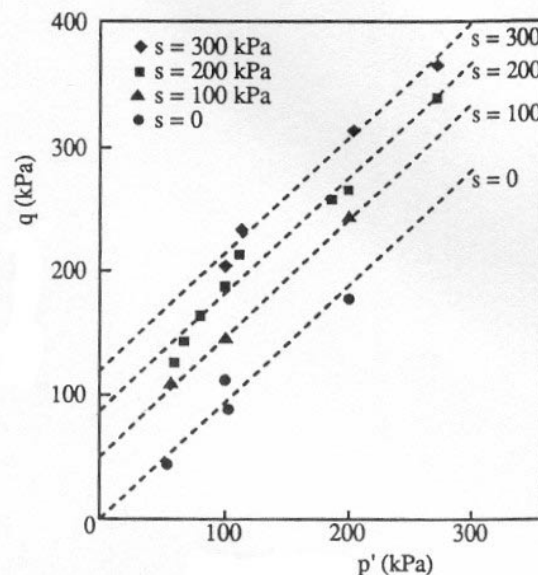


Figura 2.43 – Valores de estado crítico para testes com sucção constante no plano  $p' : q$  (Wheeler e Sivakumar, 1993).



Neste caso, pode-se observar que as linhas para valores constantes de sucção são bastante paralelas e que:

$$q = M \cdot \bar{p} + \mu(s) \quad (\text{Equação 2.65})$$

onde  $M$  é a inclinação, praticamente independente da sucção, e  $\mu(s)$  é o intercepto coesivo que varia com o valor da sucção de forma não linear, como apresenta Wheeler e Sivakumar (1993) na Figura 2.44 e também foi observado por Escario e Saez (1986) e Gan et al. (1988).

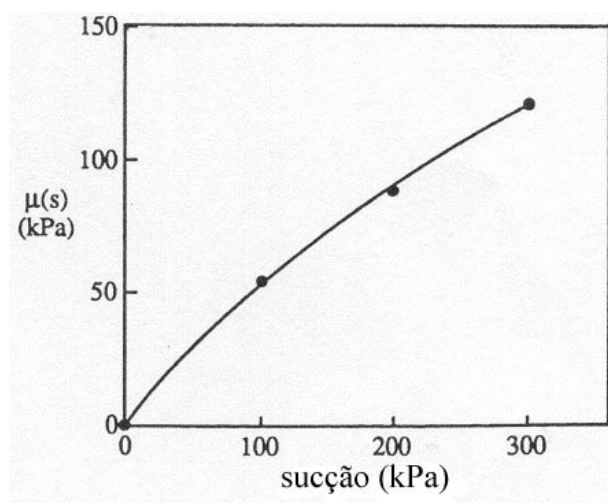


Figura 2.44 – Variação de  $\mu(s)$  com a sucção (Wheeler e Sivakumar, 1993).

A linha de consolidação normal pode ser representada pela seguinte equação:

$$v = N(s) - \lambda(s) \cdot \log_e \left( \frac{\bar{p}}{p_a} \right). \quad (\text{Equação 2.66})$$

apresentada por Wheeler e Sivakumar (1993). A partir da representação da linha de consolidação normal no espaço  $v : \log \bar{p}$  para diferentes valores de sucção constante, obtém-se a Equação 2.66. Onde a pressão ( $p_a$ ) é a pressão atmosférica, introduzida na equação para torná-la uma expressão dimensionalmente consistente e para minimizar possíveis erros no cálculo do intercepto coesivo  $N(s)$ . Tanto o intercepto  $N(s)$ , quanto a inclinação  $\lambda(s)$  da linha de compressão normal são função da sucção, como apresentam as Figuras 2.45 e 2.46 de Wheeler e Sivakumar (1993). Cui e Delage (1996) observaram que o parâmetro  $\lambda(s)$  diminui com o aumento da sucção.

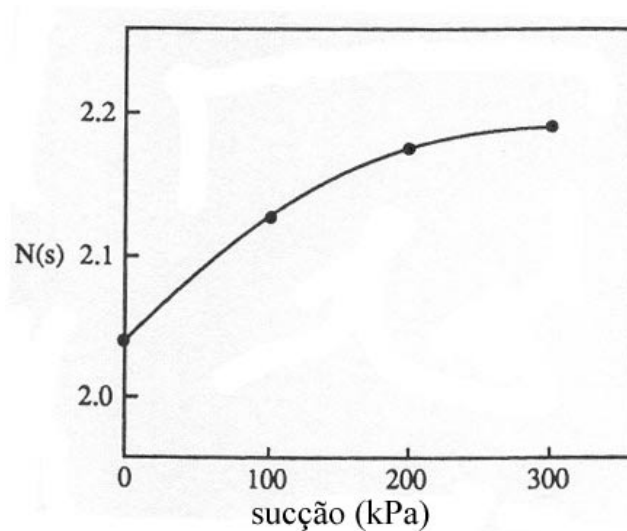


Figura 2.45 – Variação de  $N(s)$  com a sucção (Wheeler e Sivakumar, 1993).

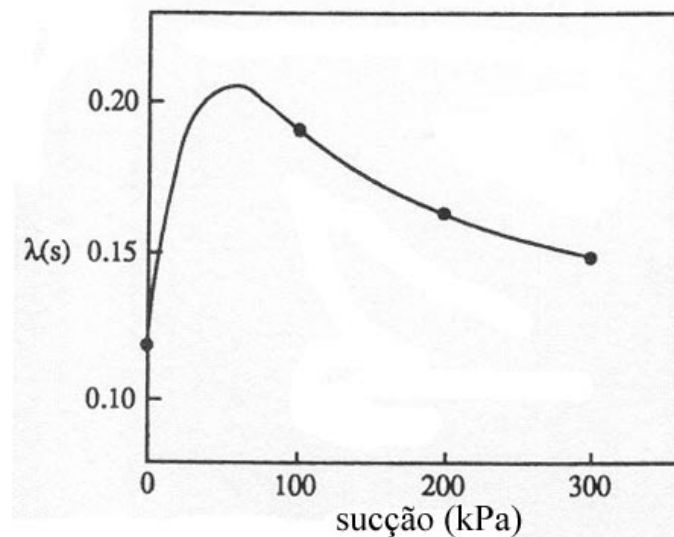
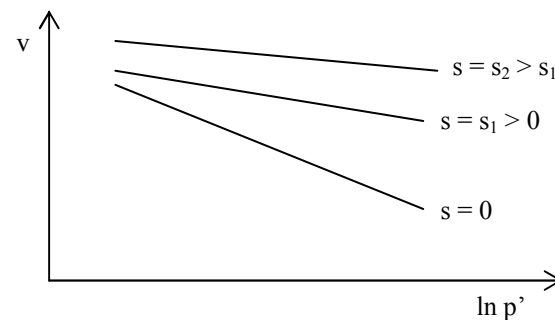


Figura 2.46 – Variação de  $\lambda(s)$  com a sucção (Wheeler e Sivakumar, 1993).

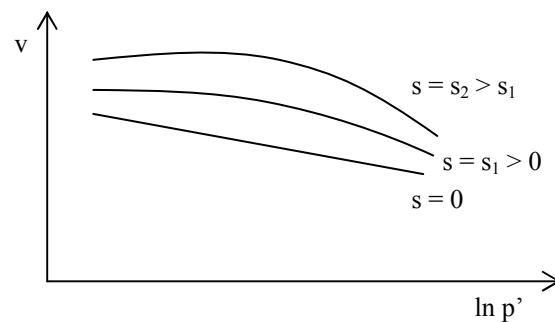
O valor de  $N(s)$  aumenta com o aumento da sucção enquanto o valor de  $\lambda(s)$  diminui com o aumento da sucção para valores de sucção maiores que 100kPa, para o caso do solo estudado por Wheeler e Sivakumar (1993), como apresentam as Figuras 2.45 e 2.46. Os dois parâmetros  $N(s)$  e  $\lambda(s)$  são consistentes com o modelo BBM, proposto por Alonso et al. (1990).

Alonso et al. (1990) propõe que  $\lambda(s)$  decresce com o aumento da sucção (veja Equação 2.55), como está representado na Figura 2.47 (a), na qual colapso por inundação cresce indefinidamente com o aumento da tensão principal. Um valor

máximo de colapso por inundação é reportado por Balmaceda (1991). Após, em Josa et al. (1992), incorporam este aspecto no modelo constitutivo, que inclui formas modificadas das linhas de compressão normal, apresentadas esquematicamente na Figura 2.47 (b). Wheeler e Sivakumar (1995) relatam uma faixa limitada de tensões onde, para kaolinita compactada, se observa um máximo colapso, seguido da diminuição do colapso observado, Figura 2.47 (c).



(a) Alonso et al. (1990)



(b) Josa et al. (1992)

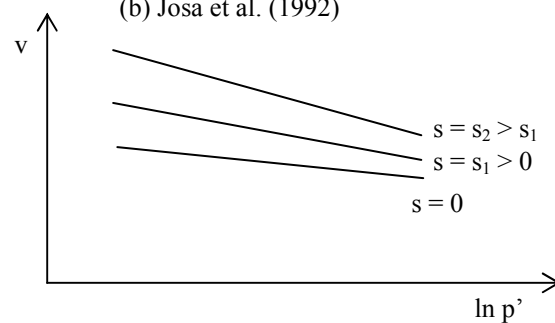


Figura 2.47 – Representação da linha de compressão normal: (a) modelo BBM proposto por Alonso et al. (1990); (b) proposto por Josa et al. (1992) e (c) proposto por Wheeler e Sivakumar (1995).

As variáveis de tensão adotadas em diversos modelos para solos não saturados têm diferentes expressões genericamente Gens (1996) define:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \mu_1(s) \quad (\text{Equação 2.67 e 2.68})$$

$$\mu_2(s)$$

onde  $\mu_1$  e  $\mu_2$  são funções da sucção  $s$ , em alguns modelos representados indiretamente pelo grau de saturação. As diferentes suposições podem ser observadas em Alonso et al. (1990), Cui et al. (1995 e 1996), Wheeler e Sivakumar (1995), entre outros.

Em Cui et al. (1995 e 1996) as variáveis de tensão também são definidas como:  $\mu_1 = 0$  e  $\mu_2 = s$ . Já a superfície de plastificação LC é apresentada com uma pequena diferença no parâmetro  $p_0$ :

$$\left( \frac{p_0(s)}{p^c} \right) = \left( \frac{p_0(0)}{p^c} \right)^{\left( \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \right)} \quad (\text{Equação 2.69})$$

O modelo constitutivo do solo saturado é apresentado por Yasufuku, Murata e Hyodo (1991).

Wheeler e Sivakumar (1995) definem as variáveis de tensão como Alonso et al. (1990) e Cui et al. (1995):  $\mu_1 = 0$  e  $\mu_2 = s$ . A superfície de plastificação LC é expressa pela equação:

$$\frac{\bar{p}_o}{\bar{p}} = \exp \left[ \frac{N(s) - \lambda(s) \cdot \ln \left( \frac{\bar{p}}{p_{at}} \right) - v}{\lambda(s) - \kappa} \right] \quad (\text{Equação 2.70})$$

Considera-se o modelo Cam-Clay Modificado com a superfície Hvorslev (Roscoe e Burland, 1968) como modelo constitutivo para o solo saturado.

A Figura 2.48 mostra a representação tridimensional da superfície de plastificação apresentada por Wheeler e Karube (1996).

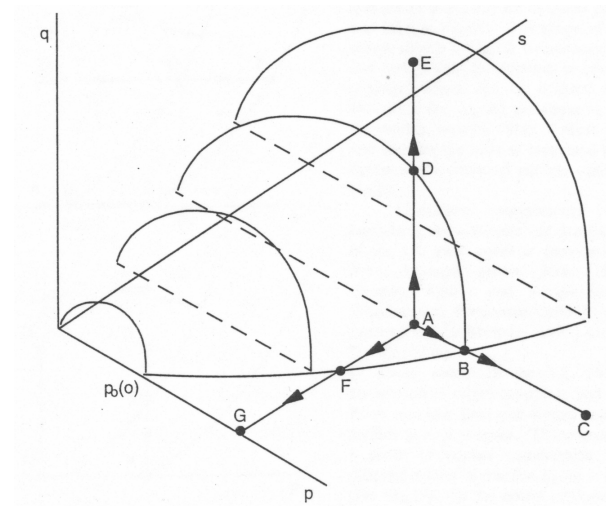


Figura 2.48 – Representação no espaço tridimensional, Wheeler e Karube (1996).

Quando há ocorrência de colapso, deformações irreversíveis ocorrem e há um movimento na curva LC pela mudança do valor de  $p_0^*$ . Neste trabalho, adota-se para representação de  $p_0^*$  a seguinte terminologia  $\bar{p}_0(0)$ . A translação na curva LC pela ocorrência de colapso está representada na Figura 2.49. Deformações volumétricas plásticas produzem uma expansão da curva de plastificação.

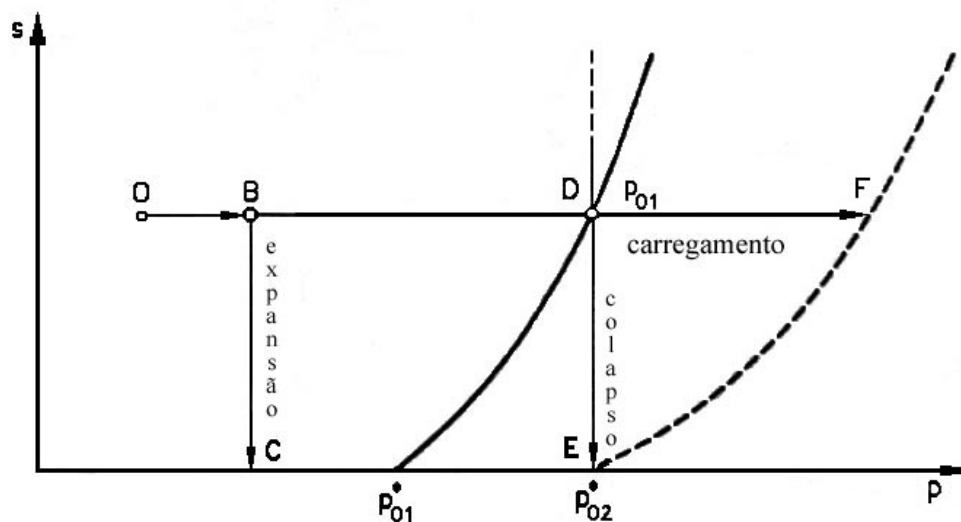


Figura 2.49 – Trajetória de inundação, ocorrência de colapso, e seguido de carregamento (Gens, 1996).

Esta translação na superfície de plastificação LC também pode ser observada, quando partindo-se do ponto A Figura 2.48, há um aumento da tensão total *net*  $\bar{p}$ . A

Figura 2.50 (Gens, 1996) apresenta uma representação da mudança estrutural ocorrida por carregamento e por inundação (colapso). Para trajetórias de tensões que permanecem dentro da superfície de plastificação, um aumento em  $\bar{p}$  produz compressão elástica e uma diminuição na sucção  $s$  produz expansão elástica.

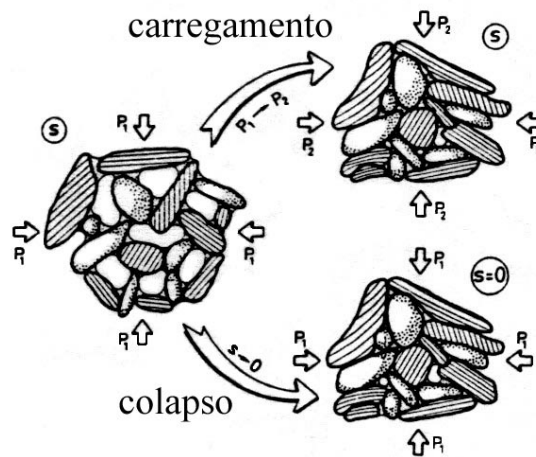


Figura 2.50 – Mudança estrutural por carregamento e por colapso (Gens, 1996).

Quando o valor da sucção é zero, se obtém o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado para solos saturados (Roscoe e Burland, 1968).

É importante salientar que o modelo constitutivo BBM, proposto por Alonso et al. (1990), não prevê a ocorrência de histerese hidráulica.

Josa et al. (1992) apresentam o modelo constitutivo BBM com pequenas modificações, onde considera-se a possibilidade de um valor de colapso por umedecimento máximo, sendo que o colapso não aumenta indefinidamente com a tensão  $\bar{p}$ . Existe um valor máximo de colapso e este é seguido de um declínio com o aumento da tensão  $\bar{p}$ . O pico de colapso varia de solo para solo como foi observado por Balmaceda (1991), Futai (1997) e Medero (2001 e 2004).

Alonso e Gens (1994) apresentam um modelo elastoplástico para solos não saturados incluindo argilas com minerais expansivos. Neste modelo, a posição da curva LC é determinada, não apenas pelo histórico de tensões do solo, mas também pela presença de ligações entre partículas. O modelo é baseado na combinação do modelo elastoplástico de Alonso et al. (1990) para solos não saturados com o modelo

elastoplástico para solos saturados com cimentação apresentado por Gens e Nova (1993), que foi desenvolvido a partir dos conceitos apresentados por Leroueil e Vaughan (1990). Wheeler (1994) comenta que o colapso produzido por uma redução gradual na sucção é previsto no BBM para ser um fenômeno progressivo, e não, como em alguns casos práticos, um fenômeno rápido e catastrófico. Daí a importância de um modelo constitutivo para solos não saturados cimentados que possa prever um colapso repentino com uma redução gradual da sucção, foco deste trabalho.

Wheeler e Sivakumar (1995) propuseram outras modificações no modelo constitutivo baseando-se em dados experimentais de ensaios triaxiais com controle de sucção em caolinitas compactadas.

### 3. TÉCNICAS DE MOLDAGEM DE CORPOS-DE-PROVA

#### 3.1 Introdução

O primeiro obstáculo ao estudo do comportamento de solos colapsíveis refere-se à dificuldade de amostragem destes solos em campo, motivando o desenvolvimento de uma técnica específica de obtenção de amostras com características de solos com estruturas metaestáveis.

Essa dificuldade de amostragem deve-se à estrutura metaestável dos solos colapsíveis, representada pelo elevado índice de vazios e partículas de solo com maior diâmetro, tornando muito difícil a retirada de blocos indeformados *in situ*. Em alguns casos, ocorre a impossibilidade de moldagem de amostras indeformadas pela presença de partículas de grande diâmetro que impedem a moldagem sem a perturbação da estrutura original. Além disso, deve-se levar em consideração a heterogeneidade natural do solo. Houston (1996) salienta que muitos estudos têm mostrado que depósitos de solos colapsíveis apresentam um alto grau de heterogeneidade em relação à cimentação, ao potencial de colapso e outras características físico-químicas. Mahmoud et al. (1995) comenta que muitos solos colapsíveis são de difícil amostragem e por isso, a única forma de ensaiá-los é em campo.

Reconhecidas as dificuldades em amostrar solos colapsíveis, um dos objetivos deste trabalho consiste no desenvolvimento de uma técnica que permita a obtenção de amostras com características de comportamento semelhantes às condições *in situ*, possibilitando quantificar e qualificar os parâmetros que caracterizam e comandam o comportamento mecânico e a resistência de solos com estrutura metaestável desconsiderando a heterogeneidade do solo natural.

Em um estudo de comportamento de materiais em laboratório, deve-se ter uma preocupação com a reprodutibilidade das amostras preparadas, de forma a possibilitar um estudo sistemático. O desenvolvimento da técnica de preparação das amostras em laboratório foi produto de um longo e criterioso processo de avaliação. Diversas



tentativas foram realizadas em laboratório até encontrar a configuração ideal e desejada, bem como, uma metodologia viável.

Neste sentido, parte do programa experimental foi concentrada em avaliar a adequabilidade do procedimento de amostragem e sua reprodutividade, de forma a assegurar a obtenção dos corpos-de-prova com as características desejadas. Deve-se notar que a técnica desenvolvida não pretende reproduzir a complexidade estrutural de solos residuais, mas apenas produzir amostras com estruturas porosas com baixo teor de cimentação que possibilitem analisar os parâmetros que controlam a colapsibilidade de solos.

### **3.2 Objetivo das Técnicas**

As principais características que comandam o comportamento mecânico e a resistência de solos colapsíveis são: elevado índice de vazios, baixo teor de cimentação e estrutura metaestável. No decorrer deste capítulo, serão apresentadas duas técnicas de preparo de amostras de solos artificialmente cimentadas e altamente colapsíveis, que reproduzem as características acima descritas.

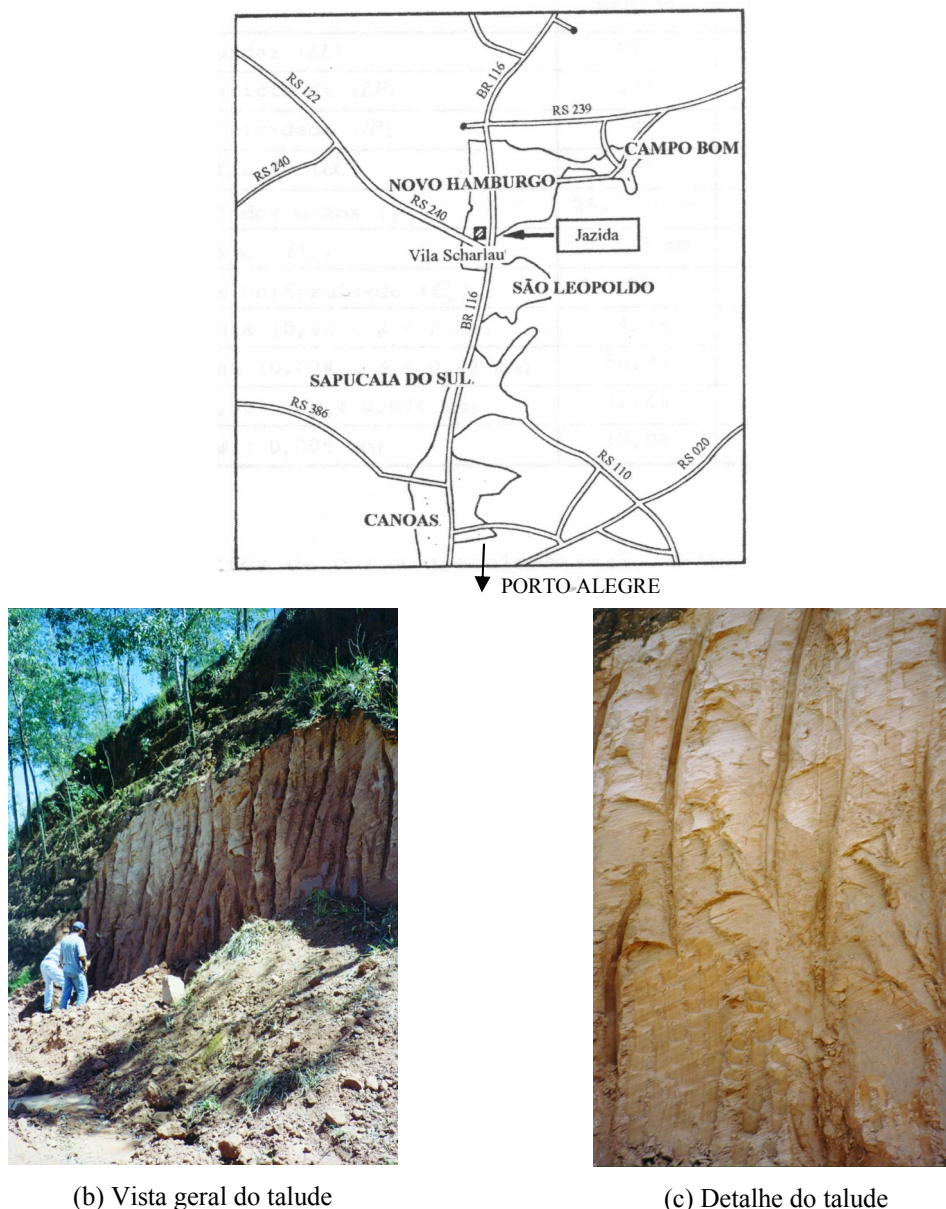
Primeiramente avaliaram-se as condições usuais de ocorrência de índice de vazios em solos colapsíveis brasileiros. De acordo com a Tabela 2.1 as características físicas de solos tropicais estudados no estado de São Paulo, na área urbana de Ilha Solteira, e no município de Petrolândia-PE mostram que os índices de vazios variam no intervalo entre 0,65 e 2,0. Com base neste levantamento, decidiu-se reproduzir em laboratório três índices de vazios característicos, correspondentes a 0,8; 1,0 e 1,3.

Estes índices de vazios foram combinados a diferentes níveis de cimentação e sucção, buscando-se avaliar a influência de cada uma destas variáveis. A descrição das técnicas desenvolvidas é detalhada a seguir.

### 3.3 Propriedades do Solo Residual de Arenito Botucatu

O solo utilizado na pesquisa foi uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica e classifica-se como solo residual (horizonte C) de 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 3.1 (a) ilustra o esquema de localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu, (b) apresenta uma vista geral do talude e (c) mostra o material em detalhe.



(b) Vista geral do talude

(c) Detalhe do talude

Figura 3.1 – A localização da área em estudo e o perfil do talude.

A caracterização físico-química e mineralógica foi realizada em trabalhos prévios de Núñez (1991), Prietto (1996), Thomé (1999) e Specht (2000). Os resultados de ensaios de campo e laboratório constataram a homogeneidade da jazida ao longo de sua profundidade (Núñez, 1991; Thomé, 1999; Martins, Bressani, Coop e Bica, 2001 e 2002). A seguir apresenta-se, na Tabela 3.1, as propriedades físicas médias determinadas por Núñez (1991), Prietto (1996) e Thomé (1999).

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 3.1, correspondentes à composição do material, foram obtidos para o solo residual com uso de defloculante.

Tabela 3.1 – Propriedades físicas do solo.

Propriedades	Valores Médios (Núñez, 1991)	Valores Médios (Prietto, 1996)	Valores Médios (Thomé, 1999)
Limite de Liquidez ( $LL$ )	21%	22%	22%
Limite de Plasticidade ( $LP$ )	17%	15%	19%
Índice de Plasticidade ( $IP$ )	4%	7%	3%
Limite de Contração ( $LC$ )	19%	-	-
Densidade Real dos Grãos ( $\gamma_s$ )	26,7 kN/m <sup>3</sup>	27,0 kN/m <sup>3</sup>	26,7 kN/m <sup>3</sup>
Diâmetro Efetivo ( $D_{10}$ )	0,003 mm	0,0028 mm	0,004 mm
Coeficiente de Uniformidade ( $C_u$ )	43	32	30
Densidade Máxima ( $\gamma_d$ ) – (Proctor Normal)	17,4 kN/m <sup>3</sup>	-	-
Umidade Ótima ( $\omega_{bt}$ ) - (Proctor Normal)	15,9%	-	-
Densidade Máxima ( $\gamma_d$ ) – (Proctor Modif.)	18,9 kN/m <sup>3</sup>	-	19,4 kN/m <sup>3</sup>
Umidade Ótima ( $\omega_{bt}$ ) - (Proctor Modif.)	13,9%	-	12,1%
% de Areia Média ( $0,42 < \phi < 2$ mm)	4,3%	2,4%	8,8%
% de Areia Fina ( $0,074 < \phi < 0,42$ mm)	50,3%	46,0%	47,3%
% de Silte ( $0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,4%	32,6%	29,9%
% de Argila ( $\phi < 0,002$ mm)	13,0%	19,0%	14,0%

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. Núñez (1991) apresenta uma análise difratométrica do solo em questão com os seguintes resultados: fração cristalina de 15,7% constituída por: caolinita (9,2%), hematita (3,2%), mica e ilita (2,1%), quartzo (1,2%) e fração amorfa (84,3%).

O solo residual de arenito Botucatu possui um índice de vazios em torno de 0,63-0,74 na condição indeformada. Segundo Martins et al. (1997), a destruição da estrutura cimentante por remoldagem do material conduz a uma redução do índice de vazios para um valor da ordem de 0,55.

Optou-se pela utilização do solo residual de arenito Botucatu devido à ampla pesquisa realizada neste material com adição de cimento no PPGEC/UFRGS (Consoli et al., 1996; Prietto, 1996 e 2004; Schnaid et al. 1998 e 2000; Thomé, 1999; Specht, 2000; Rotta et al., 2001; Rotta, 2005).

### **3.4 Técnica de Moldagem de Amostras**

As duas técnicas de moldagem de corpos-de-prova propiciaram a obtenção de amostras com comportamento colapsível, coerente com resultados obtidos em amostras colapsíveis naturais. Além disso, as técnicas permitiram de forma pioneira o estudo de amostras remoldadas colapsíveis com elevado índice de vazios.

Ambas as técnicas, com e sem introdução de partículas de poliestireno expandido, permitem, como desejado, a obtenção de amostras com índice de vazios e nível de cimentação variáveis, podendo-se pesquisar as configurações que forem de interesse. Deve-se considerar o fato que a técnica com introdução de poliestireno expandido permite a obtenção de amostras com elevado índice de vazios mesmo sem a parcela de cimentação, pois as partículas de poliestireno funcionam como sustentação

do solo numa condição bastante porosa sem cimentação. Já com a técnica em duas etapas (sem partículas de poliestireno) não é possível a obtenção de amostras com elevado índice de vazios sem a introdução da parcela de cimento, pois o cimento atua criando ligações entre as partículas do solo.

Um ponto negativo da técnica de preparo com a introdução do poliestireno expandido é a presença destas partículas dentro do corpo-de-prova. Ao mesmo tempo, o poliestireno expandido introduzido nas amostras para obtenção de elevado índice de vazios se mostrou uma boa opção, apresentando-se de fácil manuseio, sendo o preparo das partículas simples. A introdução do poliestireno expandido não altera as características de comportamento do material, seja de resistência, deformabilidade e permeabilidade. O coeficiente de condutividade hidráulica das amostras obtidas pela técnica é bastante elevado, sendo coerente com o valor esperado para um material colapsível natural.

Trabalhando-se com amostras cimentadas, a técnica em duas etapas reproduz, sem a introdução de outro elemento na estrutura do solo, de forma mais eficaz amostras colapsíveis naturais. Já para pesquisar-se o comportamento de amostras sem cimentação e elevado índice de vazios, a técnica com a introdução do poliestireno expandido permite a obtenção de amostras.

### 3.4.1 Técnica de moldagem com poliestireno expandido

#### 3.4.1.1 Propriedades do poliestireno expandido

A primeira técnica utilizada constitui-se na adição de poliestireno expandido à massa de solo. A técnica foi desenvolvida por Medero (2001) e relatada em Medero et al. (2001, 2003, 2004 e 2005). Para obtenção de índice de vazios elevado utilizaram-se pequenas partículas de poliestireno expandido, conhecido popularmente por “*isopor*”. Este produto é comercializado pela empresa BASF e tecnicamente é chamado de poliestireno, cadeia de polímeros, estireno, formada pelo carbono. 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 são 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 misturado à massa de solo tem por objetivo simular a condição de vazios (ou macroporos), na medida em que o poliestireno é um material extremamente leve, possui baixa resistência à compressão, baixa densidade e alta compressibilidade. A densidade do material é em torno de  $0,013\text{g/cm}^3$ . 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 com o intuito de calcular a densidade das mesmas.

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 e um aumento na densidade (Tabela 3.2) que o poliestireno expandido sofre quando exposto por um período de 24 horas a uma temperatura de 110 °C (Figura 3.2).

Tabela 3.2 – Redução volumétrica sofrida pelo poliestireno expandido quando exposto à variação de temperatura.

<b>Estufa</b>	<b>Dimensão 1</b>	<b>Dimensão 2</b>	<b>Altura</b>	<b>Peso</b>	<b>Volume</b>	<b>Densidade</b>	<b>Redução</b>
<b>[°C]</b>	<b>[cm]</b>	<b>[cm]</b>	<b>[cm]</b>	<b>[g]</b>	<b>[cm<sup>3</sup>]</b>	<b>[g/cm<sup>3</sup>]</b>	<b>Volumétrica [%]</b>
110	1,33	1,45	0,33	0,341	0,6364	0,5365	<b>96</b>
110	1,31	1,48	0,34	0,333	0,6592	0,5055	<b>96</b>
60	4,99	5,06	1,06	0,346	26,7644	0,0129	<b>0</b>
60	4,91	5,05	1,06	0,351	26,2832	0,0134	<b>0</b>

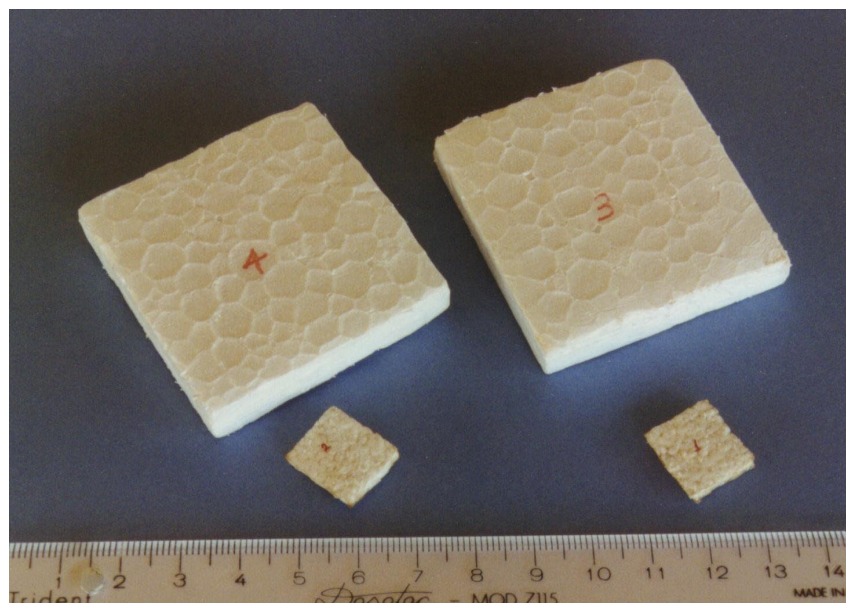


Figura 3.2 – Fotografia do poliestireno expandido antes e após a estufa de 110 °C.

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/ou de água.

Na Figura 3.3 observam-se os três tamanhos de partículas de poliestireno expandido analisados 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 (com diâmetro variando entre 0,2 e 0,8 cm).



Figura 3.3 – Tamanhos utilizados de partículas de poliestireno expandido.

### 3.4.1.2 Propriedades do cimento e água

#### **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.

#### **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.

### 3.4.1.3 Metodologia de preparo de amostras com poliestireno expandido

Esta técnica de preparo de amostras foi desenvolvida em Medero (2001). As amostras apresentavam as características estruturais de um material colapsível. A inclusão de um material que não introduza mudanças de comportamento no solo e que permita a moldagem com índice de vazios elevado mostrou-se uma alternativa 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”. A introdução de poliestireno expandido constituiu-se em método inédito, descrito e detalhado em Medero (2001), Medero et al. (2001, 2003, 2004 e 2005).

Ao mesmo tempo, foi necessário o desenvolvimento de uma campanha experimental para avaliar a adequabilidade do procedimento, de forma a assegurar que



haja correspondência entre uma amostra natural com alto índice de vazios e uma amostra artificial com inserção de poliestireno.

A técnica consiste no preparo em laboratório de amostras que reproduzem as características de campo de materiais residuais colapsíveis, para tanto, baseou-se nas principais características que comandam o comportamento mecânico e a resistência deste solo: índice de vazios elevado e baixo nível de cimentação. 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 de poliestireno expandido foi determinado a partir de tentativas, até se obter uma configuração e estrutura de amostras satisfatória. Este volume (de poliestireno expandido) deveria ser o menor possível de forma que alcançasse o índice de vazios desejado. As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam as configurações finais escolhidas.



(a)



(b)

Figura 3.4 – Estrutura obtida com a introdução das partículas de poliestireno expandido e de cimento: (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples ( $e_{\text{moldagem}}=1,3$ ) e (b) detalhe da amostra.

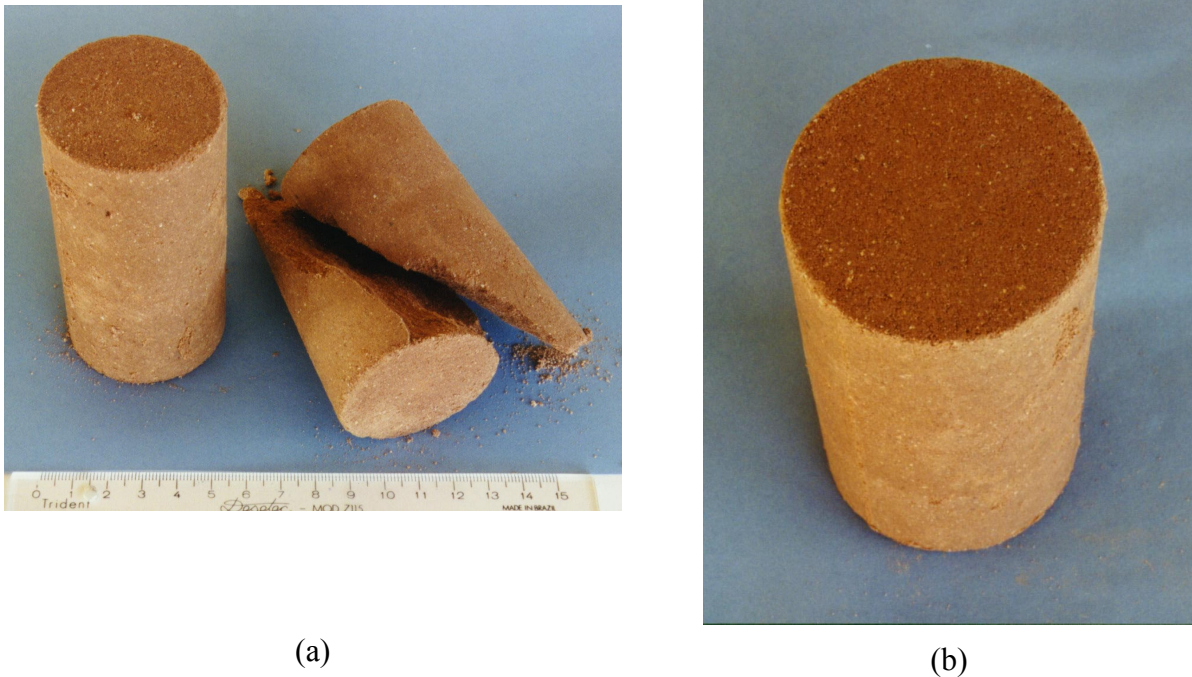


Figura 3.5 – Estrutura obtida com a adição de cimento ( $e_{\text{moldagem}}=0,6$ ): (a) corpo-de-prova rompido em ensaio de compressão simples e (b) detalhe da amostra.

A metodologia de preparo de amostras com poliestireno expandido inicia 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 à umidade de 16% (valor obtido experimentalmente – mínima quantidade necessária para obtenção de uma massa homogênea). Ao se obter a mistura total dos componentes, coloca-se as partículas de poliestireno expandido previamente preparadas (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Todos os componentes misturados antes da moldagem.

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 à 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 na fotografia representada pela Figura 3.7.



Figura 3.7 – Fotografia do despejo.

As etapas de preparo podem ser observadas na seqüência representada pela Figura 3.8.

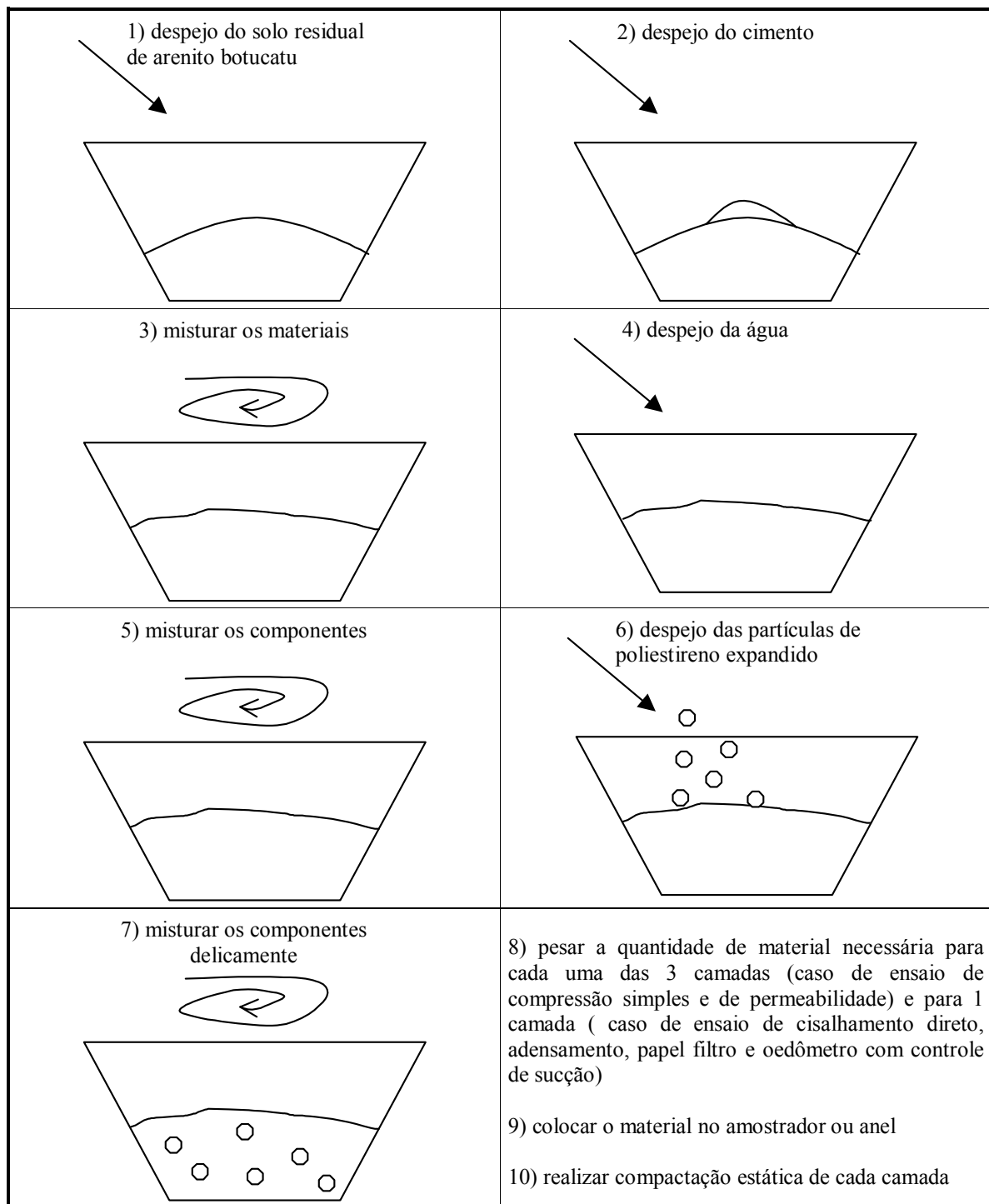


Figura 3.8 – Etapas de preparo do material para construção dos corpos-de-prova.

### 3.4.2 Técnica de preparo de amostras em duas etapas (sem poliestireno expandido)

A moldagem com baixo teor de umidade, mostrou-se uma opção bastante atrativa. Assim, há um ganho de resistência na estrutura do material, pelo baixo teor de água e conseqüente maior valor de sucção devido aos meniscos capilares formados entre as partículas de solo (baseado em Wheeler e Karube, 1996), está representado na Figura 3.9.

A parcela de cimentação foi obtida utilizando-se um pequeno valor em massa de cimento. Teve-se um cuidado especial para determinar o teor de umidade a ser utilizado. Para tanto, alguns testes, em laboratório, misturando água e cimento foram realizados para descobrir-se o valor mínimo necessário para que ocorra a hidratação das partículas de cimento. Foram realizadas misturas com diferentes quantidades de água até se chegar ao valor a ser utilizado. Após, partiu-se para a determinação dos valores de cimentação a serem usados como padrão de estudo e optou-se por 0, 1 e 3% de cimento. Adotou-se um dos padrões de estudo sem a parcela de cimentação para servir de referência às amostras cimentadas.

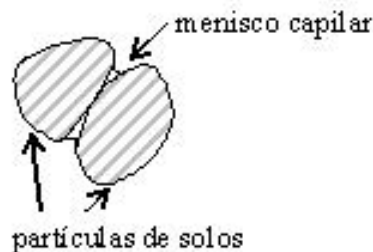


Figura 3.9 – Meniscos capilares formados com o baixo teor de umidade, baseado em Wheeler e Karube (1996).

#### 3.4.2.1 Material utilizado

O material utilizado para o preparo dos corpos-de-prova foi o solo residual de arenito da formação Botucatu (descrito no item 3.4.1.1), cimento Portland de Alta Resistência Inicial e água (item 3.4.1.2).

### 3.4.2.2 Metodologia de preparo de amostras com a técnica em duas etapas

Inicia-se com a mistura de parte do solo residual de arenito Botucatu e parte do cimento até uma perfeita homogeneização do material. Após, introduz-se água. Ao se obter a mistura total dos componentes, deixa-se esta mistura em repouso para que se inicie o processo de cura do cimento, obtendo-se um ganho na resistência da estrutura da mistura em repouso.

Alguns cuidados foram introduzidos no método para conseguir-se uma distribuição uniforme da estrutura ao longo de todo o volume dos corpos-de-prova. Os materiais restantes, solo – cimento – água deixados a parte, são misturados, depois do tempo de repouso da mistura inicial, e todos são unidos delicadamente, cuidando-se para não destruir totalmente a estrutura obtida pela cura do cimento da mistura inicial. É importante observar que o material preparado ao ser despejado, tanto no caso de amostrador (para amostras de ensaios de compressão simples, permeabilidade, triaxial e de compressão isotrópica) 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 (item 10 da Figura 3.11). O esquema de preparação das amostras está apresentado na Figura 3.11.

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 estrutura dentro do corpo-de-prova, bem como na superfície do mesmo. A Figura 3.10 apresenta o esquema de corte das amostras para verificação da estrutura ao longo de todo volume do corpo-de-prova. A inspeção visual das amostras indica relativa homogeneidade.

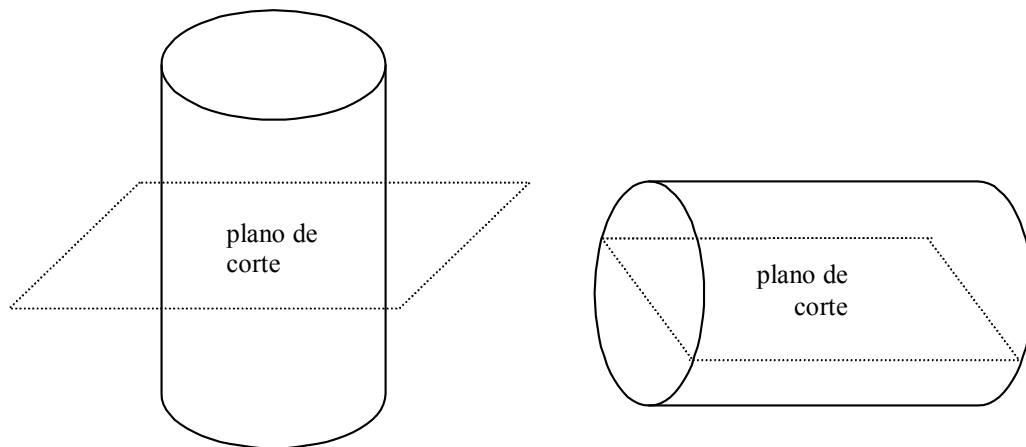
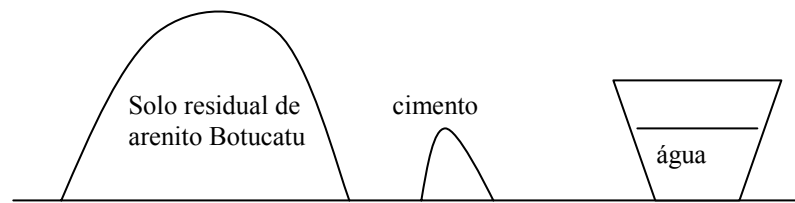


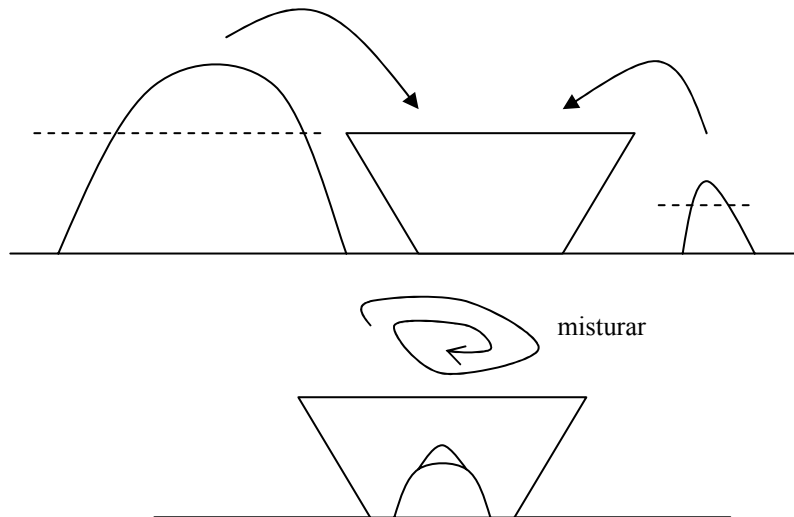
Figura 3.10 – Esquema de corte das amostras.

A umidade foi determinada em todos os corpos-de-prova executados para, 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 3.11. Nas Figuras 3.12 e 3.13 apresenta-se configurações finais dos corpos-de-prova para os ensaios de compressão isotrópica com controle de sucção, triaxiais e edométricos, bem como, a estrutura do material após 1 dia de cura do cimento.

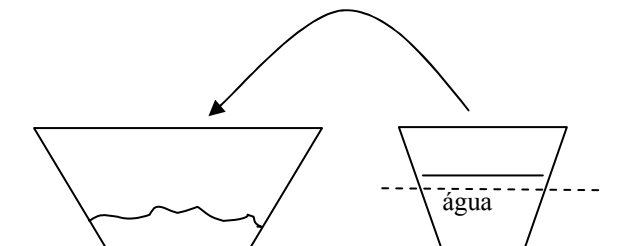
### MATERIAIS UTILIZADOS



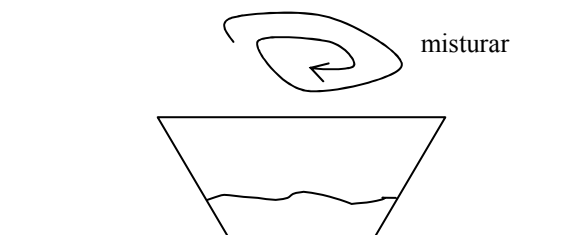
1) Mistura-se parte do solo e do cimento;



2) Despeja-se parte da água da amostra na mistura realizada em ①;



3) Mistura-se os componentes até a obtenção de uma massa homogênea de solo-cimento-água;

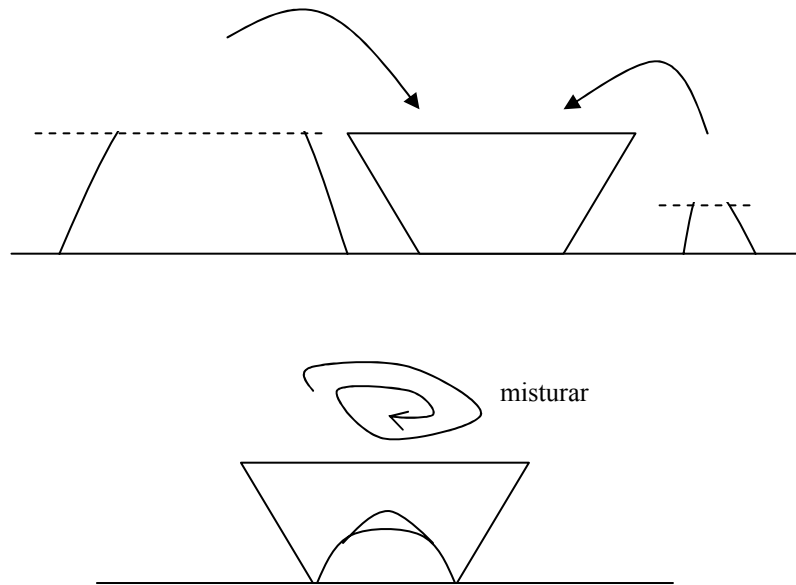


4) Deixa-se a mistura em repouso (24h) para que comece o processo de cura do cimento em recipiente fechado hermeticamente;

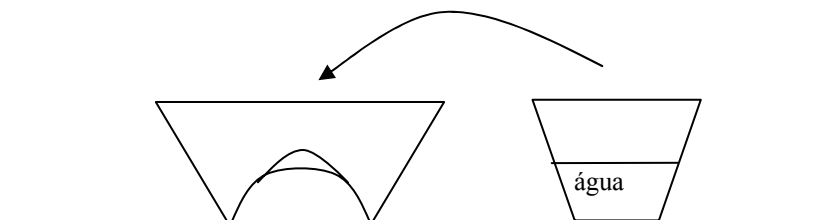




- 5) Após o tempo de repouso, mistura-se o solo residual de arenito Botucatu e cimento que não tinham sido utilizados;



- 6) Introduce-se a água que não tinha sido utilizada na mistura ①;

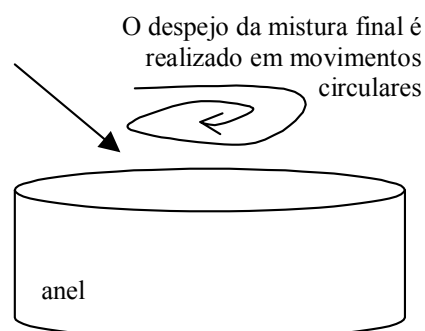


- 7) Mistura-se os componentes de ⑥, como apresentado no item ③;

- 8) Introduce-se a mistura ② na mistura ① lenta e delicadamente. Mistura-se ① e ② de forma que não se destrua totalmente a estrutura formada pela cura do cimento (item ④);

- 9) Pesar a quantidade de material necessária para cada uma das 3 camadas (caso de ensaio triaxial, compressão isotrópica e de compressão simples) e 1 camada (caso de ensaio de cisalhamento direto, adensamento, medidas com papel filtro e oedômetro com controle de sucção);

- 10) Colocar o material no amostrador ou anel;



11) Realizar compactação estática de cada camada delicadamente.

OBS.: deve-se ter um cuidado especial no despejo do material da mistura ② sobre a mistura ①, pois deseja-se manter, pelo menos, parte da estrutura obtida pela cura do cimento. Outro cuidado importante deve ser tomado quando mistura-se ① e ②.

Figura 3.11– Etapas de preparo do material para a obtenção dos corpos-de-prova.

Foi adotado sete dias de tempo de cura para as amostras, pois a partir do sétimo dia não se observa um ganho significativo na resistência à compressão não confinada (devido à utilização do cimento de alta resistência inicial). Assim, em ensaios de longa duração, por imposição ou equalização de sucção, não há variações significativas na resistência pela continuação da cura do cimento.



(a) corpo-de-prova para ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção



(b) corpo-de-prova para ensaio triaxial



(c) corpo-de-prova para ensaio edométrico

Figura 3.12 – Estrutura obtida com a técnica em duas etapas (sem poliestireno expandido) para diferentes tipos de ensaios.

Na Figura 3.13 pode-se observar a estrutura obtida após a cura de 1 dia do cimento, nitidamente nota-se que o efeito do início da cura do cimento cria agregados entre as partículas do solo (grumos).



Figura 3.13- Detalhe da estrutura da mistura sem cura (material recém misturado) e com cura de 24horas.

O corpo-de-prova artificial obtido com esta técnica de preparo de amostras, apresenta uma dupla estrutura com micros vazios em pacotes de argilas e macro vazios entre os pacotes, presente na maioria dos solos compactados não saturados.

## **4. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **4.1 Considerações Iniciais**

O programa experimental constituiu-se em duas etapas. A primeira etapa foi realizada na UFRGS e a segunda na Universidade de Glasgow, Escócia. Inicialmente definiu-se os tipos de ensaio, equipamentos e trajetórias de tensões que seriam realizados ao longo do trabalho de doutoramento, baseando-se num plano que atendessem os objetivos e considerando também a otimização do tempo e maximização da representatividade e da confiabilidade dos resultados.

No decorrer deste capítulo, serão descritos os procedimentos de ensaio e os equipamentos utilizados em laboratório para ensaiar as amostras preparadas pelas duas técnicas de moldagem. Para análise dos resultados, apresentam-se tabelas e gráficos que facilitam a compreensão e visualização dos resultados obtidos.

### **4.2 Planejamento do Experimento**

A parte experimental iniciou-se com o processo de busca de uma metodologia que permitisse a obtenção de amostras de solo com as características estruturais e de comportamento representativa de solos residuais colapsíveis em condições ideais. Posteriormente enfocou-se a análise das características físicas, comportamentais e de resistência das amostras obtidas pelas técnicas desenvolvidas.

#### **4.2.1 Ensaio realizados com amostras moldadas com a técnica de preparo com poliestireno expandido**

O programa experimental teve como objetivo analisar e verificar a eficácia da técnica de amostragem (técnica de preparo de amostras com a introdução de partículas

de poliestireno expandido na massa de solo). Investigou-se a influência do índice de vazios na resistência à compressão confinada e não confinada, no comportamento tensão-deformação, nas envoltórias de ruptura e na resistência ao cisalhamento. Observou-se as condições de colapsibilidade do material para diferentes níveis de sucção com carregamentos constante e variável.

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 ( $e_0 = 1,3$ ), variando-se o tempo de cura. Outros ensaios foram realizados com índices de vazios menores ( $e_0 = 1,0; 0,8; 0,6$ ) com intuito de obter a variação de comportamento das amostras, expressas através de ensaio de compressão não confinada. Relacionou-se o tempo de cura e a resistência à compressão não confinada para  $e_0 = 0,6$ . Este valor de índice de vazios representa um valor próximo ao mínimo obtido em amostras moldadas em laboratório com este material, quando moldadas sem a introdução na mistura de solo-cimento das partículas de poliestireno expandido.

Outro fator analisado foi à influência do tamanho individual dos vazios, decorrente do uso de partículas de poliestireno expandido de diferentes diâmetros dispersos dentro da amostra (Figura 3.5). Estudou-se o comportamento do material com relação ao coeficiente de condutividade hidráulica e a resistência à compressão não confinada, para um mesmo valor de índice de vazios de  $e_0 = 1,3$  com tempo de cura equivalente a quatro dias, para três tamanhos de partículas de poliestireno.

Uma vez decidido o tempo de cura, passou-se à análise da resistência ao cisalhamento, do potencial de colapso e do comportamento tensão-deformação, para  $e_0 = 1,3$  e  $0,6$ , com e sem cimento. Para isso, foi realizada uma série de ensaios de cisalhamento direto inundados com tensão vertical efetiva variando de 25 a 200 kPa.

Ensaio edométricos convencionais, para as configurações solo, solo-cimento e solo-cimento-poliestireno expandido, foram realizados para a condição inundada, como base para comparação com os ensaios com controle de sucção. Ensaio edométricos duplos e de ponto único foram realizados para as configurações solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento, solo e solo-poliestireno expandido para observar a colapsibilidade das amostras.

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, foi realizada uma série de ensaios edométricos com controle de sucção seguindo as trajetórias de tensões desejadas.

Análise por microscopia ótica para observação e análise da estrutura, arranjo de partículas, cimentação e distribuição de poros para amostras com e sem carregamento vertical e colapso por inundação foram também realizadas.

A Tabela 4.1 apresenta as configurações iniciais de índice de vazios, teor de cimentação e inclusão ou não de poliestireno dos corpos-de-prova ensaiados. Enquanto a Tabela 4.2 apresenta um resumo dos ensaios realizados, configurações e características iniciais das amostras além das condições gerais dos ensaios executados nos corpos-de-prova moldados com a técnica de preparo com introdução de poliestireno expandido.

Tabela 4.1 – Configurações iniciais das amostras obtidas com a adição de partículas de poliestireno expandido.

<b>Índice de Vazios Inicial (<math>e_0</math>)</b>	<b>Teor de Adição de Cimento</b>	<b>Inclusão de Partículas de Poliestireno Expandido</b>
0,6	0 %	Não*
	1 %	Não*
0,8	1 %	Sim
1,0	1 %	Sim
1,3	0 %	Sim
	1 %	Sim

\* as amostras foram moldadas seguindo os passos da técnica de preparo com poliestireno expandido porém sem a adição das partículas de poliestireno.

Tabela 4.2 – Resumo de ensaios realizados em amostras moldadas com a técnica de preparo com poliestireno expandido.

Configuração	$e_0$	Ensaio de Compressão Não Confinada (63 ensaios)	Ensaio de Condutividade Hidráulica (6 ensaios)	Ensaio de Cisalhamento Direto (30 ensaios)	Ensaio Edométrico Convencional (17 ensaios)	Medidas de sucção pelo método do papel filtro (32 ensaios)	Ensaio Edométricos com Controle de Sucção (**) (8 ensaios)	Microscopia Ótica (4 ensaios)
solo	0,6	→ para diferentes tempos de cura do cimento (1, 2, 3, 4, 5 e 6 dias).	---	→ tensões verticais: 25, 50, 100 e 200kPa, com amostras inundadas. (*)	→ inundados e não saturados. (*) → ensaios de ponto único, com tensões de inundação : 25, 50, 100 e 200kPa. (*)	---	---	---
solo-cimento	0,6	---	---	→ tensões verticais: 25, 50, 100 e 200kPa, com amostras inundadas. (*)	→ inundados e não saturados. (*) → ensaios de ponto único, com tensões de inundação : 25, 50, 100 e 200kPa. (*)	---	---	---
solo-cimento-poliestireno expandido	1,3	→ para diferentes tempos de cura do cimento (1, 2, 3, 4, 5 e 6 dias); → para 3 tamanhos diferentes de partículas de poliestireno expandido. (*)	→ para 3 tamanhos de partículas de poliestireno expandido. (*)	→ tensões verticais: 25, 40, 50, 60, 80, 100 e 200kPa, com amostras inundadas. (*)	→ inundados e não saturados. (*) → 1 ensaio específico com carregamento de 5 em 5kPa (até 60kPa) para definição da tensão de pré-adensamento do material. (*) → ensaios de ponto único, com tensões de inundação : 25, 40, 50, 60, 80, 100 e 200kPa. (*)	→ para determinação da curva característica do material.	→ sucções constantes (valores impostos): 50, 100 e 200kPa; (*) (***) → sucção variável (valores impostos): 200, 100, 50 e 0kPa, seguido ou não de carregamento de vertical, na condição de sucção nula; (*) (***)	→ amostra indeformada; (*) → amostra carregada verticalmente por tensão de 100 kPa; (*) → amostra inundada; (*) → amostra carregada verticalmente por tensão de 100 kPa e, após, inundada. (*)
	1,0	→ (*)	---	---	---	---	---	---
	0,8	→ (*)	---	---	---	---	---	---
solo-poliestireno expandido	1,3	---	---	→ tensões verticais: 25, 50, 100 e 200kPa, com amostras inundadas. (*)	→ inundados e não saturados. (*) → ensaios de ponto único, com tensões de inundação : 25, 50, 100 e 200kPa. (*)	---	---	---

OBS.1: (\*) tempo de cura do cimento de 4 dias; (\*\*) duração média de cada um dos ensaios de 3 semanas; (\*\*\*) com tempo de equalização de 4 dias e carregamentos verticais a cada 24 horas.

OBS.2: As amostras com cimento foram moldadas com teor de adição de cimento de 1%.

#### 4.2.2 Ensaios realizados com amostras moldadas com a técnica de preparo em duas etapas (sem poliestireno expandido)

Foi analisada a influência do índice de vazios e do teor de cimentação no comportamento de materiais colapsíveis através de ensaios edométricos, ensaios triaxiais não drenados e ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

Os ensaios edométricos duplo e de um único ponto foram utilizados para quantificar o potencial de colapso das amostras. Os ensaios foram realizados com índices de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8 e para quatro níveis de cimentação (0%, 1%, 3% e 10%).

Uma série de ensaio triaxiais não drenados foi realizada para diferentes valores de índice de vazios e cimentação, possibilitando uma análise e comparação do comportamento do material com diferentes características iniciais. Além disso, nos ensaios triaxiais não drenados foram ensaiadas amostras, com diferentes índices de vazios iniciais, com destruição da cimentação (as amostras eram remoldadas após a cura do cimento, permanecendo com a parcela de finos incluída pela presença do cimento porém sem as ligações entre as partículas e agregados de partículas causada pela cimentação).

Previamente aos ensaios de laboratório procedeu-se o ajuste e a calibração das várias partes constituintes do equipamento de compressão isotrópica com controle de sucção. Este processo, incluiu a instalação de um software, versão Windows (desenvolvido em Visual Basic), seguida da definição e ajuste de todos os parâmetros necessários à utilização do equipamento.

A realização de um ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção para amostra com índice de vazios inicial igual a 1,3 e teor de cimentação igual a 1%, seguindo a trajetória de tensões e sucções representada na Figura 7.24.

No programa de ensaios, para os corpos-de-prova moldados sem poliestireno, foi definido um conjunto de variáveis de entrada a serem pesquisadas, de forma que este conjunto representasse os parâmetros iniciais característicos que se desejava estudar. Fazendo-se uso de duas variáveis fundamentais: índice de vazios inicial e teor de



cimentação. A Tabela 4.3 apresenta as configurações iniciais de índice de vazios e teor de adição de cimento das amostras estudadas.

Tabela 4.3 – Configurações iniciais das amostras moldadas com a técnica de preparo em duas etapas.

<b>Índice de Vazios Inicial (<math>e_0</math>)</b>	<b>Teor de Adição de Cimento</b>
1,3	1%
	3%
	0% não foi realizado (impossível obtenção sem a introdução de poliestireno expandido)
1,0	0%
	1% e 1% (amostras reconstituídas)
	3% e 3 % (amostras reconstituídas)
0,8	0%
	1% e 1% (amostras reconstituídas)
	3% e 3 % (amostras reconstituídas)

Para os índices de vazios iniciais de 1,0 e 0,8 foi possível a análise de amostras reconstituídas (adição de cimento, cura e após desestruturação). Após a cura do cimento, foi realizada a quebra da estrutura (destruição das ligações entre partículas gerada pela cimentação), seguida da moldagem e ensaio dos corpos-de-prova.

A Tabela 4.4 apresenta os ensaios realizados com amostras preparadas com a técnica em duas etapas e as condições de realização dos mesmos.

Tabela 4.4 – Resumo dos ensaios realizados em amostras moldadas com a técnica de preparo em duas etapas (sem poliestireno expandido)

Teor de cimentação	$e_0$	Ensaio Edométrico (20 ensaios)	Ensaio Triaxial (CD) (47 ensaios)	Ensaio de Compressão Isotrópica com Controle de Sucção (1 ensaio)
0%	1,3	- inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5kPa]	---	---
	1,0	- inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5kPa]	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
	0,8	- inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5kPa]	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
1%	1,3	- não saturado - inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5/50/100 kPa]	$\sigma_3 = 50/100/150/200$ kPa	Trajectoria específica de sucções e tensões, descrita na Figura 7.25
	1,0	- não saturado - inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5/50/100 kPa]	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
	0,8	- não saturado - inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5/50 kPa]	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
3%	1,3	---	$\sigma_3 = 50/100$ kPa	---
	1,0	---	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
	0,8	---	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
10%	1,3	- não saturado - inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5 kPa]	---	---
	1,0	- inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5kPa]	---	---
	0,8	- inundado [ $\sigma_v$ de inundação = 12,5kPa]	---	---
1%(*)	1,0	---	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
	0,8	---	$\sigma_3 = 100$ kPa	---
3%(*)	1,0	---	$\sigma_3 = 50/100/200$ kPa	---
	0,8	---	$\sigma_3 = 100$ kPa	---

OBS.: (\*) amostras reconstituídas – cura do cimento e posterior quebra da cimentação antes da moldagem.

### 4.3 Procedimentos dos Ensaios e Descrição dos Equipamentos do Laboratório da UFRGS

A seguir serão descritos os procedimentos básicos de cada ensaio e as características gerais dos equipamentos usados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

#### 4.3.1 Microscopia ótica

Para o estudo fotomicrográfico foram confeccionadas 4 lâminas delgadas correspondentes ao solo preparado com a técnica com introdução de partículas de poliestireno expandido com características iniciais de índice de vazios de 1,3; nível de cimentação de 1% e teor de umidade de aproximadamente 16%. Esta técnica de análise microscópica da estrutura das amostras foi utilizada como um instrumento para observar a estrutura obtida com a técnica. As amostras foram preparadas em 4 condições distintas:

- a) amostra indeformada na condição de preparo;
- b) amostra carregada com carga vertical de 100 kPa e inundada;
- c) amostra carregada com carga vertical de 100 kPa;
- d) amostra indeformada na condição de preparo inundada.

A laminação foi realizada no Laboratório de Laminação do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. A confecção das lâminas petrográficas seguiu as seguintes etapas, para cada uma das amostras descritas anteriormente nos itens *a*, *b*, *c* e *d*.

1) Secagem em estufa de 100° C por 24 horas.

2) Impregnação (deve ser realizada lentamente) com resina epóxi misturada com corante. A resina ocupa os vazios do solo (poros) e o corante é aplicado para auxiliar a identificação e análise qualitativa e quantitativa dos poros.

3) Corte (Figura 4.1) no sentido que possibilitasse a melhor observação da estrutura nas diferentes condições descritas em *a*, *b*, *c* e *d*.

4) Colagem na lâmina de vidro e lixação até atingir a espessura de 0,3mm.

As lâminas são observadas num microscópio ótico, com aumentos de 48, 96, 144 e 192 vezes.

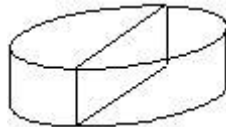


Figura 4.1 – Sentido de corte das amostras laminadas.

O estudo fotomicrográfico constitui na observação das lâminas (*a*, *b*, *c* e *d*) em microscópio ótico de luz transmitida, com e sem luz polarizada.

#### 4.3.2 Curva característica do material (solo-cimento-poliestireno expandido)

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. 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 encontra-se normalizado pela ASTM (1994). A escolha deste método para obtenção da curva característica deveu-se à simplicidade, ao baixo custo e a possibilidade de obter valores elevados de sucção.

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 cm<sup>2</sup>. 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.

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 dos vazios do solo e das fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade. 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 deseja alcançar, tanto por secagem como por umedecimento. Durante o processo de secagem, o peso da amostra era controlado até que a mesma atingisse o peso ideal para uma umidade estimada. No processo de umedecimento, o alcance do peso era dado por gotejamento d'água. Tomou-se um cuidado especial com a selagem da amostra 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 retirava-se o papel filtro e determinava-se a umidade do mesmo.

#### 4.3.3 Ensaios de resistência à compressão não-confiada

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 5 ton e anéis dinamométricos de 1, 5 e 10 ton, 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 4.2).



Figura 4.2 – 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.

#### 4.3.4 Ensaio de condutividade hidráulica

Foram realizados dois ensaios para cada tamanho de partículas de poliestireno com permeômetro 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. As amostras ficam confinadas entre um pedestal e um cabeçote, cada qual contendo uma pedra porosa e envolvidos em uma membrana flexível fixada por anéis de vedação. 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 não confinada.

#### 4.3.5 Ensaio de cisalhamento direto

As amostras são ensaiadas em equipamento Wykeham Farrance, que pode ser observado na Figura 4.3. As tensões normais aplicadas variaram 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 são moldadas em anéis metálicos de diâmetro interno e altura de 6 cm e 2 cm, respectivamente. Após o tempo de cura, o corpo-de-prova é retirado do anel com auxílio de soquete e introduzido na caixa bi-partida previamente preparada. Esta preparação prévia consiste 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 da partes da caixa por meio de parafusos. Em cima da amostra, outra pedra porosa é introduzida, seguida de um espaçador e um cabeçote. Terminada esta etapa, a caixa é encaixada no equipamento de cisalhamento direto (Figura 4.3) e sobre o cabeçote é apoiado o pendural para aplicação da tensão normal. Dois dos parafusos são retirados e dois são girados em meia volta para permitir o cisalhamento entre as partes da caixa sem introduzir atrito entre as faces metálicas.

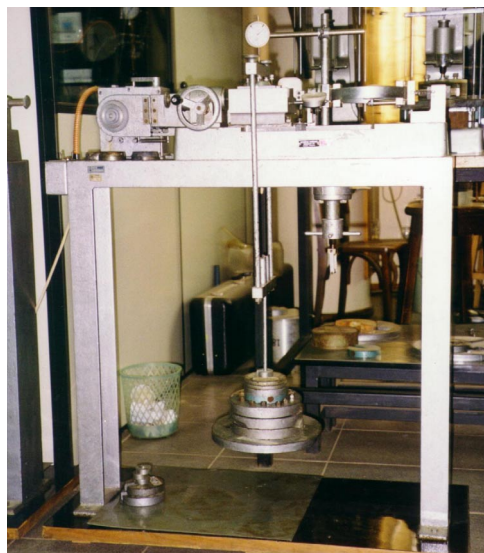


Figura 4.3 – Vista do equipamento de cisalhamento direto.

Primeiramente, aplica-se o carregamento vertical, seguido da leitura da deformação equivalente. Inunda-se a amostra e lê-se a deformação. Entre cada etapa,

espera-se até a estabilização das deformações para executar a leitura. A seguir, realiza-se a fase de cisalhamento da amostra.

#### 4.3.6 Ensaios edométricos

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

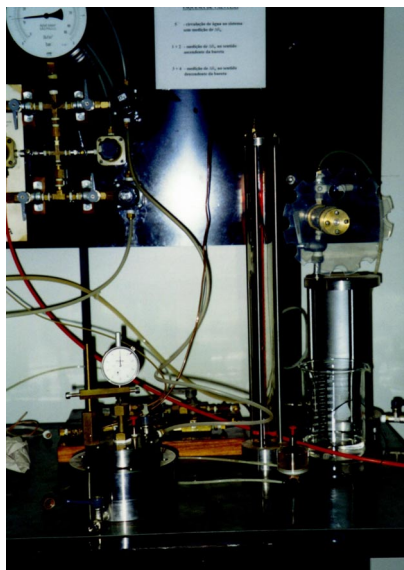
##### 4.3.6.1 Ensaio edométrico convencional

Os oedômetros empregados são os de carga traseira, idealizados por Bishop baseado ao tipo desenvolvido por Terzaghi e Casagrande. Os corpos-de-prova são moldados em anéis metálicos de diâmetro interno de 5cm e altura de 2cm e ensaiados na condição não saturada, com selagem da célula edométrica com filme de PVC, e inundados.

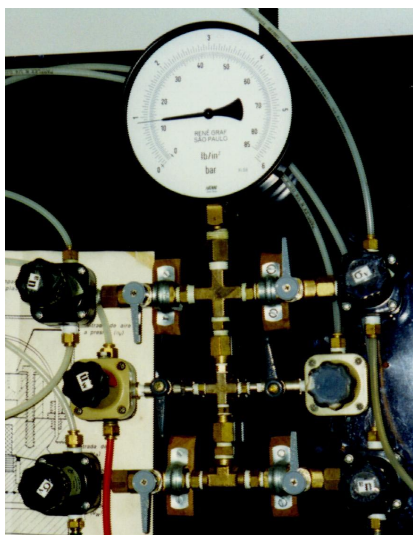
##### 4.3.6.2 Ensaio edométrico com controle de sucção

As células edométricas com controle de sucção (Figura 4.4) empregadas são similares às 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 ( $\sigma_v$ ). E assim, podendo realizar diferentes trajetórias de tensões no espaço ( $s, \sigma_v$ ). O equipamento possui basicamente três partes principais, unidas por anéis vedantes com a finalidade de estanqueidade.

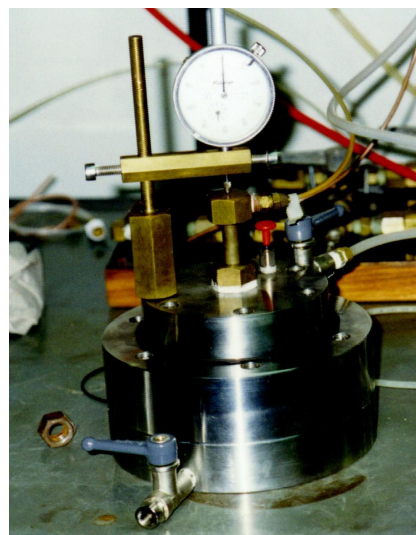




Vista geral do aparato de ensaio



Detalhe do registros



Detalhe da célula edométrica

Figura 4.4 – Aparato utilizado nos ensaios edométricos com controle de sucção.

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, 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 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 cm<sup>3</sup> com capacidade de 5 cm<sup>3</sup>. 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 a 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).

#### **4.4 Procedimentos dos Ensaios e Descrição dos Equipamentos Utilizados do Laboratório da Universidade de Glasgow**

Neste item serão descritos os procedimentos básicos de cada ensaio, bem como, as características gerais dos equipamentos do laboratório de mecânica dos solos da Universidade de Glasgow. Desenvolveram-se, neste laboratório, ensaios como parte do doutorado sanduíche (programa CAPES – PDEE).

#### 4.4.1 Ensaio edométrico convencional

Os equipamentos edométricos convencionais da Universidade de Glasgow são semelhantes àqueles descritos no item 4.3.5.1, pertencente ao laboratório da UFRGS. A Figura 4.5 apresenta uma vista geral dos equipamentos edométricos da Universidade de Glasgow, marca Wykeham Farrance.



Figura 4.5 – Vista geral dos equipamentos edométricos convencionais da Universidade de Glasgow.

Teve-se um cuidado especial na decisão do tempo entre carregamentos nos ensaios edométricos. Inicialmente, foram ensaiadas amostras de solo observando-se a resposta em termos de deformação, para apenas um carregamento, ao longo do tempo. Este procedimento foi adotado como base para conhecer o comportamento do material num tempo mais longo sob ação de uma carga vertical constante. Este procedimento é importante para conhecer-se o ponto a partir do qual começa a ocorrer o fenômeno de *creep*, ou seja, onde cessam as deformações pela aplicação do carregamento vertical, como mostra a Figura 4.6 a seguir.

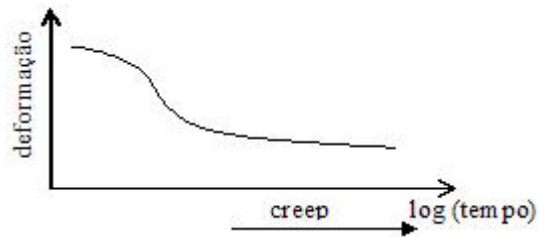


Figura 4.6 – Resposta de deformações ao longo do tempo para um carregamento único.

Para os ensaios não saturados usou-se um filme de PVC, ao redor da célula, para minimizar a variação da umidade relativa do ar na amostra de solo. A variação na umidade, ou seja, no grau de saturação das amostras leva a variação da sucção atuante nas amostras de solo. Foram realizados ensaios para verificação da influência da umidade da pedra porosa nos ensaios executados na condição não saturada. Dois ensaios edométricos foram executados não saturados com as pedras porosas inicialmente secas. Após os ensaios, verificou-se a umidade das pedras porosas. A variação da umidade, inicialmente na condição seca ( $w = 0\%$ ), foi em torno de  $0,1\%$  no final do ensaio. Com base nesta observação, as pedras porosas, nos ensaios na condição não saturada, foram utilizadas secas.

#### 4.4.2 Ensaios de compressão triaxial

Os ensaios triaxiais não saturados, do tipo CD (consolidado e drenado), foram realizados em um equipamento de deformação controlada (Figura 4.7), marca Wykeham Farrance, com as características gerais descritas por Andersen e Simons (1960), baseados nos conceitos de Bishop (1959). Os procedimentos gerais de ensaio seguiram, basicamente, os descritos por Bishop e Henkel (1962) e Lambe e Whitman (1979). O equipamento permitia o controle das deformações axiais, sem medida interna de deformações.



Figura 4.7 – Fotografia do equipamento triaxial durante ensaio.

### 4.4.3 Ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção

#### 4.4.3.1 Método de controle de sucção

Existem vários métodos de controle de sucção como, por exemplo, a técnica de translação de eixos, a técnica de controle osmótico da sucção mátrica, a técnica de controle da umidade relativa com soluções de sais saturadas e a técnica de circulação de ar seco. No equipamento, em questão, foi adotada a técnica de translação de eixos como método para controle da sucção.

A técnica de translação de eixos, desenvolvida por Hilf (1956), é provavelmente o método de medida de sucção mais usado em ensaios de laboratório para solos não saturados. Em uma amostra *in situ*, o ar nos vazios da amostra estará, na maioria dos

casos, sob pressão atmosférica, a água em parte dos vazios estará com algum valor de pressão negativa e a tensão total dependerá da magnitude das tensões aplicadas. Muitos pesquisadores, como Escario & Saez (1986), Wheeler & Silvakumar (1995) e Buisson (*in press*), tiveram bons resultados com a utilização desta técnica.

Esta técnica consiste em um aumento na tensão total ( $\sigma$ ), na poro-pressão de água ( $u_w$ ) e na poro-pressão de ar ( $u_a$ ), este aumento se dará até que a poro-pressão de água seja positiva em relação à pressão atmosférica.

Buisson (*in press*) exemplifica dizendo que para uma amostra de solo não saturado, em campo, submetida a uma poro-pressão de água de  $-300$  kPa, poro-pressão de ar igual zero (pressão atmosférica) e a uma tensão total de  $400$  kPa. Assim, os valores de sucção e de tensão efetiva serão:  $(u_a - u_w) = 300$  kPa e  $(\sigma - u_a) = 400$  kPa. Aplicando a técnica de translação de eixos, os três valores de pressão serão aumentados em  $350$  kPa, levando o valor de poro-pressão de água acima de  $0$  kPa. Tendo-se uma mudança nos valores das componentes de tensão:  $(u_a - u_w) = 350 - 50 = 300$  kPa e  $(\sigma - u_a) = 750 - 350 = 400$  kPa.

Para a utilização desta técnica é necessário a colocação de filtros porosos com alta entrada de ar. A pressão na linha de drenagem de água controla a poro-pressão de água dentro da amostra de solo, que é positiva em relação à pressão atmosférica. Contudo a poro-pressão de ar é maior que a pressão de água no valor necessário para a obtenção da sucção desejada.

As cerâmicas porosas são amplamente utilizadas como filtros de alta entrada de ar. Esta cerâmica porosa é um material hidrofílico, ou seja, seus poros e estrutura de canais tendem a encher por ação da capilaridade. Por isso, os tamanhos dos poros da cerâmica tem importância muito grande no seu comportamento.

Na interface ar-água, os meniscos irão se formar no final de cada canal. Quanto maior for a diferença de pressão ( $u_a - u_w$ ) que possa ser sustentada, inversamente estará relacionado o raio do menisco formado. O valor de entrada de ar da cerâmica será um fator limitante em relação ao máximo valor de sucção mátrica que pode ser aplicada com a técnica de translação de eixos. Comercialmente, encontram-se cerâmicas porosas com alta entrada de ar para valores até  $1500$  kPa.

Uma desvantagem do uso desta técnica é que as tensões em campo não podem ser perfeitamente reproduzidas porque a pressão de água ( $u_w$ ) não é negativa. Mas a técnica de translação de eixos previne qualquer possibilidade de cavitação dentro dos poros de água da amostra de solo.

#### 4.4.3.2 Método de controle da variação de volume das amostras

O controle de variação de volume em amostras de solo em condições não saturadas é bastante mais complexo que em amostras saturadas. Em amostras não saturadas, a técnica de medida de variação de volume para solos saturados não pode ser utilizada. É necessário considerar a pressão de ar nos vazios do solo, onde a medida do ar sob pressão nos vazios é muito difícil. Além disso, medidas da variação de volume d'água no interior do corpo-de-prova não podem ser diretamente relacionadas à variação de volume total das amostras. É necessário medir variações de volume em relação ao teor de umidade ou grau de saturação do solo. Normalmente, duas formas de controle de variação de volume em condições não saturadas em células triaxiais ou de compressão isotrópica tem sido utilizadas: monitoramento do fluxo d'água na célula e medidas locais axiais e radiais de deformação com a utilização, por exemplo, de um sistema de medida a laser.

#### 4.4.3.3 Monitoramento do fluxo de fluido no interior da célula

Wheeler (1988) desenvolveu uma célula na qual a expansão interna na célula foi prevenida (ou reduzida) pela aplicação de uma pressão igual nos dois lados da parede interna da célula. No equipamento de Wheeler (1988), a jaqueta interna de Bishop & Donald (1961) foi trocada por uma célula interna preenchida com água em vez de mercúrio e as medidas de variação de volume eram realizadas com o fluxo dentro e fora da célula interna.

A célula de parede dupla de acrílico foi utilizada por Wheeler (1988) e Sivakumar (1993). A parede dupla é necessária pelo efeito de creep e de histerese das deformações do acrílico durante variações de pressão da célula. A maior dificuldade da utilização deste equipamento é a necessidade de calibração da célula em relação à

absorção de água pela parte interna das paredes de acrílico da célula. Incertezas na calibração reduzem a exatidão nas medidas de variação de volume das amostras de solo.

Para evitar estes problemas, o equipamento desenvolvido por Buisson (2003) adotou uma célula com parede dupla de aço. O comportamento elástico linear do aço permitiu a utilização de uma célula de parede única, ao mesmo tempo, com um material de natureza não porosa, eliminando a possibilidade de absorção de água pela célula. Porém, com a célula de aço, torna-se impossível a observação da amostra durante os ensaios. A célula isotrópica foi projetada para ensaiar amostras com 5cm de diâmetro e com a altura máxima de 10cm.

#### 4.4.3.4 Configuração estrutural

A Figura 4.8 apresenta detalhes da geometria geral da célula, contendo três estruturas principais: base, parede da célula e cobertura da célula. A célula foi construída com extremo cuidado em relação à vedação, tendo-se como prioridade um cuidado especial em relação a vazamentos ou erros na calibração pelo estanqueamento da célula com pressão. Qualquer erro se reflete diretamente nas medidas de fluxo de água dentro e fora da célula. A parede da célula mede 3cm de espessura e é feita de aço, minimizando a quantidade de calibrações necessárias a utilização da mesma em termos de variação de volume de água devido a mudanças por deformações nas paredes da célula. O diâmetro interno da célula foi reduzido, tanto quanto possível, 7cm, deixando apenas o espaço necessário, 1cm, para a amostra deformar livremente e para os tubos de drenagem internos que sobem até o cabeçote superior. A pequena quantidade de água ao redor da amostra diminui a magnitude de calibrações contra a compressibilidade da água e torna mais precisas as medidas de variação de volume.

A célula base foi construída de aço com 6,5cm de espessura para minimizar qualquer deformação das suas paredes. Um anel de borracha é colocado em uma ranhura da célula base para selar a base e a parede da célula. Conexões de drenagem para a água da célula, poro-pressão de água e de ar passam através da base, que permanece fixa na bancada com conexões permanentes com o sistema de drenagem, como mostra a Figura 4.9. As válvulas são conectadas diretamente em cada saída, sendo vedadas com massa de vedação ao redor de cada buraco.



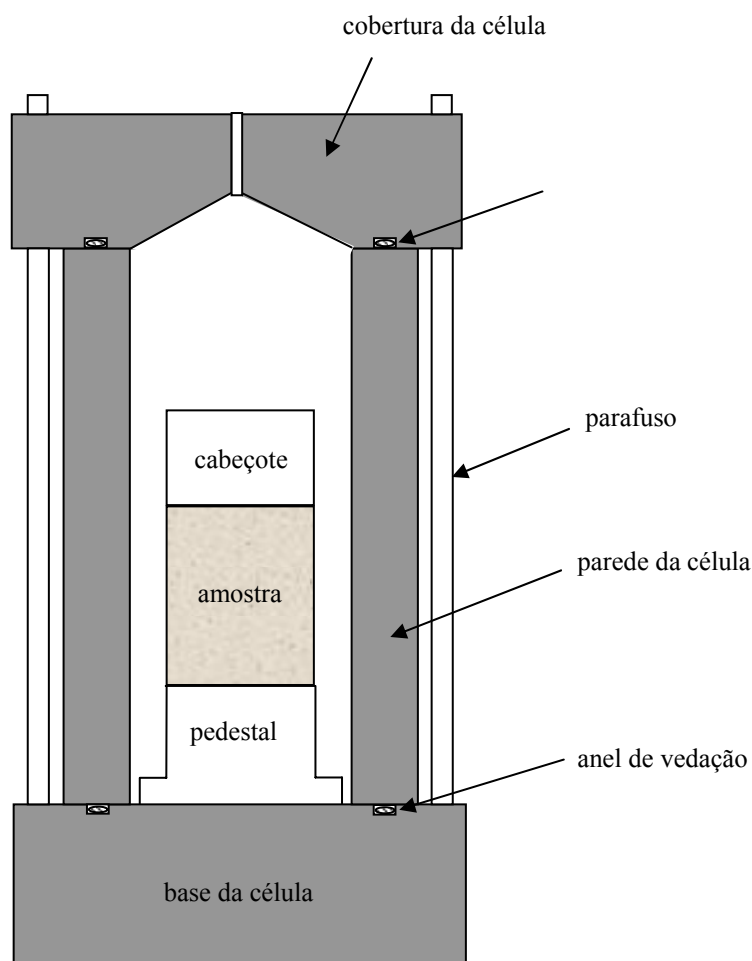


Figura 4.8 - Célula de compressão isotrópica: geometria geral.

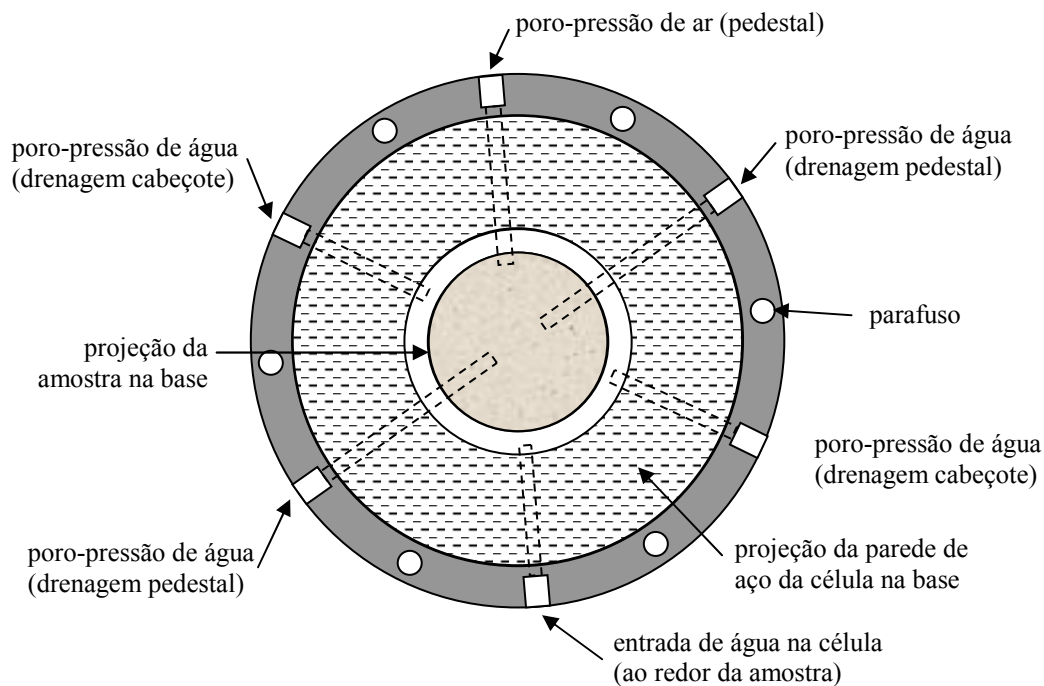


Figura 4.9 Vista superior com as projeções da parede da célula, da amostra e linhas de drenagem na base.

Um total de seis conexões de drenagem passam através da base da célula. A linha de poro-pressão de água é preenchida por uma única alimentação tornando difícil retirar todo o ar dentro da linha. Por isso, quatro conexões para a poro-pressão de água foram implementadas, duas para drenagem desde a base da amostra e duas para a drenagem a partir da parte superior da amostra, como pode ser observado na Figura 4.10. Esta circulação também permite o fluxo de qualquer ar que esteja preso na pedra porosa. As outras conexões são para a água da célula e poro pressão de ar. Três das seis linhas de drenagem são conectadas com o pedestal da amostra: linha de drenagem de poro-pressão de ar e duas de drenagem de poro-pressão de água. As duas linhas de drenagem de água são conectadas através de tubos flexíveis até o cabeçote, passando entre a parede da célula e a amostra. Seis varas de fixação de 1cm de diâmetro são situadas ao redor da parede externa da célula, indo desde a base da célula até o topo do cabeçote superior da célula, onde são ajustadas com uma chave inglesa. Procura-se deixar o menor espaço possível entre as varas de fixação e a parede da célula, para evitar qualquer arqueamento do cabeçote superior que poderia influenciar na qualidade da vedação.

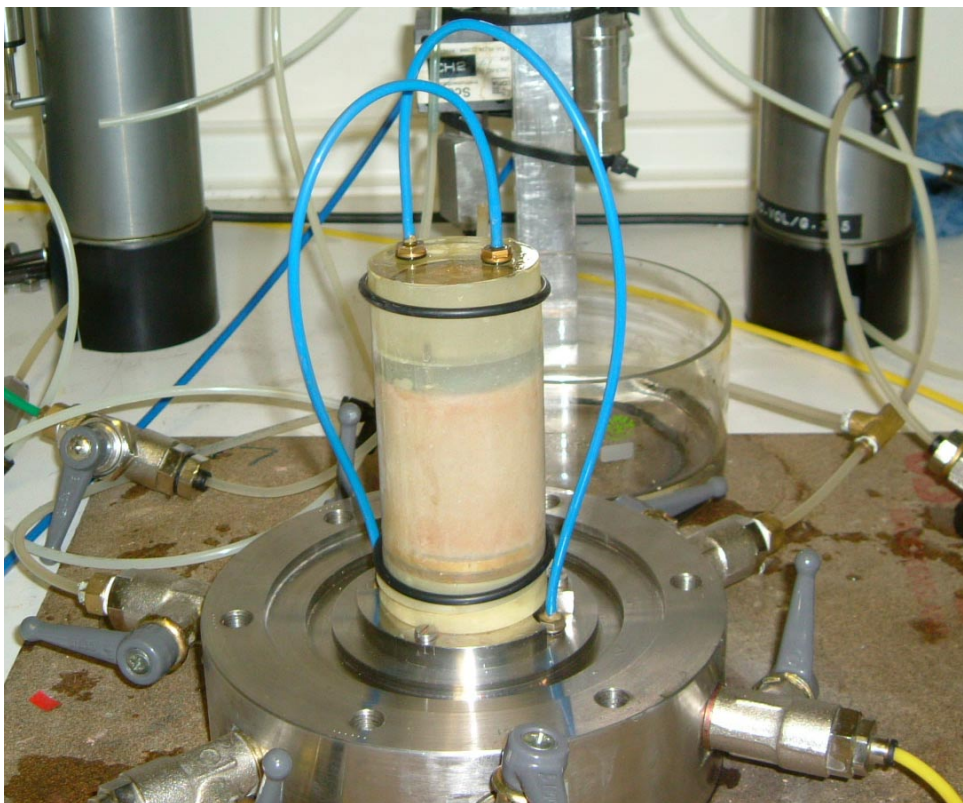


Figura 4.10 – Configuração geral das conexões de drenagem no pedestal e cabeçote.

#### 4.4.3.5 Detalhes do sistema de drenagem

Nos trabalhos mais recentes utilizando a técnica de translação de eixos, como Silvakumar (1993), controla-se a poro-pressão de água na base da amostra e a poro-pressão de ar no topo da amostra. Isto significa que a trajetória de drenagem da água ocorrerá em toda a altura da amostra. Sharma (1998) reduziu a trajetória de drenagem de água, controlando a poro-pressão de água, simultaneamente, no topo e na base das amostras triaxiais, onde a poro-pressão de ar era só controlada no final. Esta técnica é vantajosa pois reduz o tempo requerido para equalização da poro-pressão de água através da amostra.

O equipamento da Universidade de Glasgow, foi construído com uma célula de controle de poro-pressão de água no topo e na base da amostra e com controle de poro-pressão de ar somente na base. Esta célula tem uma configuração bastante complexa, pois a base da célula contém o abastecimento de poro-pressão de água, de ar e duas linhas de drenagem flexíveis que se ligam com o cabeçote superior da célula. Os tubos da linha de drenagem possuem diâmetro externo de 3mm e interno de 0,5mm, diferentes dos utilizados convencionalmente, com 4mm e 2,5mm de diâmetro externo e interno. Assim diminui-se o efeito causado pela compressão dos mesmos dentro da célula. A entrada da poro-pressão de ar ocorre somente pela base, porque o tempo necessário para equalização da poro-pressão de ar é substancialmente menor que o tempo para equalização da poro-pressão de água (Sharma, 1998), para altos valores de coeficiente de condutividade hidráulica. Uma exceção ocorre quando se têm amostras com valores muito altos de grau de saturação, onde a fase ar encontra-se em forma de bolhas. Outra consequência da alta permeabilidade do ar é que a superfície de contato da cerâmica de alta entrada de ar e da amostra não necessita ser muito grande. Porém, devido à baixa permeabilidade de água, foi importante maximizar a área de contato entre a cerâmica de alta entrada de ar com a amostra de solo.

A poro-pressão de ar é controlada através de um filtro sintético de latão, com formato anelar, de alta entrada de ar que é posicionado por fora do pedestal onde se deposita a amostra de solo, com diâmetro interno de 4 cm e diâmetro externo de 5 cm. O latão sintético é um material altamente permeável e, ao mesmo tempo, mais resistente a altas tensões do que as outras alternativas de filtro. Este filtro de poro-pressão de ar não é colado ao pedestal para evitar riscos de vazamentos de poro-pressão de ar da amostra

de solo porque esta é sempre mais alta que a poro-pressão de água em solos não saturados. A célula de água é selada do filtro de poro-pressão de ar por uma membrana de borracha contornando o corpo-de-prova.

A cerâmica porosa situada no centro do pedestal possui 3,4 cm de diâmetro. O anel circular de latão sintético, com alta permeabilidade, é posicionado em torno da pedra porosa. Qualquer possível avanço do ar da amostra de solo na linha de drenagem de água deve ser evitado. O filtro sintético de latão é posicionado abaixo da cerâmica para obter-se uma distribuição mais homogênea das linhas de fluxo de água que entram no solo como mostra a Figura 4.11. A Figura 4.12 mostra o croqui geral do pedestal com o suporte do filtro de latão parafusado no pedestal de aço.

Um anel selante é colocado entre a interface do suporte do filtro e do pedestal, para prevenir vazamento da linha de drenagem de ar para a linha de drenagem de água. Além disso, três anéis são colocados na base da superfície do pedestal para selar ao redor da linha de drenagem de ar e das duas linhas de drenagem de água.

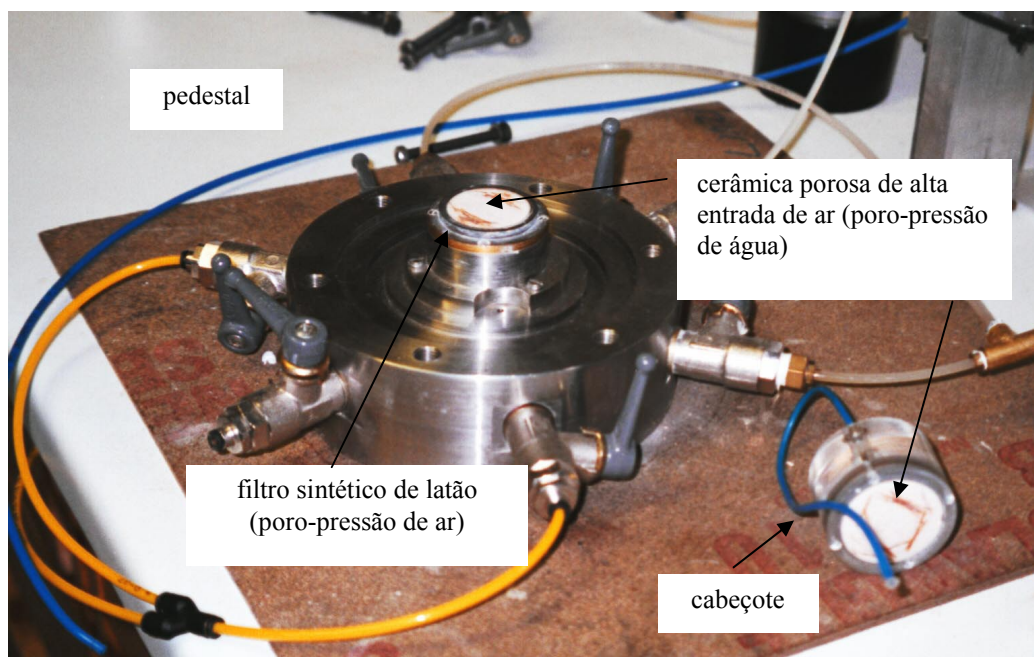


Figura 4.11 – Fotografia da base da célula da compressão isotrópica: cerâmica porosa de alta entrada de ar e filtro sintético de latão (formato anelar).

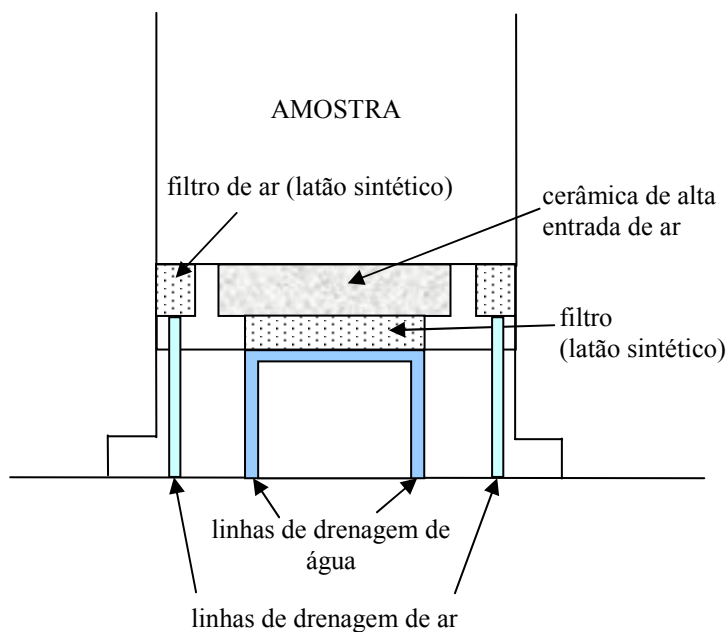


Figura 4.12 – Detalhe do sistema de drenagem do pedestal.

Observa-se na Figura 4.13 a configuração do cabeçote superior. O posicionamento dos filtros é similar ao do pedestal, com exceção do fato que não há o filtro sintético de latão, o que possibilita a utilização de uma cerâmica de alta entrada de ar com diâmetro de 40 cm, maior que a utilizada no pedestal. O suporte da cerâmica e o corpo principal do cabeçote superior foram construídos em acrílico para reduzir o peso na amostra de solo.

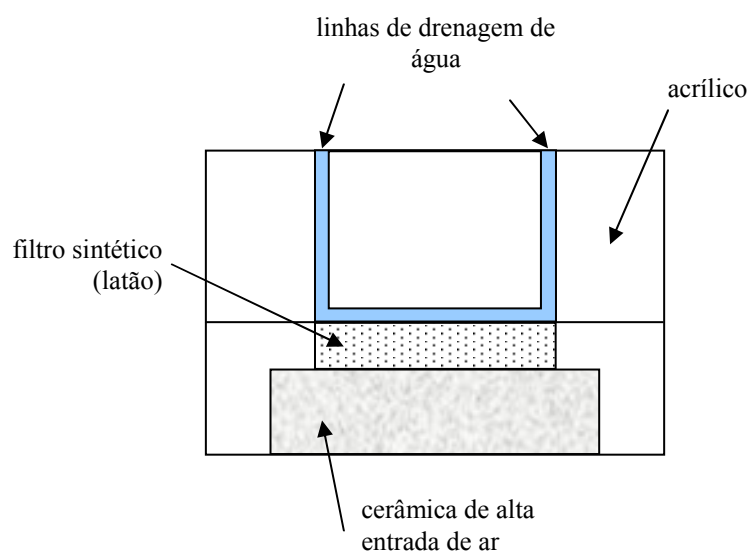


Figura 4.13 – Detalhe do sistema de drenagem do cabeçote.

#### 4.4.3.6 Arranjos utilizados para a vedação

Uma vedação efetiva é essencial entre a célula, as linhas de drenagem de ar e de água e a atmosfera externa. Uma forma de vedação de boa qualidade é a utilização de anéis de vedação, mas tendo-se um cuidado especial no dimensionamento dos mesmos para evitar qualquer vazamento no equipamento. Normalmente os anéis de vedação comercializados para equipamentos triaxiais não possuem muita variedade de configuração. Para o equipamento desenvolvido pela Universidade de Glasgow os anéis utilizados para vedação foram manufacturados especialmente para o aparato. A ranhura deve ser larga o suficiente e na profundidade exata para que o anel seja corretamente comprimido verticalmente e expandido lateralmente, obtendo-se um contato perfeito entre as superfícies.

#### 4.4.3.7 Procedimentos de ensaio

##### a) Saturação da cerâmica de alta entrada de ar

Quando a cerâmica é nova ou está completamente seca, deve-se colocá-la em uma vasilha com água desairada para permitir que por capilaridade se inicie o processo de saturação da cerâmica. Com esta técnica não se retira o ar preso em forma de bolhas de ar. Para retirarem-se as bolhas é necessário forçar que as bolhas entrem em solução.

A célula de compressão isotrópica, possui uma cerâmica porosa de alta entrada de ar no pedestal e outra no cabeçote. Deve-se, primeiramente, sem amostra de solo e sem nenhuma membrana de látex, preencher a célula com água desairada. O ar sai mais facilmente em solução se está sobre uma pressão positiva, por isso aplica-se uma pressão de 1000 kPa nas duas cerâmicas, aumentando-se a pressão de água na célula e nas linhas de drenagem de água. Para remover a água com o ar dissolvido, aplica-se um gradiente de pressão pela redução da linha de poro-pressão de água para 700 kPa. Assim, cria-se um fluxo de água da célula para a linha de drenagem. A água com ar dissolvido deve ser esguichada para fora do sistema.

#### b) Ar difuso nas cerâmicas porosas

O procedimento para a retirada de ar difuso nas cerâmicas porosas de alta entrada de ar ocorre pela imposição de uma pressão nas entradas de água, suficientemente grande que force as bolhas de ar a se dissolverem na água. Durante esta etapa, a condição era mantida por, pelo menos, 24 horas.

#### c) Colocação da amostra

Uma vez que a amostra de solo está no pedestal, coloca-se a membrana de látex ao redor da amostra. Com o auxílio de um tubo dividido, coloca-se anéis de vedação de borracha na base da célula e no cabeçote de acrílico. A colocação do cabeçote com todos tubos e conexões sobre a amostra deve ser realizada delicadamente, sem causar uma sobrecarga com o movimento das mãos. Após, arruma-se os anéis de vedação sobre a membrana no topo e base da célula de forma a assegurar a vedação da entrada de água na amostra. Segue-se com a colocação da parede da célula e da tampa vedante. Utilizando-se a conexão de drenagem de água enche-se a célula com água desairada, desviando-se da unidade de variação de volume. Após o preenchimento da célula, fecha-se a entrada de água e as válvulas podem ser abertas, respeitando a ordem: (1) drenagem de água da célula, (2) linha de drenagem da pressão de ar e (3) linha de drenagem da pressão de água.

#### 4.4.3.8 Calibração das partes do equipamento de compressão isotrópica

Anteriormente à utilização do equipamento foi realizada a calibração dos transdutores de pressão, dos medidores de variação de volume e da célula de compressão isotrópica propriamente dita.

#### 4.4.3.9 Software de controle e aquisição de dados

Inicialmente foram executadas a instalação e adaptação de um software comercial de controle e aquisição de dados para o equipamento de compressão

isotrópica com controle de sucção. O software utilizado foi o TRIAX, versão 4.2, da Geotechnical Systems Group, desenvolvido por David Toll na Universidade de Durham.

#### **4.5 Considerações Finais**

Antes de cada ensaio, a amostra era medida (altura e diâmetro) e pesada. Fazia-se 4 leituras de altura e diâmetro para uma melhor precisão. Após cada ensaio, eram, novamente, pesados e medidos (altura e diâmetro) os corpos-de-prova rompidos com resolução de 0,01g e 0,01cm respectivamente, bem como era determinado o teor de umidade final da amostra.



## **5. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL**

### **5.1 Introdução**

Neste capítulo serão analisados os resultados obtidos com a finalidade de caracterizar as amostras preparadas através das técnicas de moldagem descritas no Capítulo 3. Especial atenção foi dada à caracterização do material com poliestireno, buscando avaliar se a adição deste acarretaria em uma mudança drástica nas características de permeabilidade, arranjo estrutural, sucção e resistência.

Os ensaios de compressão não confinada objetivam avaliar a reprodutibilidade das amostras, verificando-se a coerência nos valores de resistência obtidos e a influência do tempo de cura. Os ensaios de condutividade hidráulica também auxiliaram na verificação da reprodutibilidade, além de fornecerem o coeficiente de condutividade hidráulica para diferentes tamanhos de partículas de poliestireno expandido. Finalmente, apresentam-se fotomicrografias obtidas por microscopia ótica destinadas a observar os principais componentes mineralógicos e a estrutura das amostras em diferentes condições de carregamento vertical e saturação.

Esta análise é limitada às amostras preparadas com poliestireno, para verificar a estrutura da amostra e avaliar eventuais alterações produzidas pela inserção de partículas compressíveis na massa de solo.

### **5.2 Ensaios de Resistência à Compressão Não-Confinada**

Realizaram-se ensaios com índice de vazios inicial de 1,3 (solo-cimento-poliestireno expandido) e 0,6 (solo-cimento) para determinação do tempo de cura padrão a ser adotado na preparação das amostras. Utilizaram-se os índices de vazios extremos adotados nesta pesquisa, nas duas configurações, com e sem a introdução das partículas de poliestireno. Com a análise dos resultados obtidos, apresentados nas

Figuras 5.1 e 5.2, observa-se a mobilização de valores elevados de resistência à compressão simples que para tempo de 4 dias, seguido de um ganho discreto de resistência para tempos mais elevados. Este fato é importante no sentido de não haver influência da variação de resistência da amostra em ensaios de longa duração. Com base nestes estudos adotou-se 4 dias como padrão de tempo de cura, para todos os índices de vazios analisados, tornando viável a execução dos ensaios planejados na pesquisa, dentro do tempo hábil, e eliminando efeitos do tempo de cura na resistência das amostras.

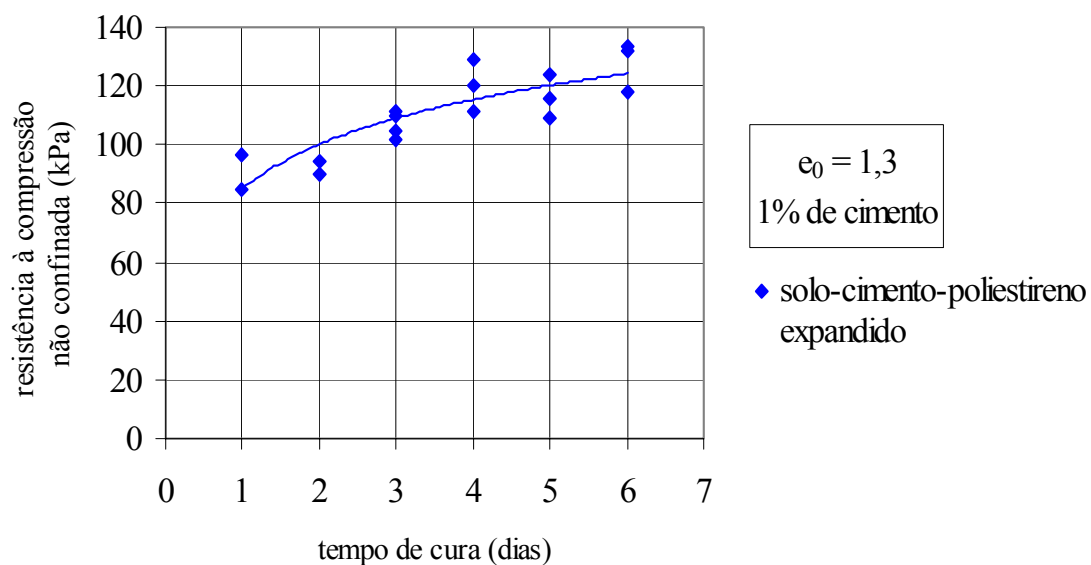


Figura 5.1 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido, variando o tempo de cura das amostras.

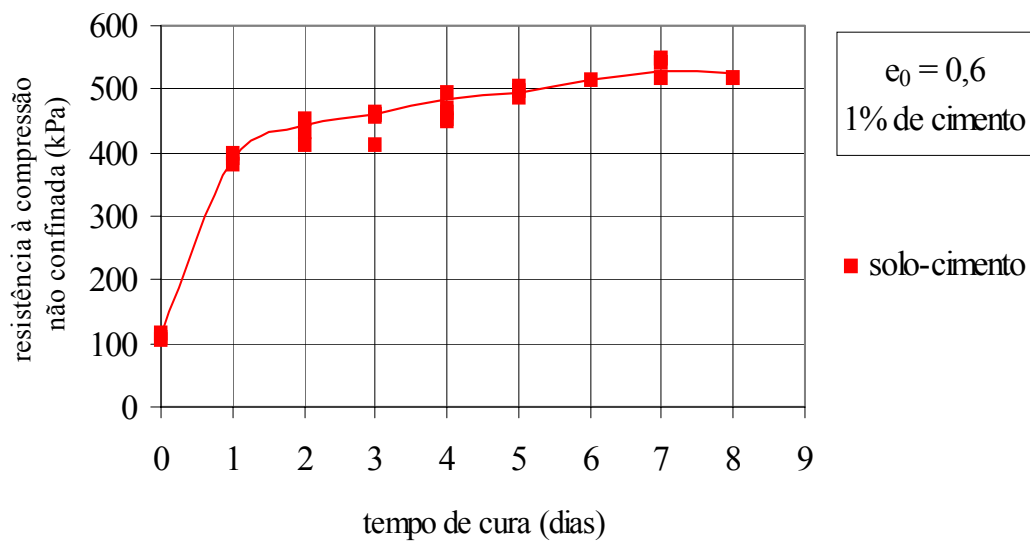


Figura 5.2 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento, variando o tempo de cura das amostras.

Uma vez determinado o tempo de cura padrão igual a 4 dias, uma série de ensaios de compressão simples foi realizada com os três tamanhos de partículas de poliestireno expandido (Figura 4.5) utilizados na pesquisa. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 5.3. As amostras foram moldadas com índice de vazios inicial de 1,3 e teor de adição de cimento de 1%; a única diferença entre as amostras é o tamanho das partículas de poliestireno expandido introduzidas na mistura. Conforme observado na figura não há influência significativa do tamanho das partículas na resistência à compressão não confinada.

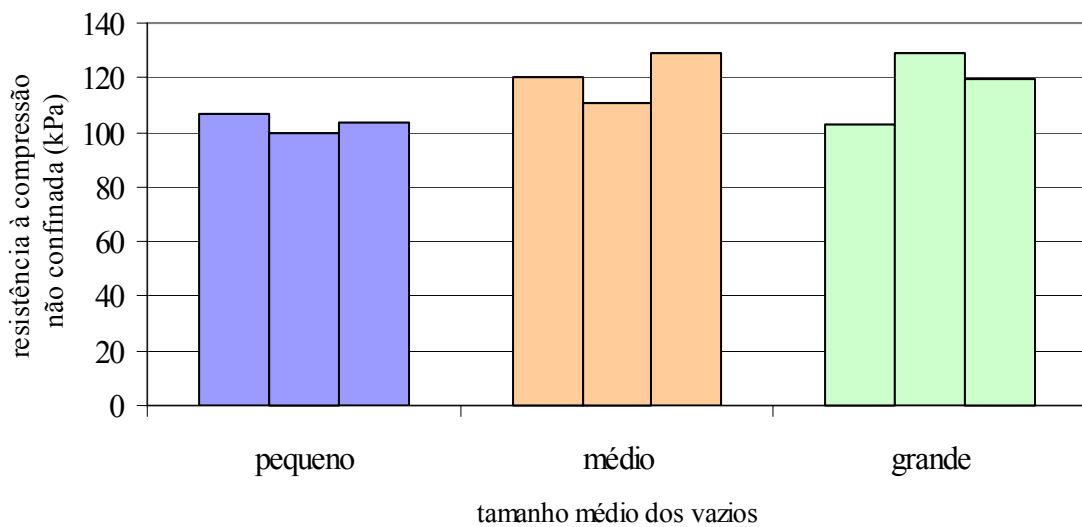


Figura 5.3 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido na resistência à compressão simples ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

Plotando-se os resultados obtidos, para diferentes valores de índice de vazios iniciais, representados na Figura 5.4, observa-se que quanto menor o índice de vazios inicial 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 ( $e_0 = 1,3$ ), a partir de 4 dias de cura o ganho de resistência para 5 e 6 dias é pequeno, sendo que após 7 dias de cura se observa um patamar de resistência (como era esperado para uma mistura com cimento Portland tipo ARI). Não foi possível ensaiar esta configuração sem deixar curar (0 dia de cura), pois a amostra quebrava-se na retirada do molde. Já para configuração solo-cimento ( $e_0 = 0,6$ ) a moldagem foi possível e pode-se observar que com apenas 1 dia de cura obtém-se um ganho significativo na resistência à compressão simples.

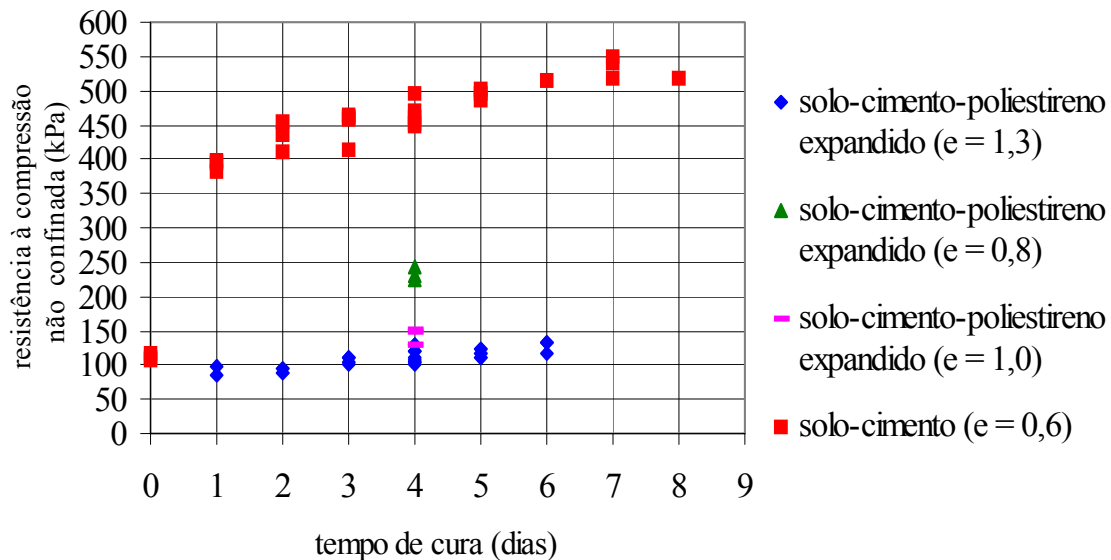


Figura 5.4 – Relação entre o tempo de cura e a resistência à compressão simples para diferentes índices de vazios iniciais.

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) para índices de vazios iniciais ( $e_0$ ) de 1,3; 1,0; 0,8 e 0,6. A Figura 5.5 correlaciona os resultados obtidos para tempo de cura igual a 4 dias para amostras com diferentes índices de vazios iniciais. Observa-se que quanto menor o índice de vazios inicial, mais pronunciado é o ganho de resistência à compressão simples. Portanto, para amostras com índices de vazios iniciais menores que 1, a resistência à compressão não confinada obtida possui um valor significativamente maior que para as amostras com  $e_0 = 1,3$ . A Figura 5.5 permite ainda identificar, de forma inequívoca que o índice de vazios inicial da amostra é determinante na estimativa de resistência. Consoli et al. (2004) e Prietto (2004) observam que quanto maior o índice de vazios inicial do corpo-de-prova, menor a influência do nível de cimentação inicial, i.e., a estruturação produzida pela cimentação não é suficiente para eliminar a natureza metaestável de amostras com elevado índice de vazios, que torna o solo potencialmente colapsível. Ênfase é dada na presente pesquisa para avaliação de comportamento de amostras preparadas com elevados índices de vazios, na medida que se procura estudar o comportamento de um solo com estrutura metaestável.

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.

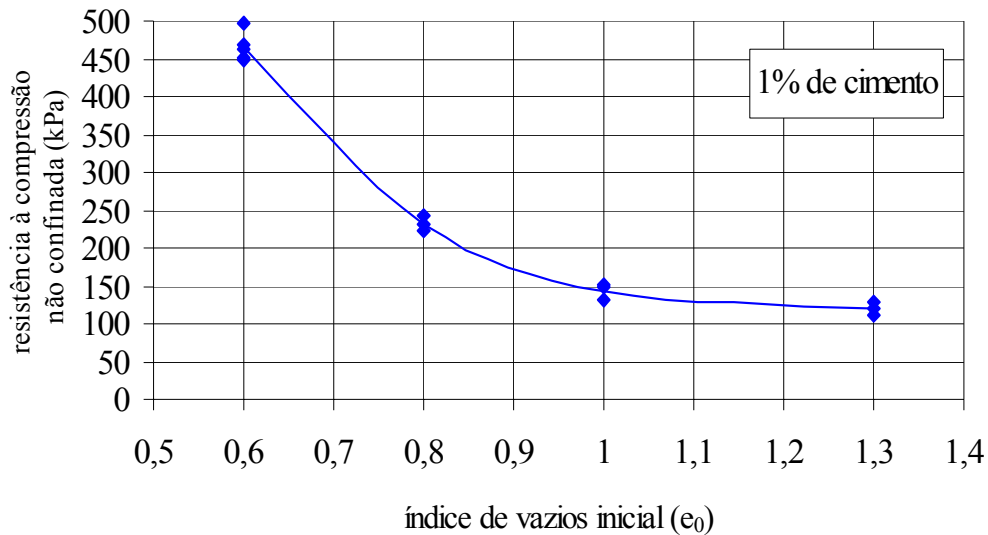


Figura 5.5 – Ensaio de compressão não confinada para configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 0,6; 0,8; 1,0$  e  $1,3$ ), para tempo de cura igual a 4 dias.

### 5.3 Ensaio de Condutividade Hidráulica

Ensaio de condutividade hidráulica foram realizados com o objetivo de medir a condutividade hidráulica de amostras moldadas com a presença de poliestireno (que simula a presença de vazios). Objetiva-se nesta pesquisa avaliar esta técnica de preparação de amostras (e, portanto, verificar possíveis efeitos da estrutura), preservando porém algumas características fundamentais – amostras metaestáveis, porosas e de alta permeabilidade. Os ensaios buscam portanto garantir que as partículas de poliestireno não obstruíssem a passagem de água, reduzindo o fluxo e, como decorrência, a permeabilidade do solo.

A Figura 5.6 e a Tabela 5.1 mostram os resultados obtidos para os três tamanhos de partículas de poliestireno expandido (Figura 4.5), para diferentes valores de tensão confinamento. Conforme observado na Figura 5.6, há uma pequena redução dos valores de coeficientes de condutividade hidráulica com o aumento da tensão de confinamento e

ocorre uma pequena dispersão nos valores obtidos para cada nível de tensão de confinamento para diferentes tamanhos de partículas. Com relação ao tamanho das partículas, os coeficientes de condutividade hidráulica para um mesmo nível de tensão de confinamento apresentam pequenas dispersões. O coeficiente de condutividade hidráulica médio, independente dos tamanhos das partículas e para o intervalo de tensão de confinamento entre 25 e 100kPa, é igual a 0,23 m/s.

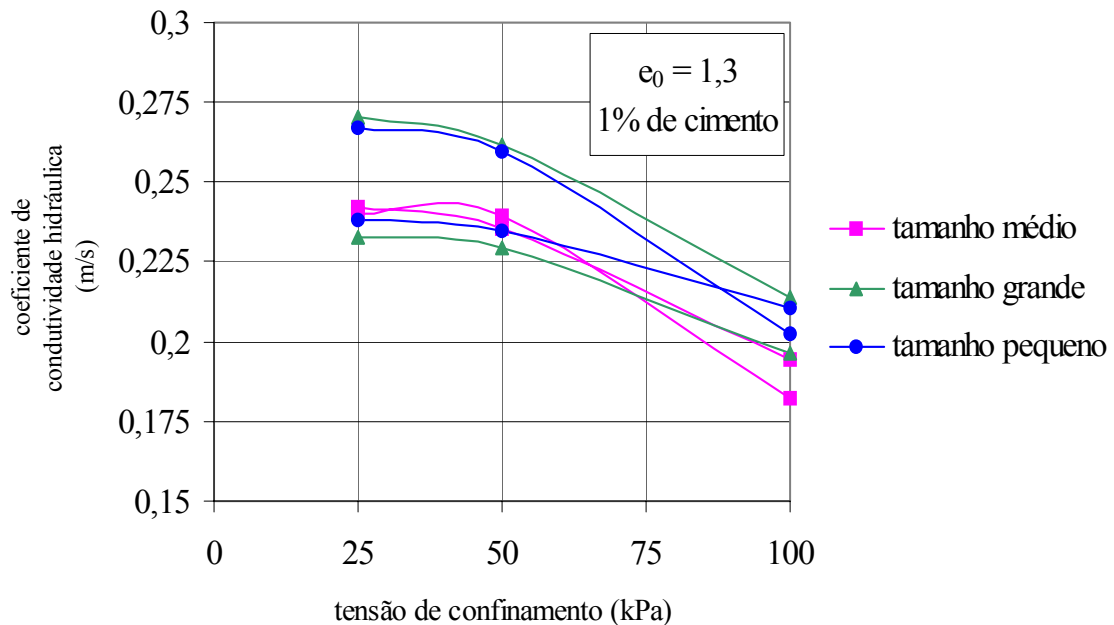


Figura 5.6 – Influência do tamanho das partículas de poliestireno expandido no coeficiente de condutividade hidráulica na configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

Tabela 5.1 – Ensaio de condutividade hidráulica em amostras com índice de vazios e teor de cimentação de 1,3 e 1% respectivamente.

Tamanho Isopor	Tensão de Conf. (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

Pode-se analisar os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade para três tamanhos de partículas de poliestireno expandido e compará-los com os obtidos nos ensaios de resistência à compressão não confinada (para  $e_0 = 1,3$  e teor de cimento de 1%) também para os três tamanhos de partículas. Através desta comparação observou-se que não há uma influência significativa nos tamanhos das partículas estudadas em termos de coeficiente de condutividade hidráulica e resistência à compressão não confinada para o tempo de cura igual a 4 dias. Observa-se, para os três tamanhos de partículas de poliestireno expandido, uma redução no coeficiente de condutividade hidráulica com o aumento da tensão de confinamento aplicada (variando de 25 kPa até 100 kPa), sendo esta redução, em média, de aproximadamente 0,06 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 é possível obter amostras com elevado índice de vazios e elevado valor do coeficiente de condutividade hidráulica, coerente com o esperado para um material com alta porosidade. Conclui-se que a presença de poliestireno não obstrui a passagem de água e não afeta significativamente a permeabilidade das amostras.



## 5.4 Microscopia Ótica em Lâminas de Ensaios Edométricos

Uma vez definida as características das amostras (índices de vazios e teores de cimentação), uma série de fotomicrografias foi realizada para caracterizar a composição mineralógica dos solos. Com este objetivo, a descrição das lâminas do solo é, normalmente, realizada em relação a quatro tipos de elementos: arcabouço, matriz, cimentos e poros. Nesta tese, utiliza-se a microscopia ótica principalmente para a observação do arranjo estrutural do solo em diferentes condições (com e sem carregamento e inundação). Inicialmente será apresentada uma análise mais geral dos elementos de caracterização mineralógica (arcabouço, matriz, cimentos e poros), focando, posteriormente, na análise do tipo de estrutura observado. O conjunto de lâminas analisadas por microscopia ótica são referentes às condições das amostras descritas no item 4.3.1 (*a, b, c e d*) do Capítulo 4.

É importante salientar que para preparar as lâminas para análise no microscópio ótico, introduz-se uma resina, para solidificação da amostra, e, assim, possibilitar o corte da lâmina. A resina foi introduzida com um corante de coloração azul para facilitar a identificação dos vazios na massa do solo.

Em uma das etapas iniciais de preparo das lâminas, descritas no Capítulo 4 item 4.3.1, as amostras foram secas em estufa de 100°C. Nesta temperatura, as partículas de poliestireno expandido derretem totalmente. Por isso, nas fotomicrografias das configurações estudadas, os vazios, preenchidos por ar e/ou água e pelas partículas de poliestireno (poros), fundiram-se e não há diferenciação entre as partículas de poliestireno e os vazios.

Finalmente, é necessário esclarecer que esta técnica foi empregada somente para amostras preparadas com poliestireno. O objetivo consiste principalmente em buscar uma melhor compreensão do processo de colapso para uma dada estrutura metaestável, não sendo necessário nesta análise qualitativa repetir os experimentos para amostras preparadas com cimento e sem poliestireno.

### 5.4.1 Composição mineralógica

Nas lâminas observadas, o arcabouço (partículas maiores que 0,03mm) é constituído por uma grande quantidade de grãos de quartzo, poucos feldspatos e raros fragmentos de rocha. Pode-se observar que, na maioria das vezes, os grãos de quartzo estão imersos no cimento (cimento Portland de alta resistência inicial introduzido ao solo durante o preparo das amostras).

Na Figura 5.7, em particular, aparecem grãos de quartzo (coloração branca e, em menor frequência, amarela clara) em diferentes tamanhos, presença de uma fração de finos e uma fração grosseira. Estes grãos apresentam-se na forma mais arredondada, indicando que foram retrabalhados, consistente com o fato das amostras serem remoldadas em laboratório. Observa-se a cimentação como uma coroa em torno dos grãos de quartzo, com coloração alaranjada. A cimentação ao redor dos grãos origina uma nova angulosidade e uma rigidez que compensa o arredondamento no que diz respeito ao comportamento mecânico. Padrão de comportamento semelhante foi observado por Martinez (2003) na descrição de solos lateríticos.

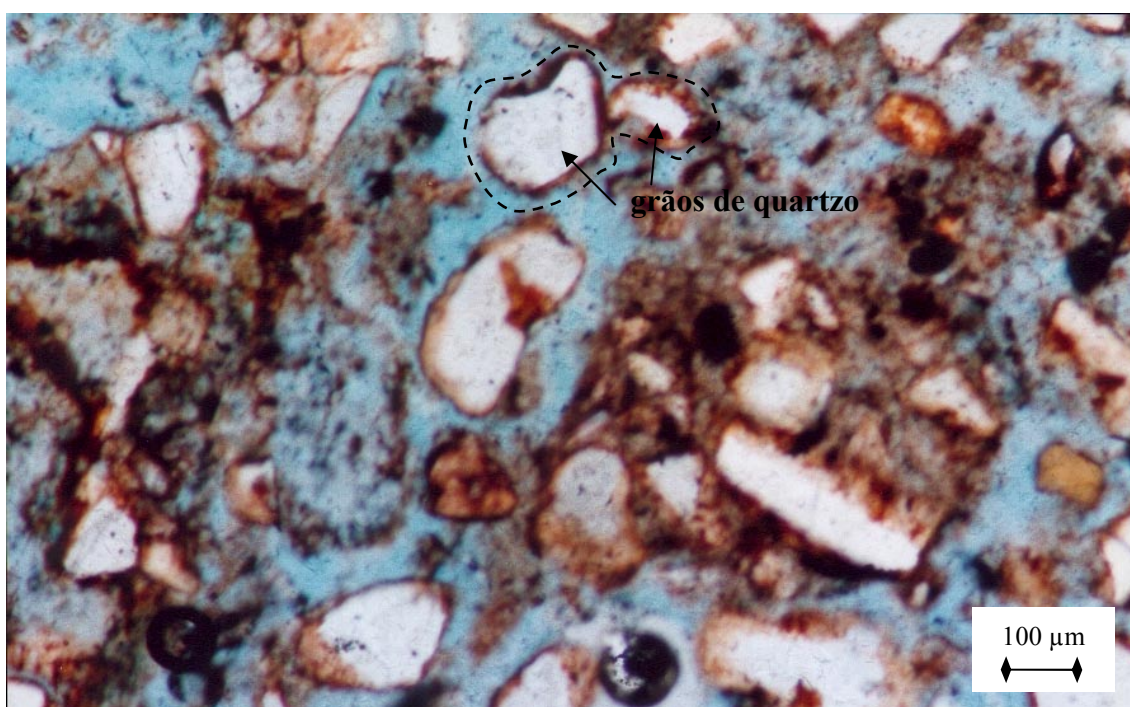
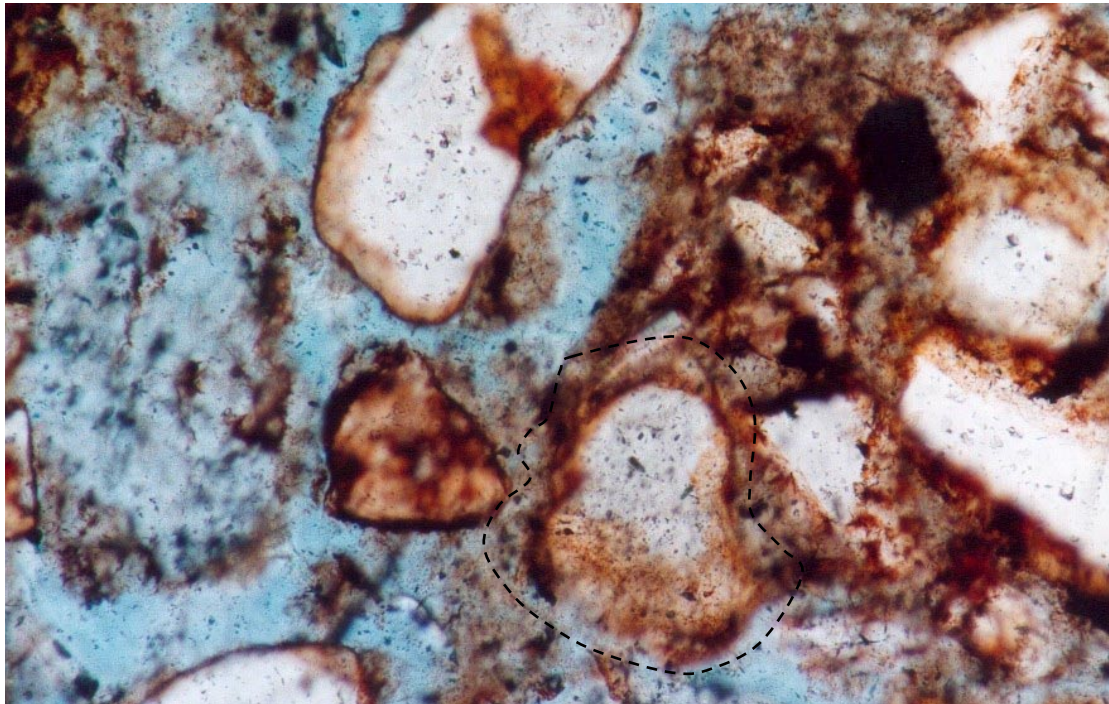


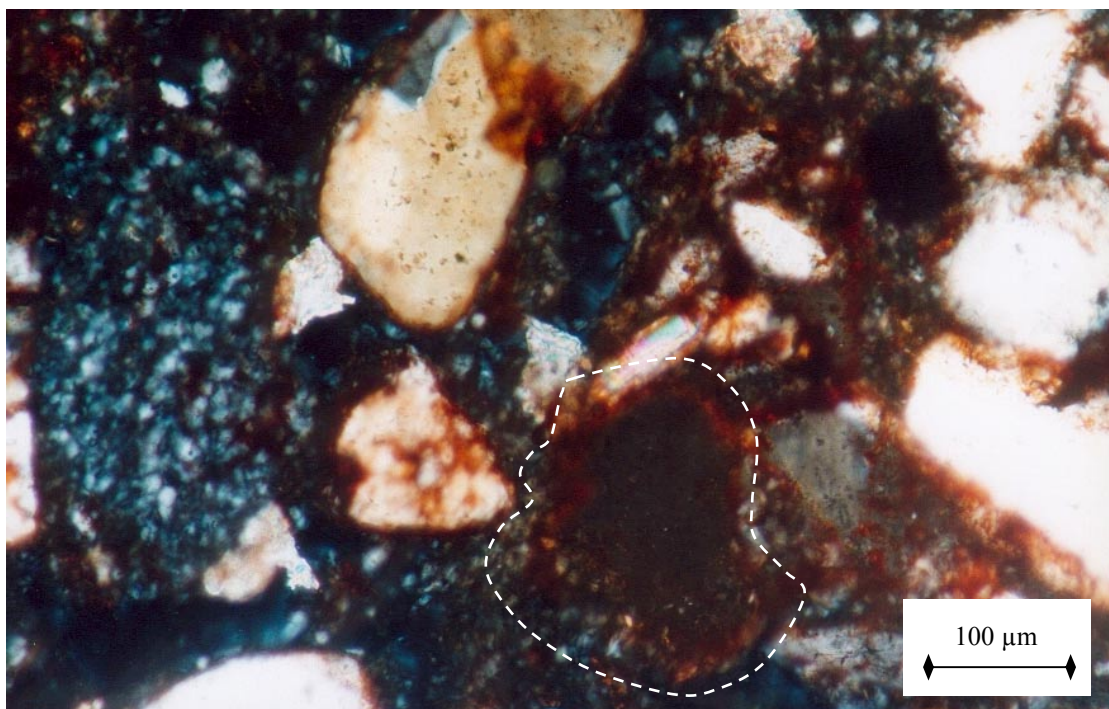
Figura 5.7 – Detalhe dos diferentes tamanhos dos grãos de quartzo, marcado pela presença de uma fração de grãos finos e grosseiros: luz natural (aumento de 96 vezes).

A matriz detrítica (partículas menores que 0,03mm) é constituída por grãos de quartzo, feldspato, argilominerais e cimento. Também pode ser verificada a presença de

minerais opacos (Figura 5.8 e 5.9), provavelmente hematita ou magnetita, sendo estes a fonte de óxido de ferro que dá a coloração característica do solo residual de arenito Botucatu. Ferreira (2002) também observou a presença de minerais opacos em material retirado da mesma jazida que o solo em estudo.

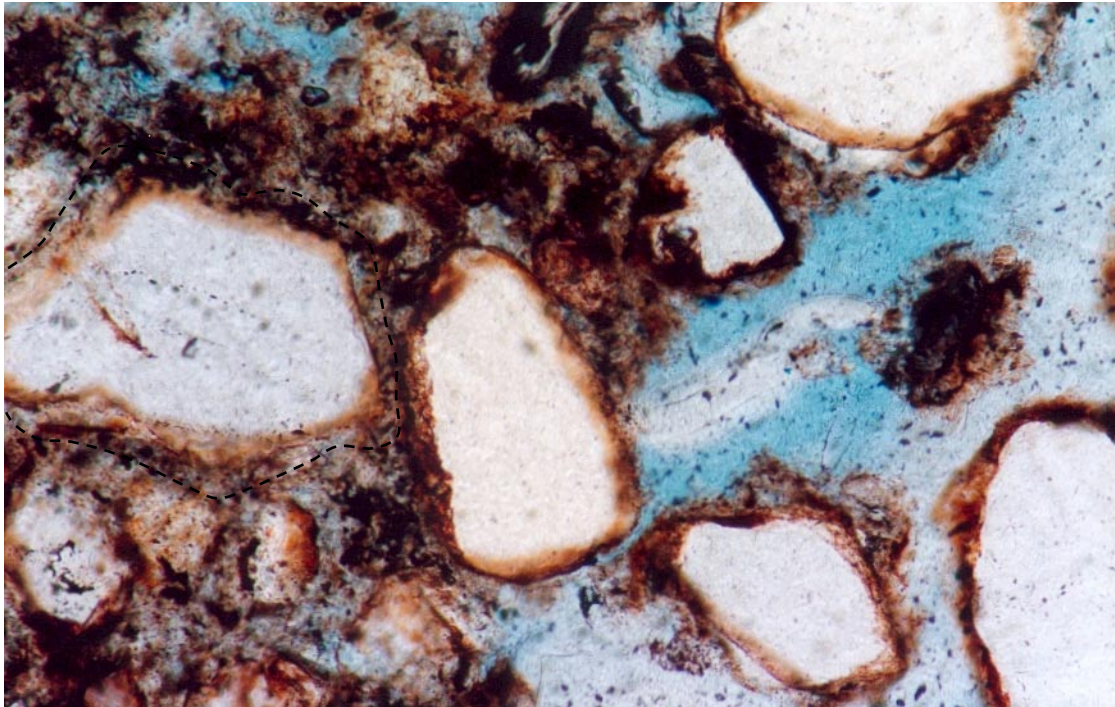


(a)

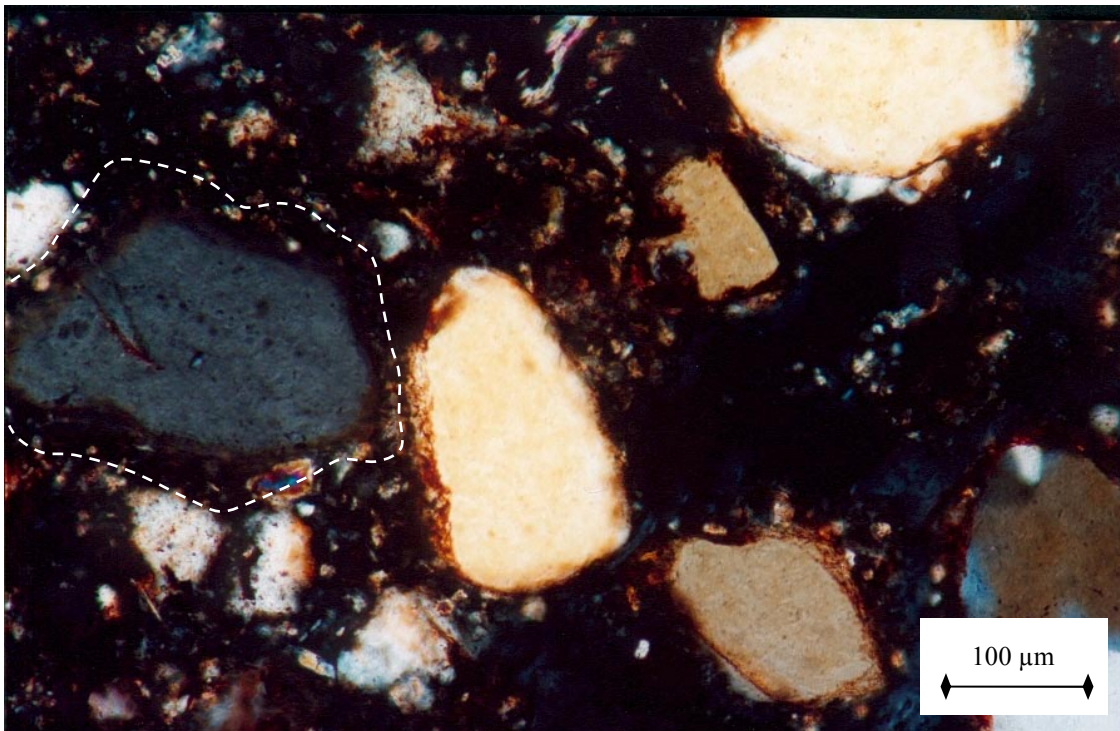


(b)

Figura 5.8 – Detalhe da presença de minerais opacos: (a) luz normal e (b) luz polarizada (aumento de 192 vezes).



(a)



(b)

Figura 5.9 – Detalhe da presença de minerais opacos: (a) luz normal e (b) luz polarizada (aumento de 192 vezes).

Considera-se desnecessária uma análise mais detalhada por microscopia em termos de composição mineralógica, pois já se tem um conhecimento detalhado dos

minerais constituintes deste solo. O solo residual de arenito da formação Botucatu, vem sendo estudado por diversos pesquisadores da UFRGS, no decorrer dos últimos anos, sendo que em Núñez (1991) há uma análise detalhada da composição mineralógica do material.

#### 5.4.2 Arranjo estrutural

Delage et al. (1996) comentam que entre as várias técnicas disponíveis para analisar a microestrutura do solo, uma das mais usadas é microscopia ótica em lâminas delgadas. Os resultados auxiliam no reconhecimento do tipo de mineral, padrões de cimentação e arranjo de grãos, salienta Martinez (2002). O autor também comenta que a técnica de microscopia ótica é bastante útil na avaliação do tipo e distribuição dos vazios dentro da massa do solo, bem como, na identificação de vazios intra-agregados. Segundo a União Internacional de Química Pura e Aplicada, comentada por Sato (1988) citado por Matínez (2002), a microscopia ótica pode ser utilizada para caracterizar as estruturas porosas chegando à diâmetro de poros da ordem de até 1 $\mu$ m.

A partir da observação das fotomicrografias obtidas por microscopia ótica, pode-se notar o arranjo das partículas de solo, a interação entre elas e a estrutura como um todo, bem como, a cimentação e a distribuição dos poros. Nota-se que a cimentação aumenta o contorno dos agregados, diminui o volume dos poros e preenche fraturas provenientes do intemperismo dos grãos. Esta observação também foi verificada por Martinez (2002). Além disso, a cimentação promove uma estabilidade dos microagregados. A observação dos poros com a identificação dos tipos (intra-agregados e interagregados) e a avaliação da distribuição dos mesmos na massa do solo, caracteriza uma importante informação em relação à transmissão da sucção no esqueleto do solo. No presente trabalho adota-se uma metodologia singular, distinta de outras abordagens anteriores. A microscopia é utilizada em conjunto com ensaios de adensamento, determinando as mudanças na estrutura do solo em função do colapso (para diferentes níveis de carregamento, com ou sem inundação).

Nas Figuras 5.10, 5.11, 5.12 e 5.13 estão representadas as fotomicrografias da estrutura do material em diferentes condições de carregamento e inundação. A Figura 5.10 apresenta a estrutura da amostra de solo indeformada, sem aplicação de

carregamento vertical e sem inundação. A amostra possuía uma configuração inicial com índice de vazios de 1,3; cimentação de 1%; umidade de 15,2% e grau de saturação de 33,5%. Observa-se uma estrutura porosa com pacotes de agregados, com empacotamento do tipo fraco a normal (Figura 5.10).

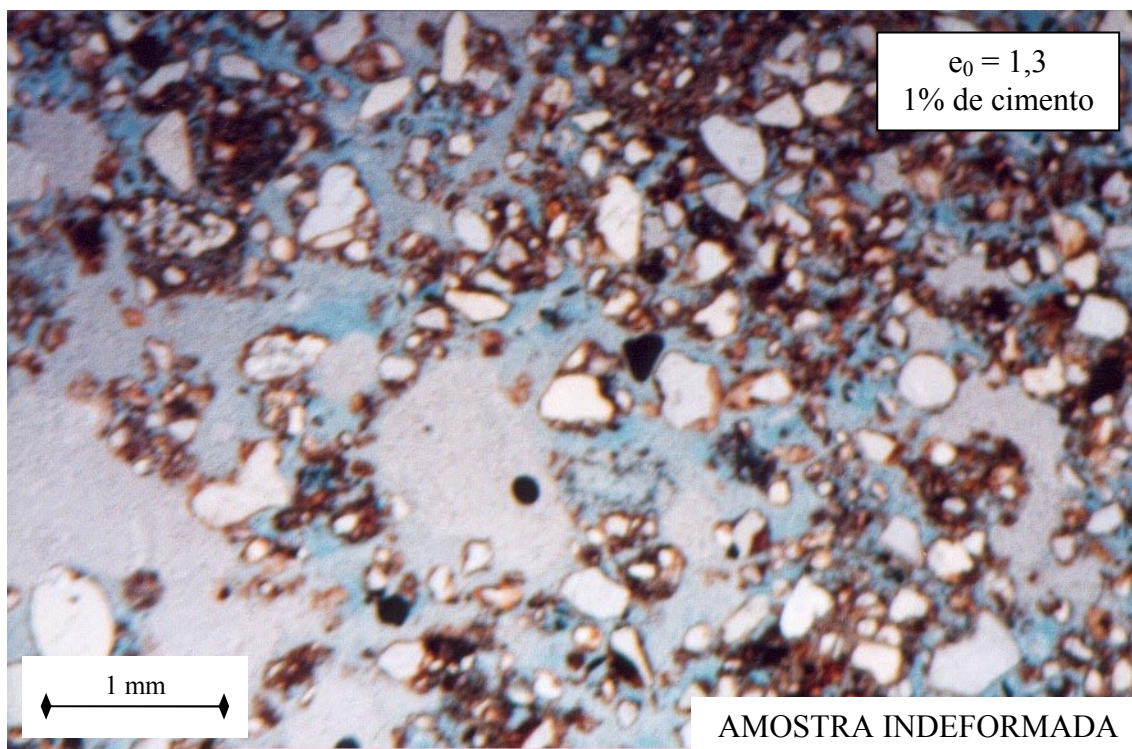
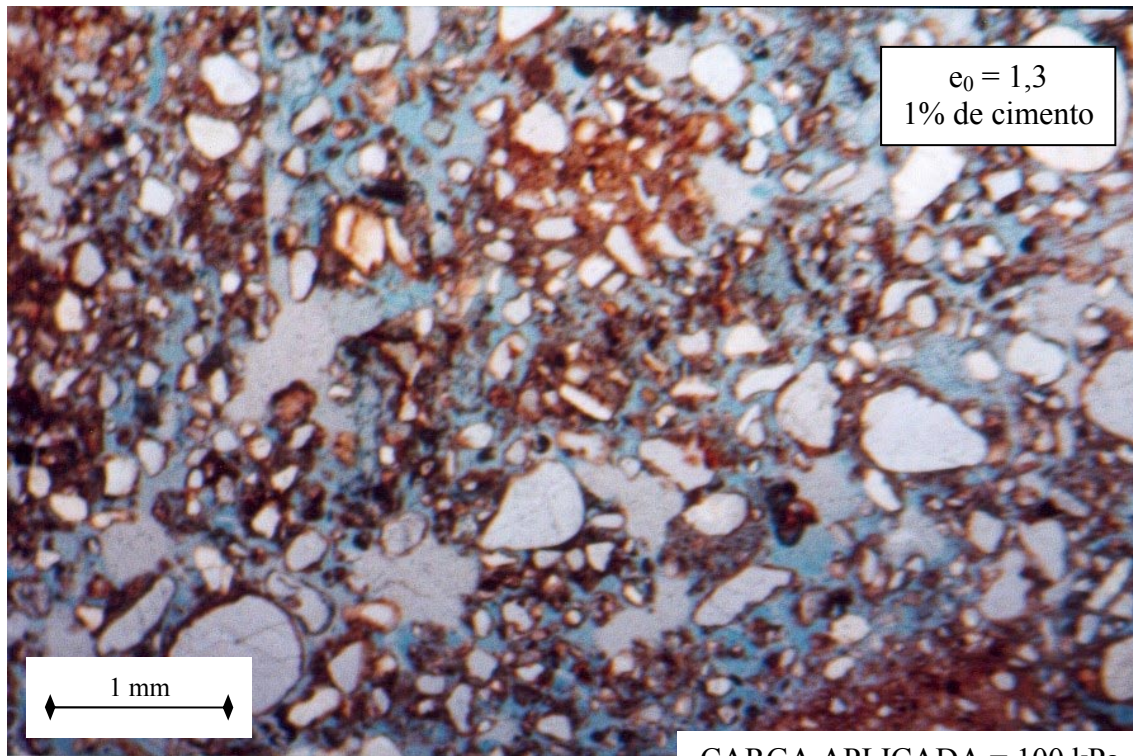


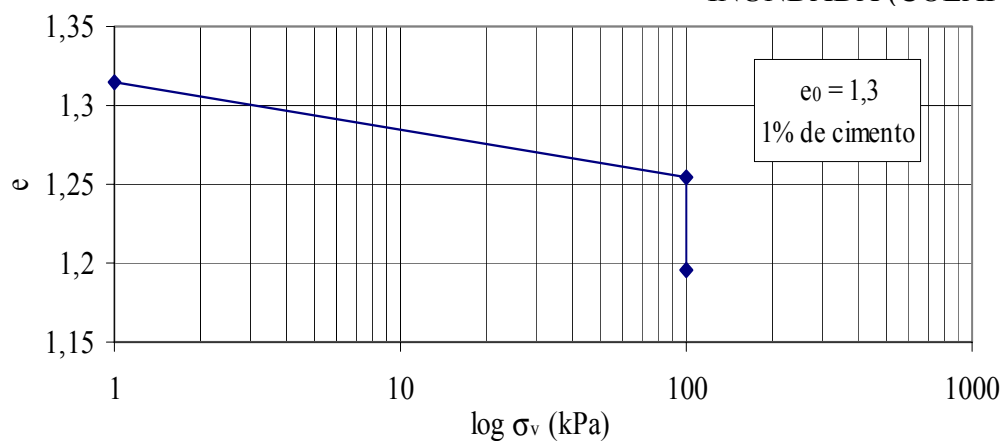
Figura 5.10 –Arranjo estrutural da amostra de solo em condições indeformadas, luz normal (aumento de 24 vezes).

Na Figura 5.11 observa-se a estrutura obtida após o seguinte procedimento de laboratório: aplicação de carregamento vertical de 100 kPa, estabilização das deformações verticais geradas pela carga vertical, seguida com a inundação e posterior estabilização das deformações provocadas pela inundação do corpo-de-prova. As condições iniciais da amostra eram: índice de vazios de 1,3; teor de cimentação de 1%; teor de umidade de 16,0 % e grau de saturação de 32, 5%. Nota-se uma diminuição bastante significativa no tamanho dos vazios em relação a fotomicrografia apresentada na Figura 5.10 (amostra indeformada). O colapso, neste caso, fica claramente caracterizado.



CARGA APLICADA = 100 kPa

(a)

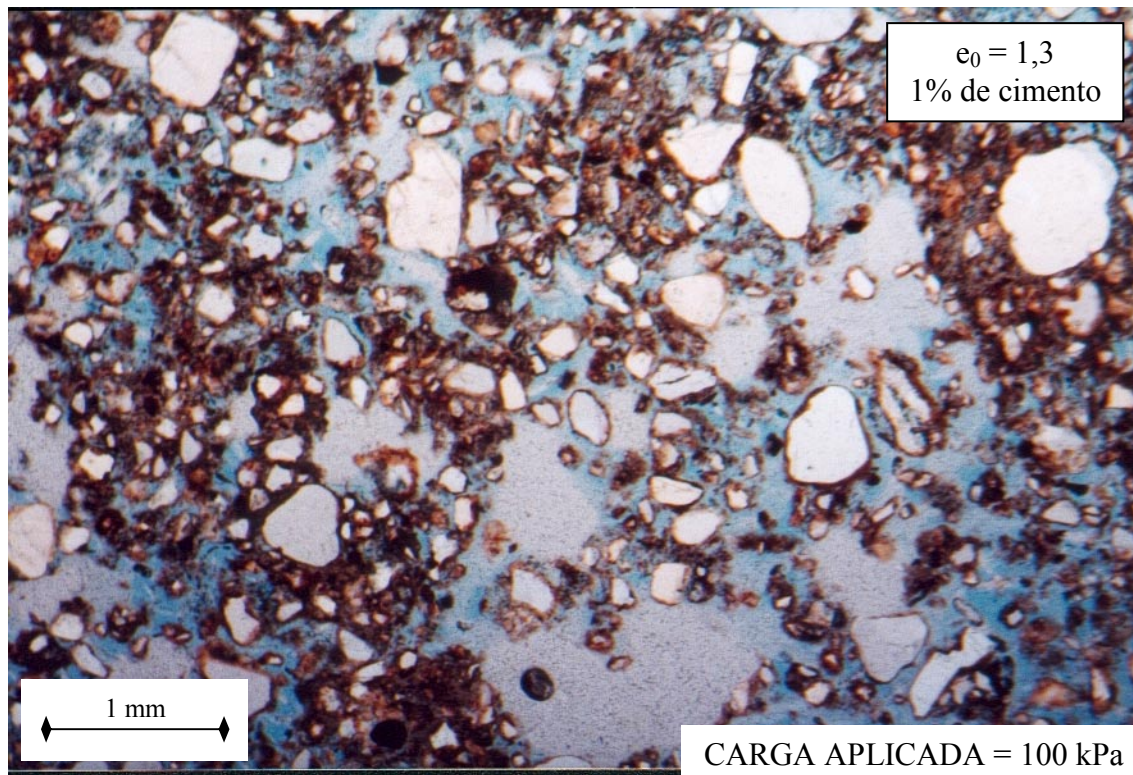
e  
INUNDADA (COLAPSO)

(b)

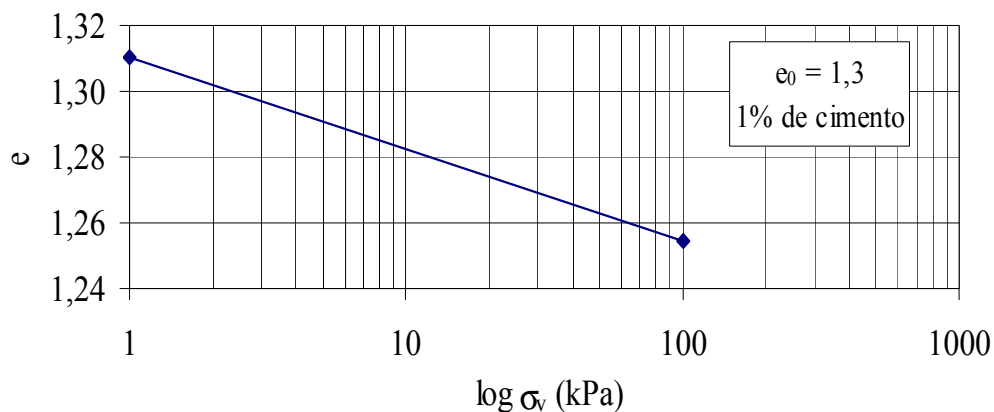
Figura 5.11 – Amostra de solo carregada verticalmente (100 kPa) e com posterior inundação (colapso): (a) arranjo estrutural observado através de fotomicrografia em microscópio ótico, luz normal (aumento de 24 vezes); (b) representação no plano  $\log \sigma_v$  e do ensaio edométrico realizado.

A Figura 5.12 mostra a estrutura da amostra de solo após a estabilização das deformações provocadas pelo carregamento vertical de 100kPa. A amostra possuía inicialmente o índice de vazios de 1,3; o teor de adição de cimento de 1%, a umidade de 15,7% e o grau de saturação de 32,0%. Comparando-se a Figura 5.12 (a) com a Figura

5.11 (a), nota-se um volume de vazios maior na amostra que sofreu somente a aplicação de uma carga vertical de 100kPa e não foi inundada.



(a)



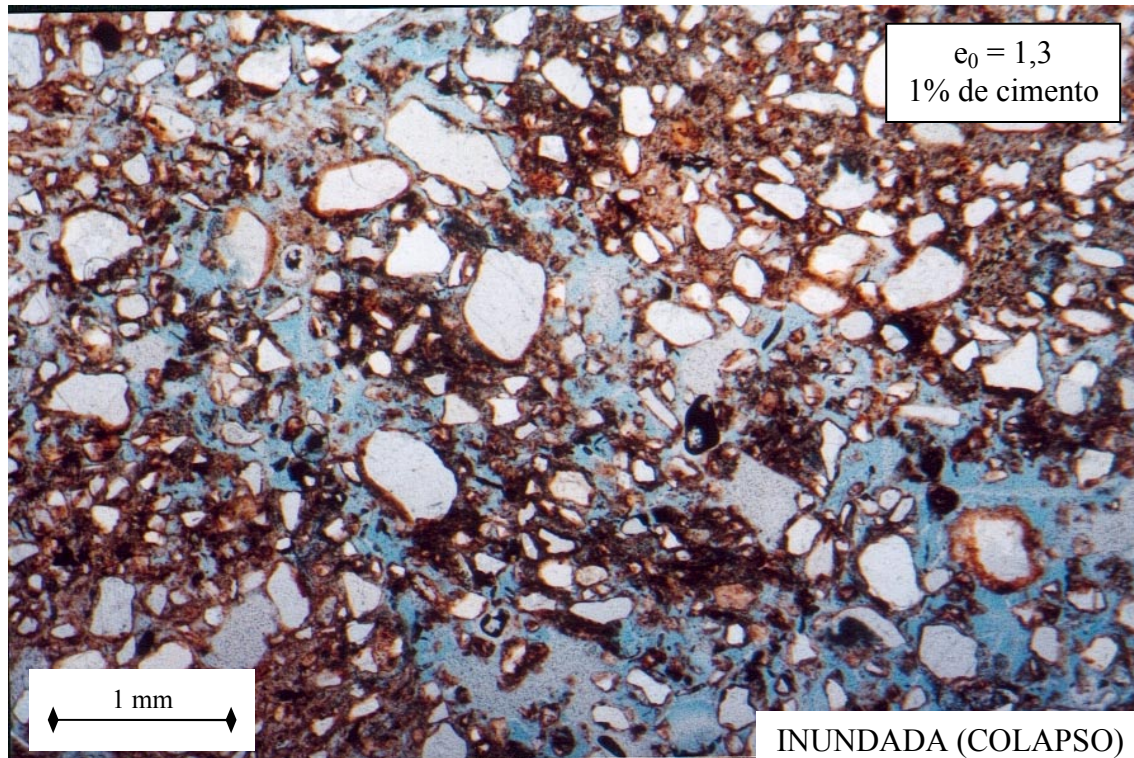
(b)

Figura 5.12 – Amostra de solo carregada verticalmente (100 kPa): (a) arranjo estrutural observado através de fotomicrografia em microscópio ótico, luz normal (aumento de 24 vezes); (b) representação no plano  $\log \sigma_v$  -  $e$  do ensaio edométrico realizado.

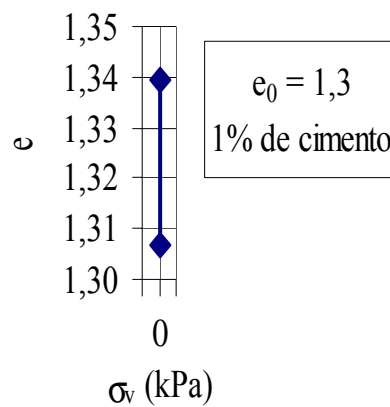
A Figura 5.13 apresenta a estrutura do solo após a estabilização das deformações causadas pela inundação da amostra. Inicialmente, a amostra tinha o índice de vazios de 1,3; a cimentação de 1%; o teor de umidade de 15,4% e o grau de saturação de 30,6%.



A Figura 5.13 (a), amostra colapsada sem aplicação de carregamento, apresenta um volume de vazios menor em relação à Figura 5.12 (a) que corresponde à amostra somente carregada a 100 kPa.



(a)



(b)

Figura 5.13 – Amostra de solo após inundação (colapso): (a) arranjo estrutural observado através de fotomicrografia em microscópio ótico, luz normal (aumento de 24 vezes); (b) representação  $\sigma_v$  X  $e$  do ensaio edométrico realizado.

A análise das fotomicrografias apresentadas nas Figuras 5.10 (a), 5.11 (a), 5.12 (a) e 5.13 (a) possibilita a comparação do arranjo estrutural obtido frente a diferentes

condições para uma mesma configuração inicial. É notável a influência do nível de tensões (carregamento atuante) no colapso ocorrido por inundação. Comparando-se a Figura 5.13 (a), amostra colapsada sem nenhuma carga atuante, com a Figura 5.11 (a), amostra colapsada com uma carga atuante de 100 kPa, fica evidente que o colapso cresce com o aumento das tensões atuantes. Esta relação de aumento da tensão aplicada gerando um maior colapso por inundação, ocorre até um valor máximo de colapso e depois decresce (comportamento apresentado e analisado no item 7.2.1.3 do Capítulo 7).

As fotomicrografias podem ainda ser utilizada para uma representação da distribuição dos vazios do solo. Na Figura 5.14 apresenta-se a representação esquemática da estrutura que não sofreu ação de carregamento nem inundação. Observa-se a presença de agregados e pacotes de agregados, com macro e microvazios. Os macrovazios correspondem aos vazios interagregados (Figura 5.14 (a)) enquanto que os microvazios correspondem aos vazios intra-agregados (Figura 5.14 (b)).

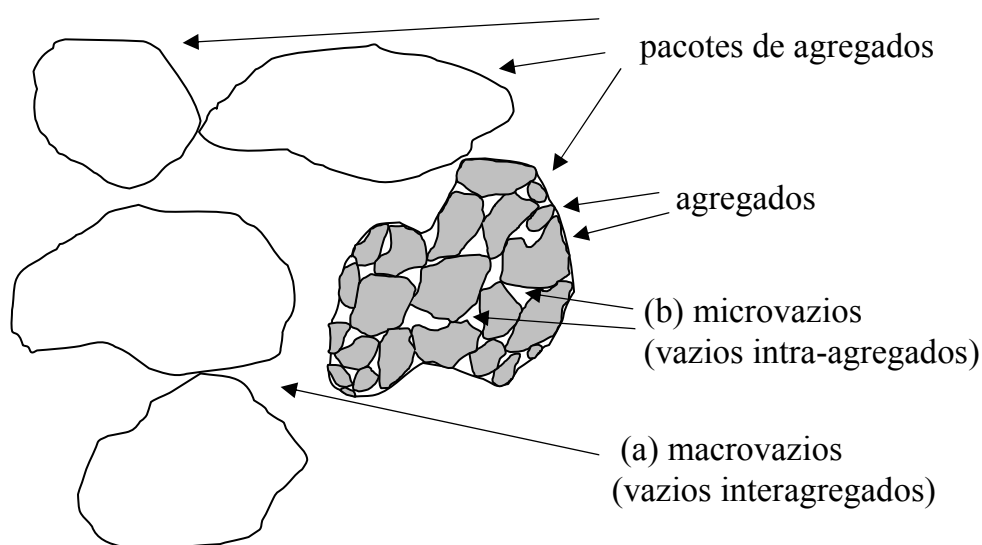


Figura 5.14 – Representação esquemática da estrutura obtida pela técnica de preparo de amostras com introdução de poliestireno expandido, apresentando agregados de partículas, pacotes de agregados, microvazios (b) e macrovazios (a).

A permeabilidade do solo com este tipo de estrutura é determinada por duas parcelas distintas – uma entre os pacotes que é bastante elevada e outra que é comandada pela permeabilidade entre os agregados de partículas dos pacotes de agregados. Esta permeabilidade dentro dos pacotes de agregados pode comandar a velocidade do fluxo de água no interior do solo, como em amostras de pequenas

dimensões em laboratório. É interessante observar que no campo a permeabilidade é ainda função das descontinuidades estruturais do maciço.

Na fotomicrografia da Figura 5.15, pode-se observar nitidamente os pacotes de agregados, micro e macrovazios do solo para uma amostra indeformada nas condições iniciais correspondendo a um índice de vazios de 1,3 e 1% de cimentação, com aumento de 192 vezes. A microestrutura é semelhante à do tipo “microestrutura de agregados de partículas elementares”, classificação sugerida por Alonso et al. (1987). Nota-se que vazios interagregados aparecem nos contornos das agregações e constituem os macroporos (macrovazios), com vazios intra-agregados circulares e em canais.

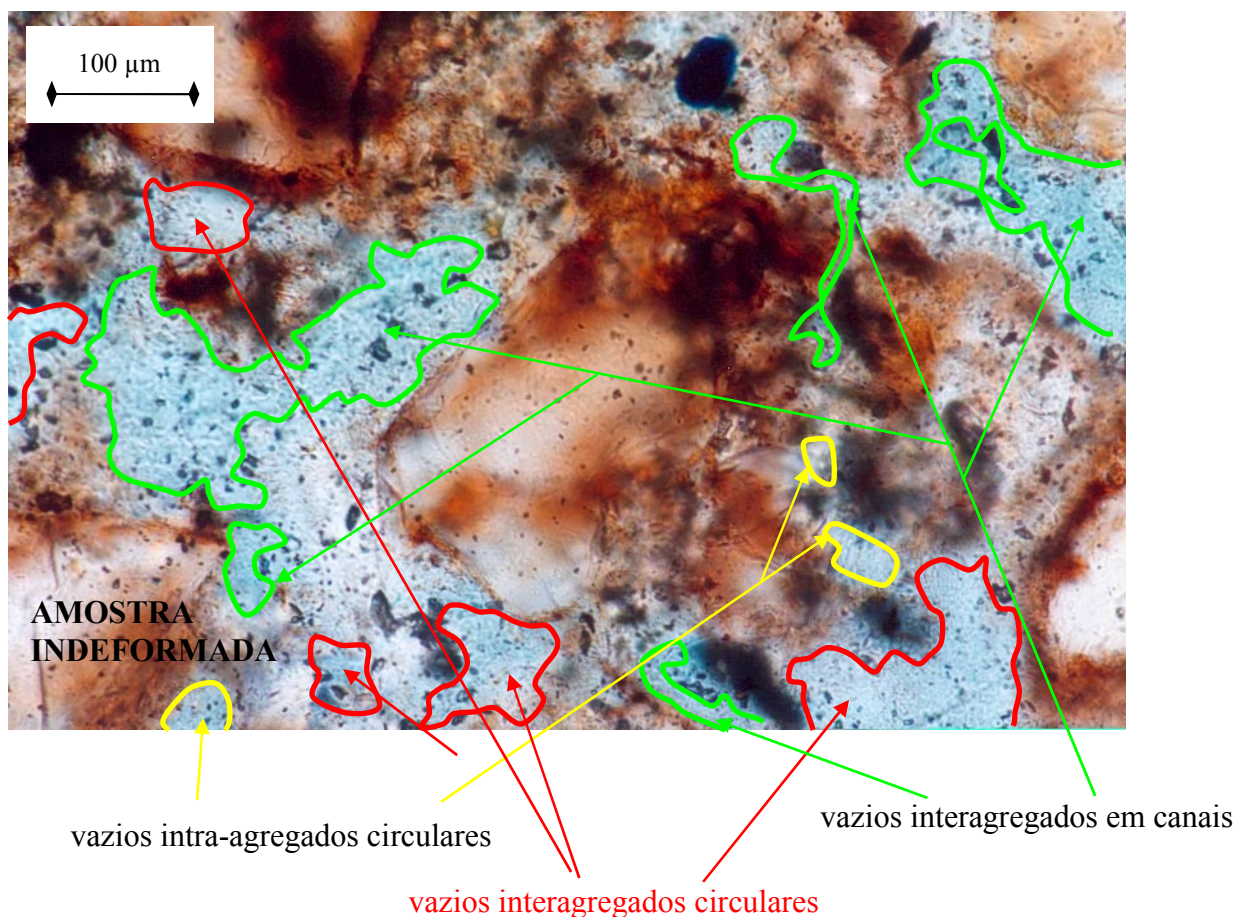


Figura 5.15 – Microestrutura observada em amostra indeformada, luz normal (aumento de 192 vezes).

A Figura 5.16 apresenta o arranjo estrutural de uma amostra carregada verticalmente (100 kPa) e inundada (colapsada). O índice de vazios inicial da amostra era de 1,3 e após sofrer carga e inundação atingiu o valor de aproximadamente 1,2. A

fotomicrografia apresenta um aumento de 480 vezes para permitir a visualização dos vazios, pois, após a carga e inundação, tem-se um arranjo mais compacto com menor quantidade de vazios intra-agregados (microvazios), além da diminuição significativa do volume dos mesmos. Observa-se, neste caso, uma maior concentração de vazios interagregados em canais do que circulares.

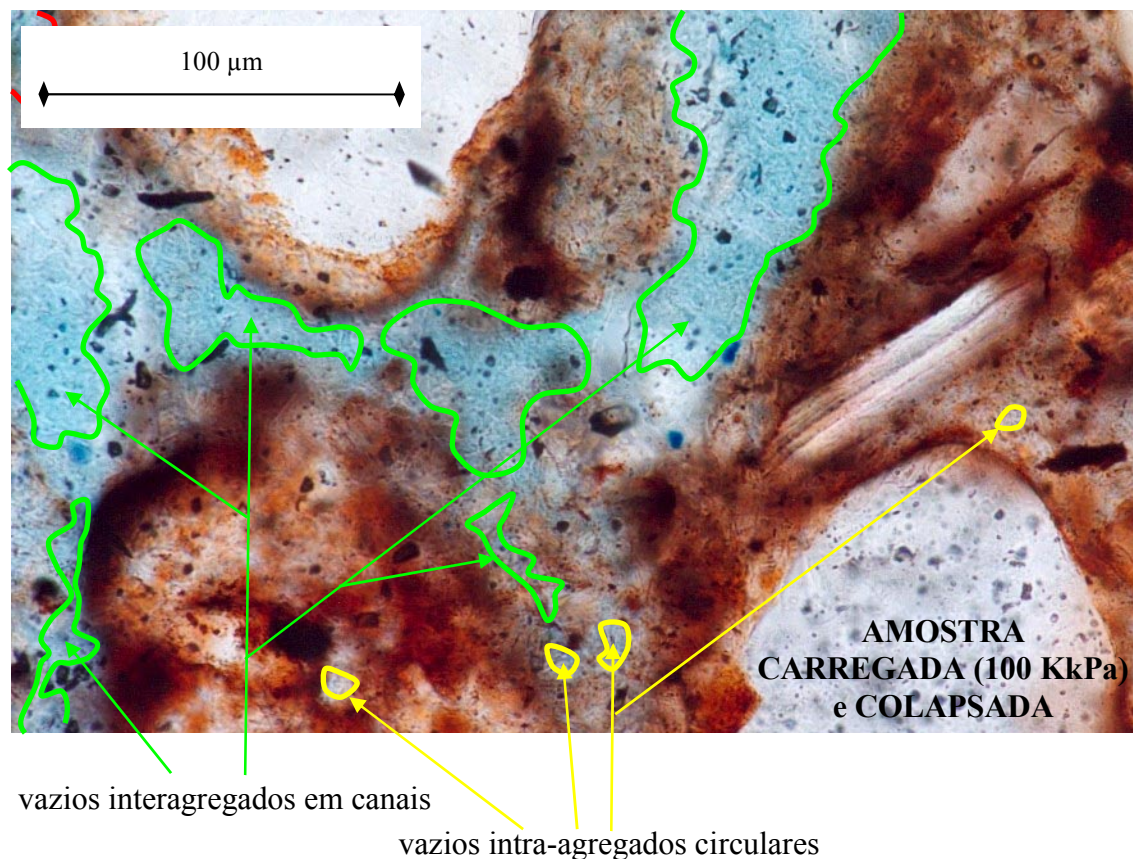


Figura 5.16 - Microestrutura observada em amostra carregada verticalmente (100 kPa) e inundada (colapso), luz normal (aumento de 480 vezes).

A Figura 5.17 apresenta o arranjo estrutural da massa de solo após sofrer o carregamento de 100 kPa. Nota-se a presença combinada de um grande número de vazios intra-agregados circulares dentro dos pacotes de agregados, com cimentação (coloração alaranjada) bastante evidente, além de um número significativo de vazios interagregados em canais. Isto ocorre pela aplicação da carga vertical, que gera um rearranjo estrutural, diminuindo o formato e o tamanho dos vazios e levando a formação de vazios em forma de canais.

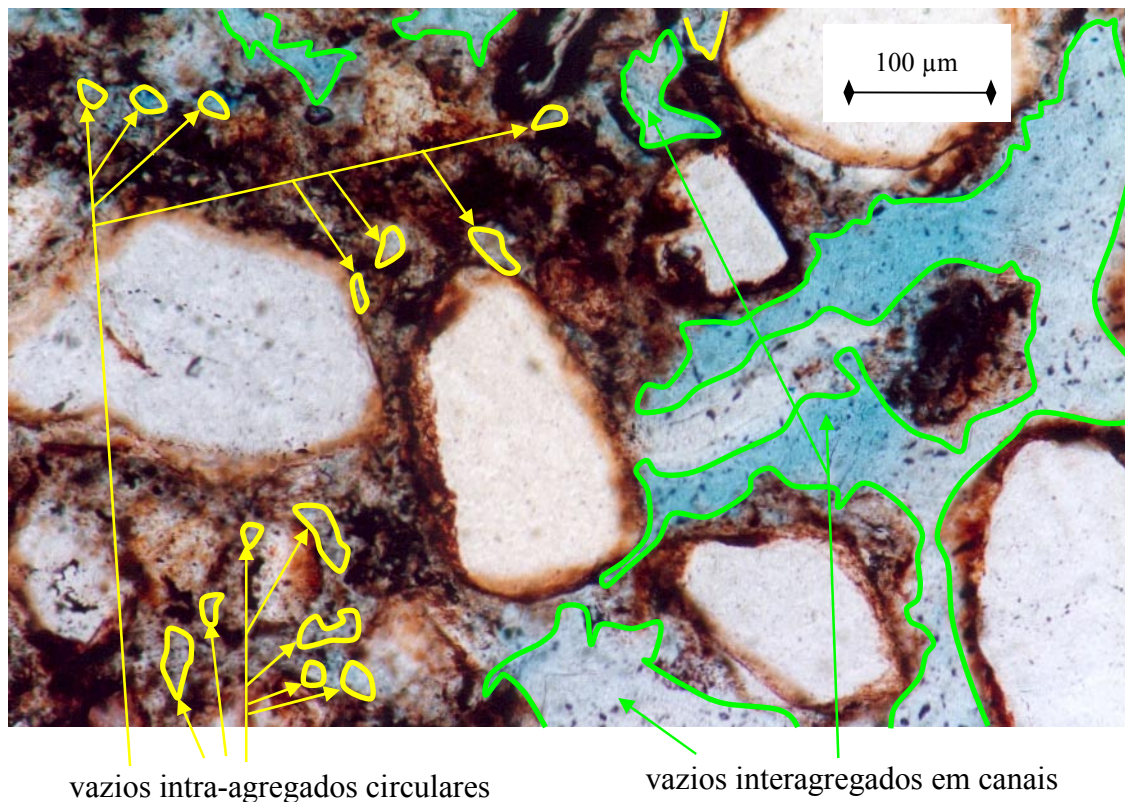


Figura 5.17 - Microestrutura observada em amostra carregada verticalmente (100 kPa), luz normal (aumento de 192 vezes).

Observa-se na Figura 5.18 a estrutura obtida após a ocorrência do fenômeno de colapso sem carregamento vertical. A presença de vazios intra-agregados em forma circular e em canal, além de vazios interagregados em canais em maior número e poucos vazios interagregados circulares é ainda evidente. A inundação da amostra, colapso, gera um rearranjo no esqueleto do solo, mudando o formato dos vazios na massa de solo. Entretanto, pela ocorrência generalizada de vazios, ainda representativa de uma estrutura metaestável, fica claramente evidenciado que novos níveis de carregamento serão acompanhados de deformação significativas na busca de um arranjo intergranular semelhante àquele apresentado anteriormente na Figura 5.13.

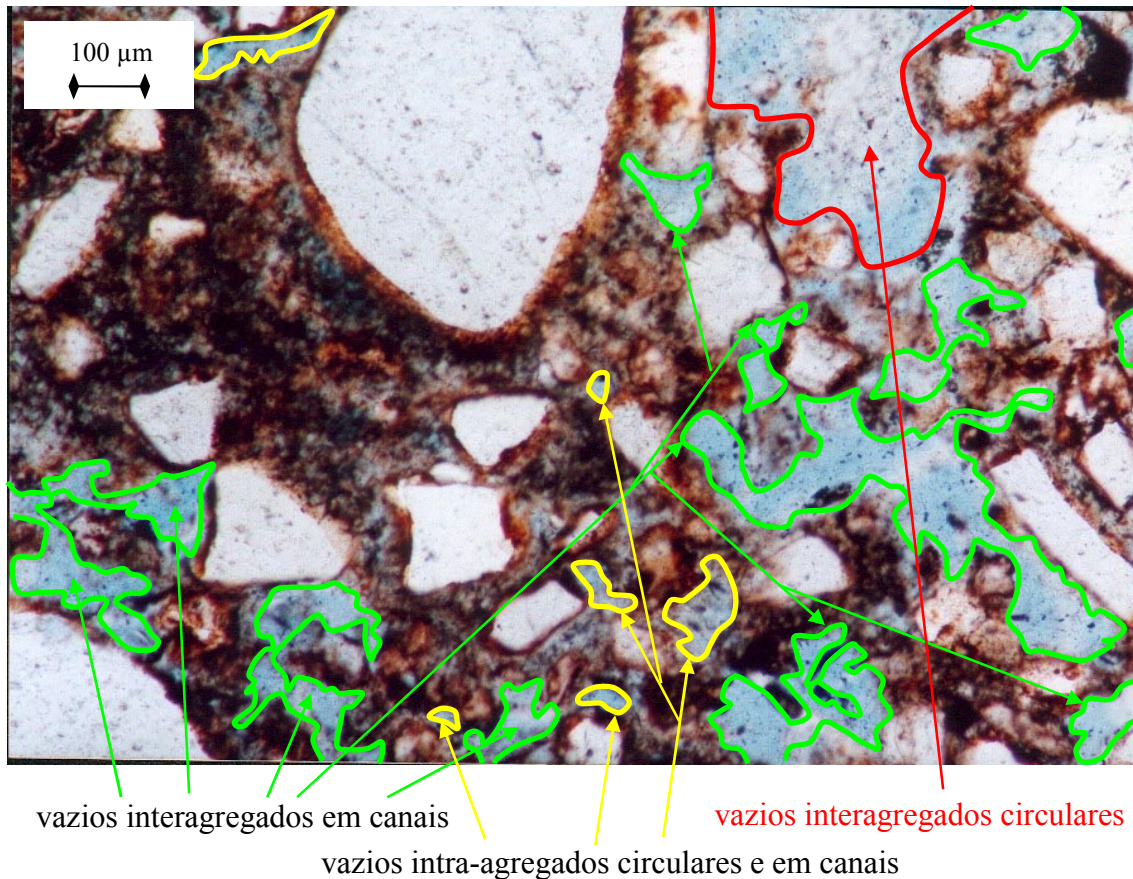


Figura 5.18 – Microestrutura observada em amostra colapsa (inundada) sem aplicação de carregamento vertical, luz normal (aumento de 96 vezes).

A partir da observação da distribuição dos poros nas Figuras 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18, constata-se a presença de vazios interagregados em canais e circulares e vazios intra-agregados circulares. Observa-se, de forma inequívoca, que tanto pela aplicação de carregamento vertical, quanto pela inundação (colapso), ocorre uma diminuição significativa na quantidade de vazios interagregados circulares.

## 5.5 Curva Característica do Material

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 na Figura 5.19. Observa-se que a curva não apresenta histerese nas trajetórias de secagem e umedecimento, mostrando um formato típico para

materiais com permeabilidade elevada conforme relatado na literatura (Fredlund et al., 1994; Marinho, 1995 e 1997 e Vanapalli et al., 1999). A Tabela 5.2 apresenta os índices físicos das amostras ensaiadas e as respectivas sucções medidas para o material estudado.

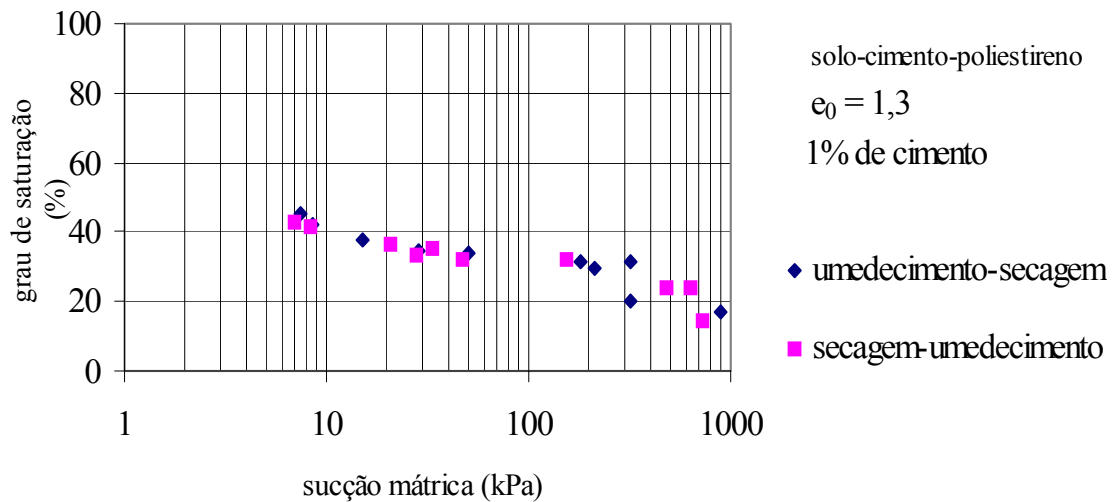


Figura 5.19 – Curva característica do solo: trajetórias de umedecimento e secagem.

Tabela 5.2 – Índices físicos das amostras ensaiadas com  $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento.

Condição	$e_0$	$w_i(\%)$	$S_{ri}(\%)$	$(u_a - u_w)$ (kPa)
secagem-umedecimento	1,27	0,0	0,0	24269,45
	1,29	4,2	8,6	725,42
	1,32	8,0	16,1	479,35
	1,32	12,0	24,3	626,79
	1,32	15,1	30,6	154,86
	1,32	15,0	30,5	47,17
	1,33	16,0	32,3	27,81
	1,30	17,3	35,4	33,22
	1,28	18,0	37,4	20,72
	1,30	20,0	41,0	8,40
	1,37	22,1	43,1	6,93
	1,50	41,7	74,0	9,62
umedecimento-secagem	1,32	36,7	74,2	7,01
	1,30	22,0	45,4	7,38
	1,30	20,0	41,3	8,60
	1,32	18,2	36,7	15,11
	1,31	17,1	34,8	28,22
	1,33	15,9	31,9	50,61
	1,31	15,1	30,8	179,19
	1,28	14,1	29,4	316,72
	1,29	12,0	25,0	214,53
	1,51	8,1	14,4	322,70
	1,35	4,1	8,2	892,58
	1,45	0,1	0,2	3343,19

Outros ensaios foram realizados utilizando a técnica do papel filtro com o objetivo de conhecer a sucção existente em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido, solo-cimento e solo para vários valores de tempo de contato do solo com o papel filtro (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 e de carregamentos e o procedimento que seria adotado nos ensaios edométricos com controle de sucção. A Tabela 5.3 apresenta estes valores.

Tabela 5.3 – Valores de sucção para diferentes configurações e tempos de contato.

<b>Dias de contato</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>w_i</math> (%)</b>	<b><math>Sr_i</math> (%)</b>	<b><math>w_f</math> (%)</b>	<b><math>Sr_f</math> (%)</b>	<b><math>(u_a - u_w)</math> (kPa)</b>
4	1,34	16,2	32,4	15,4	30,6	182,38
4	1,27	15,6	32,8	14,2	30,0	111,37
7	1,3	15,4	31,6	13,2	27,3	417,38
7	1,39	16,0	30,7	13,4	25,7	445,81
11	1,36	16,4	32,3	13,6	23,7	251,39
11	1,32	15,8	32,0	14,2	28,6	288,65
4+7	1,32	16,3	33,0	15,7	31,8	254,12
4+7	1,33	16,1	32,5	15,6	31,4	231,05



## 6. EFEITO DA CIMENTAÇÃO E O PROCESSO DE DESESTRUTURAÇÃO

### 6.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados visando a observação e análise do efeito da cimentação e do processo de desestruturação (degradação da cimentação) das amostras moldadas por ambas técnicas. Para tanto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais.

Através dos ensaios de cisalhamento direto pode-se obter as envoltórias de ruptura, além de analisar o comportamento frente a carregamento vertical, inundação e cisalhamento das diferentes configurações estudadas. Este conjunto de ensaios foi realizado em amostras preparadas com a adição de polipropileno, tendo como objetivo complementar o estudo iniciado na tese de mestrado da autora. Os ensaios triaxiais propiciaram uma análise da influência do índice de vazios e nível de cimentação iniciais, em suas várias combinações, no comportamento das amostras. Nesta campanha utilizou-se a técnica que utiliza solo-cimento, sem poliestireno.

### 6.2 Ensaios 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 os gráficos que mostram a variação do índice de vazios ao longo dos ensaios. A aplicação do carregamento vertical foi realizada na umidade natural, seguida da inundação do corpo-de-prova e posterior cisalhamento na condição inundada.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras em 4 configurações: solo-cimento-poliestireno expandido (Figura 6.1) ( $e_0 = 1,3$  e 1% de

cimento), solo-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 0% de cimento), solo-cimento ( $e_0 = 0,6$  e 1% de cimento) e solo ( $e_0 = 0,6$  e 0% de cimento), amostras moldadas pela técnica com a introdução de partículas de poliestireno expandido. Obtiveram-se cinco envoltórias de ruptura, sendo todas para a condição inundada. No caso de solo-cimento é possível determinar a envoltória de resistência de pico e a envoltória de resistência residual e, nos demais casos, apenas uma envoltória de resistência final por configuração, pois se observa um patamar de resistência sem a presença de pico de resistência. Apresentam-se a seguir os resultados obtidos para os diferentes índices de vazios ensaiados.



Figura 6.1 – Corpo-de-prova de solo-cimento-poliestireno expandido cisalhado.

**(a) Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ ) = 0,6**

**(a.1) Solo - Cimento**

Foram ensaiadas 6 amostras na configuração solo-cimento (Figura 6.2). Alguns dos índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova são apresentados na Tabela 6.1. Na Figura 6.1 pode-se observar um comportamento frágil, pela presença do agente cimentante, com redução de resistência pós-pico (“*strain-softening*”). O material exibe comportamento dilatante, exceto no caso de tensão normal igual a 200 kPa onde a variação volumétrica se apresenta compressível. Para a tensão vertical de 200 kPa pode-se sugerir que a estrutura cimentante foi degradada durante a fase de carregamento vertical. Este fato explica o comportamento distinto desta amostra e a ausência de fragilidade pronunciada pós-pico.

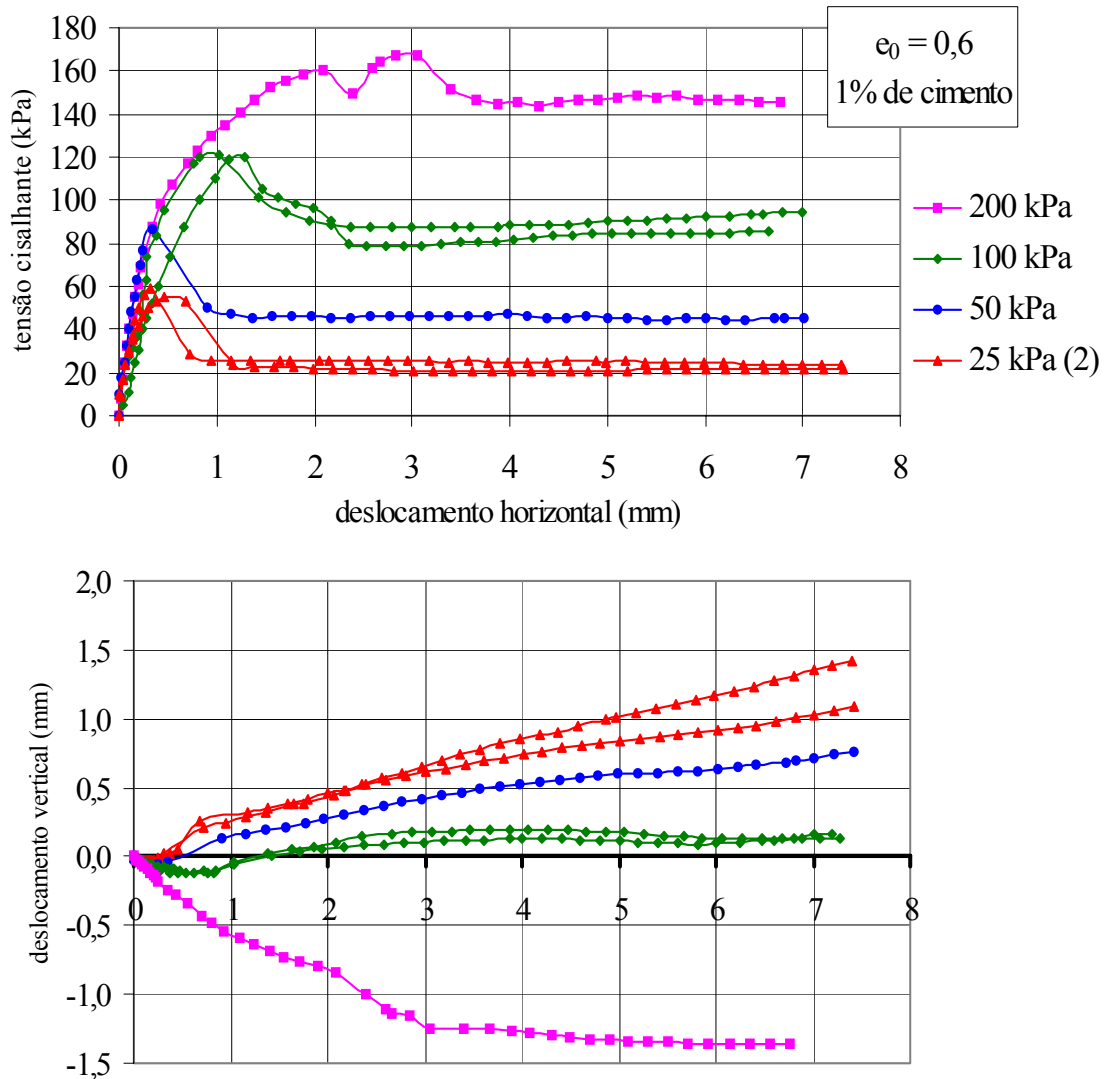


Figura 6.2 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento.

A envoltória de resistência das amostras é apresentada na Figura 6.3. As envoltórias de pico e residual apresentam um comportamento atípico, com forte não-linearidade para elevado nível de tensão de confinamento. Os parâmetros de ajuste obtidos das envoltórias no trecho inicial, representado por um segmento linear (Figura 6.4) são de  $\phi' = 40^\circ$  e  $c' = 0 \text{ kPa}$  para a envoltória de resistência residual e  $\phi' = 40^\circ$  e  $c' = 38,6 \text{ kPa}$  para envoltória de resistência de pico (ambos obtidos do primeiro trecho, até 100 kPa). A não-linearidade da envoltória de pico é parcialmente justificada pela quebra de estrutura para tensão normal de 200 kPa, conforme discutido anteriormente. Neste caso, sugere-se que as deformações cisalhantes não são suficientes

para a completa desestruturação do solo, prevalecendo a quebra de estrutura produzida pela aplicação da tensão vertical na fase de confinamento. Explicação semelhante pode ser adotada para explicar a curvatura da envoltória residual, onde mesmo deformações cisalhantes da ordem de 12% não são suficientes para a completa desestruturação do material.

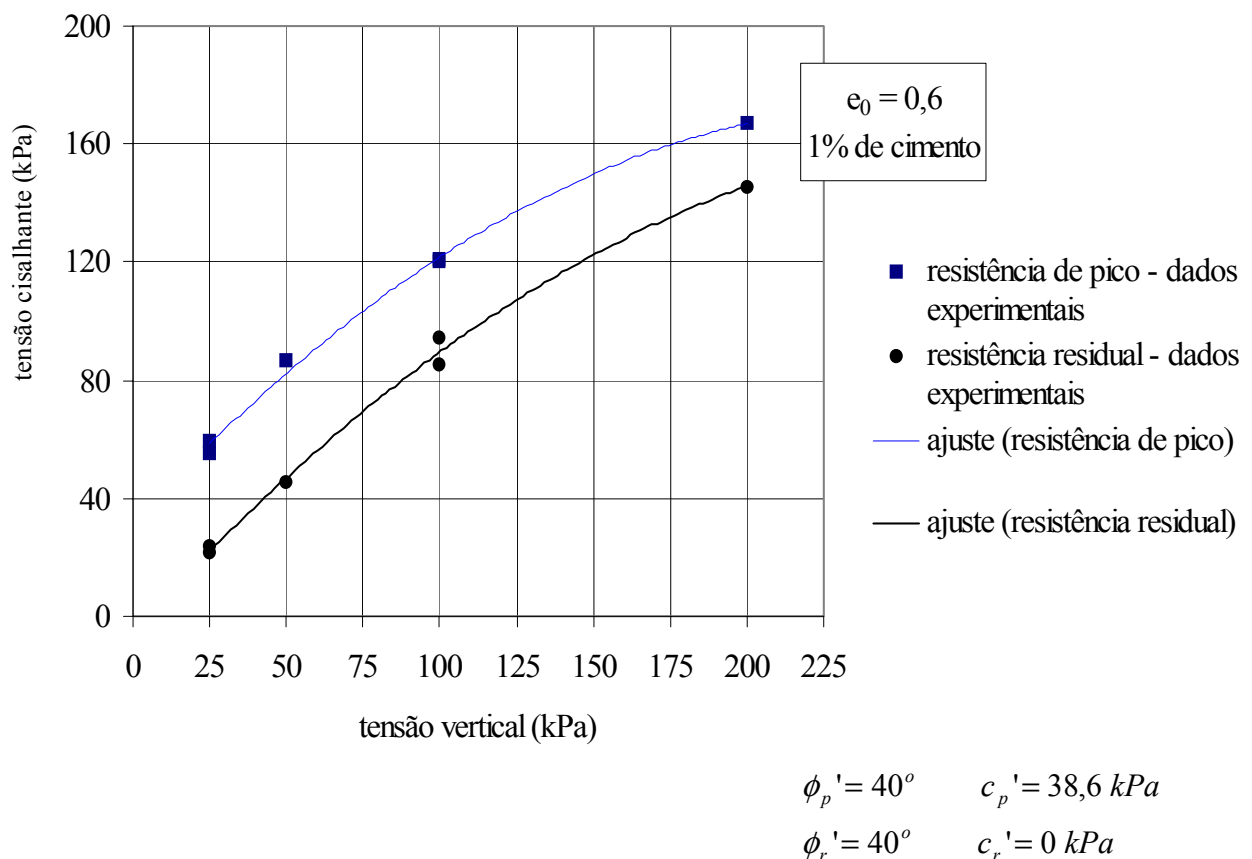


Figura 6.3 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento.

A Figura 6.4 apresenta, em detalhe, o primeiro trecho da envoltória de ruptura de resistência de pico dos ensaios com tensão vertical de 25 a 100 kPa. Os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos para as envoltórias de ruptura de resistência de pico ( $\phi_p' = 40^\circ$  e  $c_p' = 38,6 \text{ kPa}$ ) e residual ( $\phi_r' = 40^\circ$  e  $c_r' = 0 \text{ kPa}$ ) são coerentes àqueles esperados para um material com comportamento frágil, com valores maiores para a envoltória de pico.

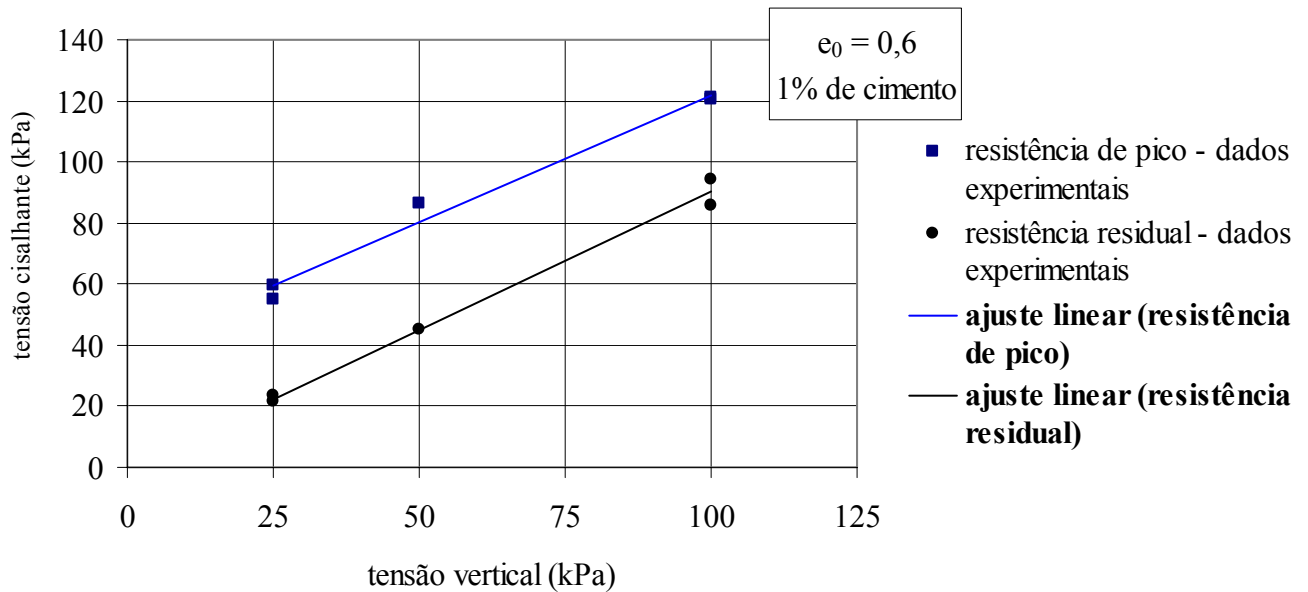


Figura 6.4 – Detalhe do primeiro trecho da envoltória de ruptura de resistência de pico obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento.

Tabela 6.1 – Alguns índices físicos obtidos na moldagem de amostras de solo-cimento antes e após o ensaio de cisalhamento direto.

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial ( $w_i$ ) [%]	Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ )	Grau de Saturação Inicial ( $S_{r0}$ ) [%]	Índice de Vazios Final ( $e_f$ )
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 6.5 apresenta a variação no índice de vazios nos ensaios de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento. Conforme observado, as amostras têm um comportamento dilatante, durante a fase de cisalhamento, exceto para a tensão de 200 kPa, e não apresentam variação volumétrica por colapso na fase de inundação.

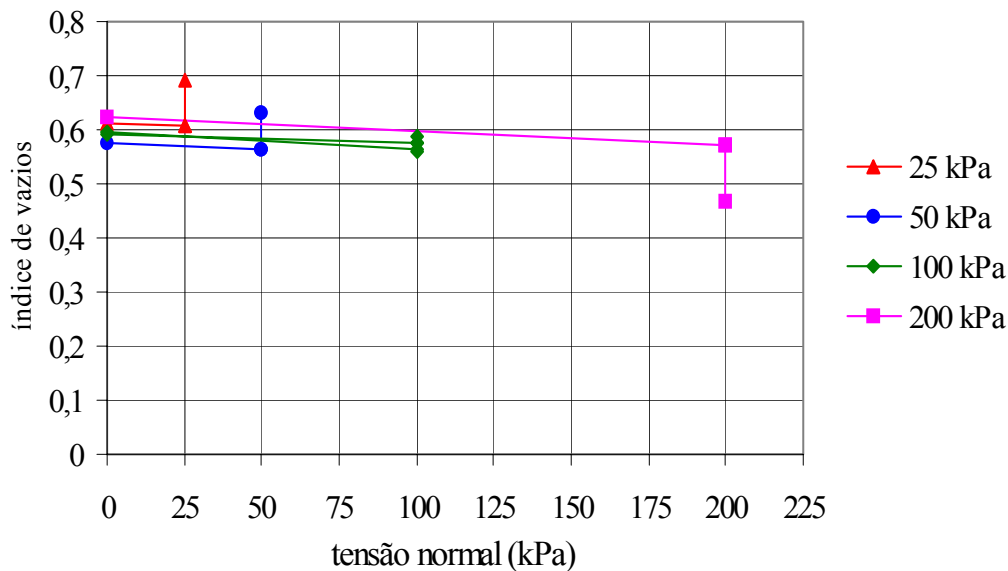


Figura 6.5 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento.

### (a.2) Solo

Foram ensaiadas 4 amostras na configuração solo (Figura 6.6). A Tabela 6.2 apresenta alguns índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova. Observa-se na Figura 6.6 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 para um material sem cimentação, sem pico de resistência apreciável. 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.

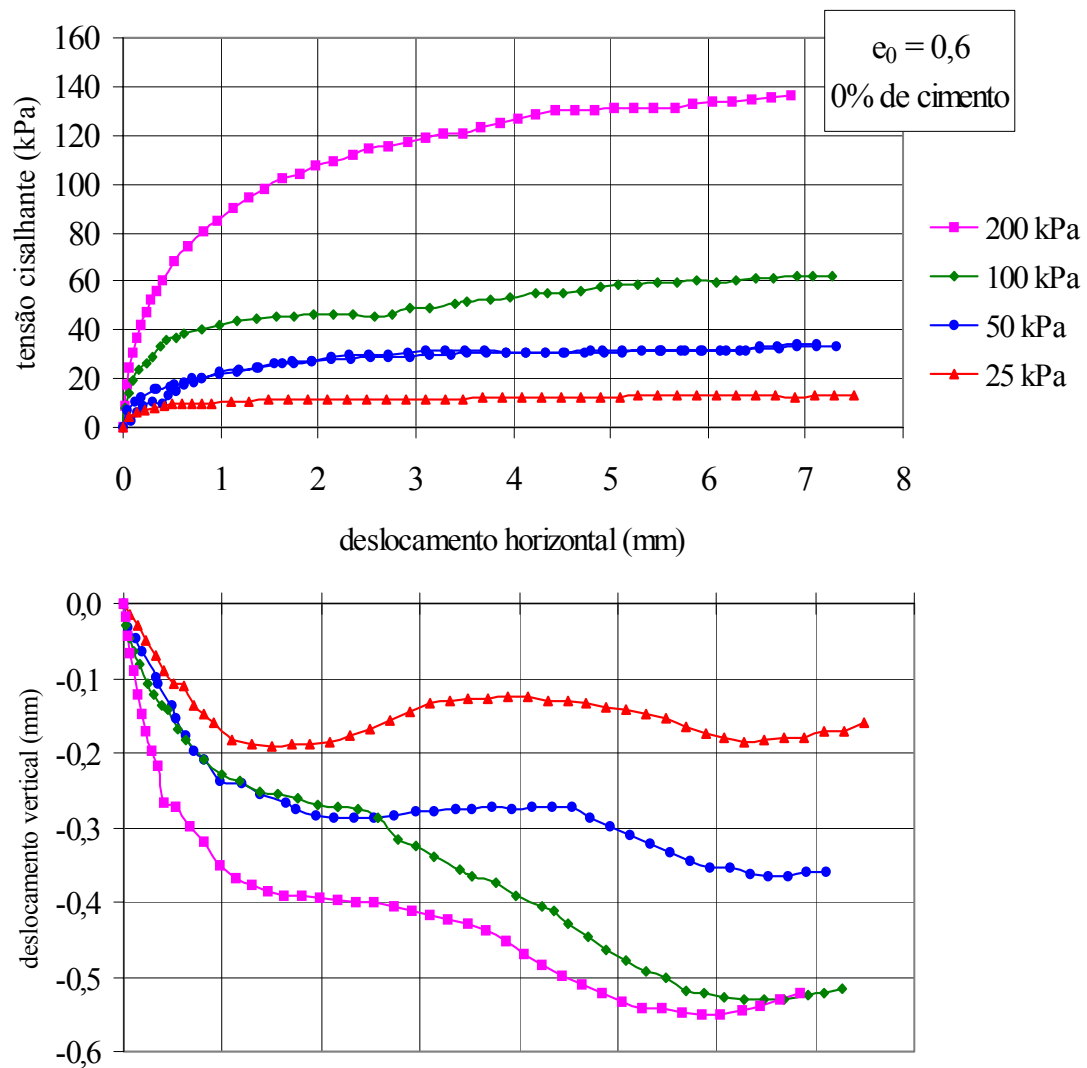


Figura 6.6 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo.

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória de resistência das amostras de solo, apresentados na Figura 6.7, são de  $\phi' = 34^\circ$  e  $c' = 0 \text{ kPa}$ , sendo a envoltória linear para os níveis de tensões estudados.

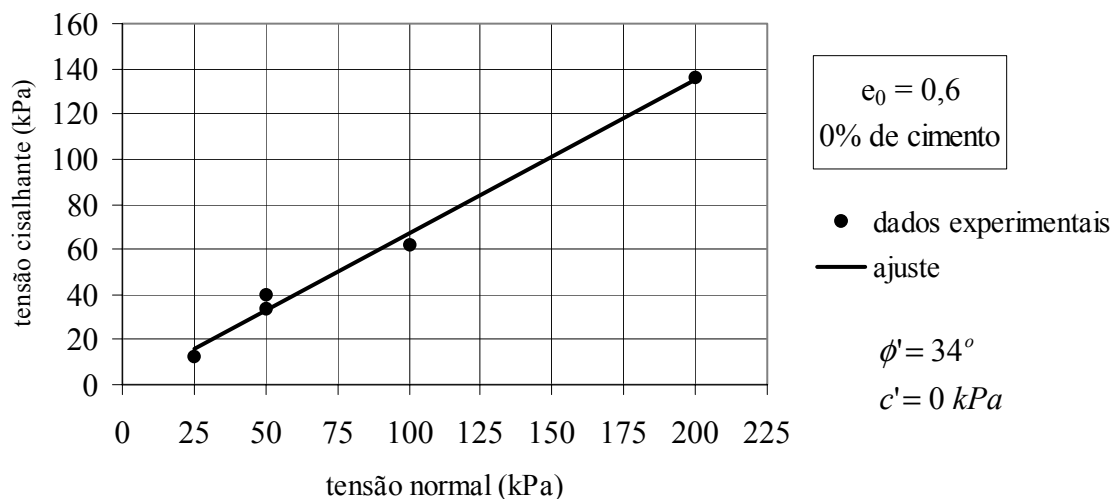


Figura 6.7 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo.

Tabela 6.2 – 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 ( $e_0$ )	Grau de Saturação Inicial ( $Sr_0$ ) [%]	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 6.8 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 6.8, observa-se uma leve compressão ocorrida na etapa de carregamento vertical, seguida de pequena variação volumétrica ocorrida com a inundação da amostra, acompanhada, durante o cisalhamento, de outra compressão do corpo-de-prova para todas as tensões normais aplicadas.



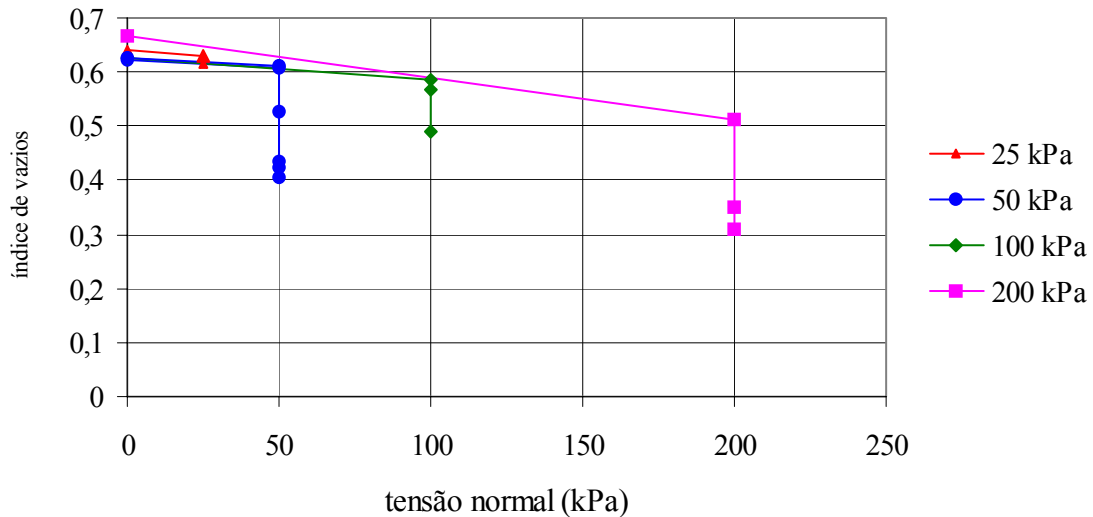


Figura 6.8 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras de solo.

**(b) Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ ) = 1,3**

**(b.1) Solo-Cimento-Poliestireno Expandido**

Foram ensaiadas 14 amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido (Figura 6.9). A Tabela 6.3 apresenta alguns índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova. Os resultados apresentados na Figura 6.9 mostram um aumento na tensão cisalhante, quanto maior o valor da tensão normal aplicada na amostra. Em termos de variação volumétrica, observa-se um comportamento compressível pronunciado durante o cisalhamento.

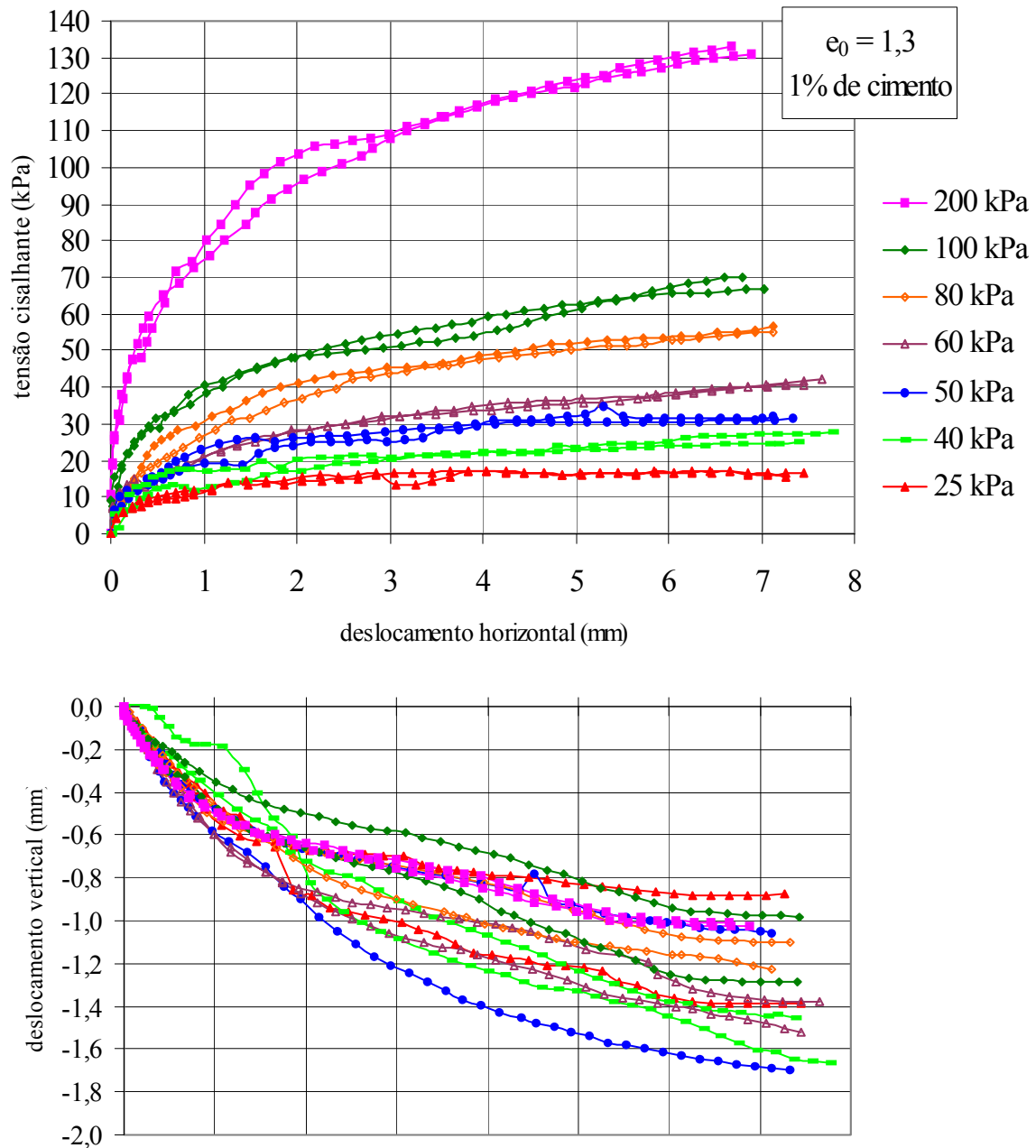


Figura 6.9 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória apresentada na Figura 6.10 são de  $\phi' = 34^\circ$  e  $c' = 0 \text{ kPa}$ , sendo a envoltória linear. A configuração apresenta agente cimentante, porém devido ao elevado valor do índice de vazios inicial (1,3), a coesão obtida nas amostras é nula.

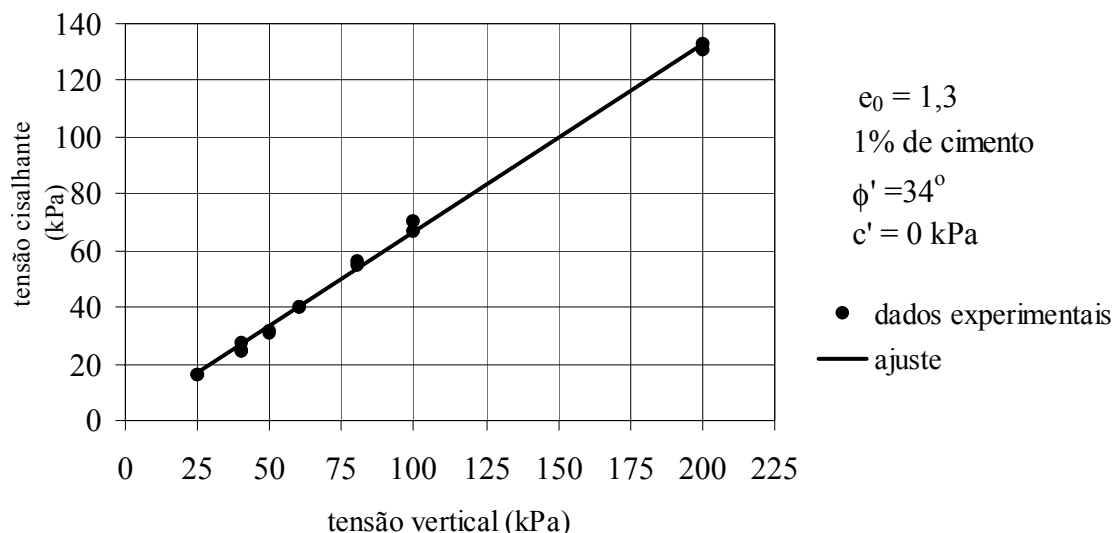


Figura 6.10 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo-cimento-poliestireno expandido.

Tabela 6.3 – 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 ( $w_i$ ) [%]	Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ )	Grau de Saturação Inicial ( $Sr_0$ ) [%]	Índice de Vazios Final ( $e_f$ )
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 6.11 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 final em torno de 0,6.

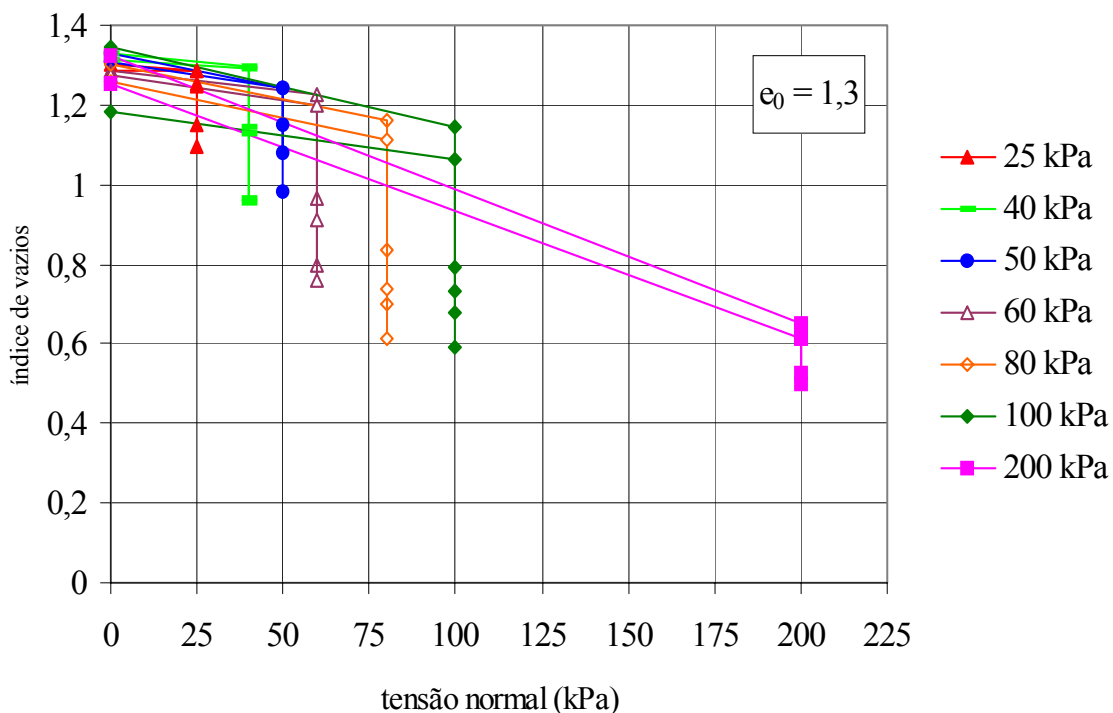


Figura 6.11 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido.

### **(b.2) Solo-Poliestireno Expandido**

Foram ensaiadas 4 amostras na configuração solo-poliestireno expandido (Figura 6.12). Alguns dos índices físicos obtidos na moldagem e após o cisalhamento dos corpos-de-prova são apresentados na Tabela 6.4. A resistência ao cisalhamento cresce com o aumento da tensão normal aplicada na amostra sem apresentar pico de resistência, como pode ser observado na Figura 6.12. E, em termos de variação volumétrica, o comportamento das amostras se apresentou compressível.

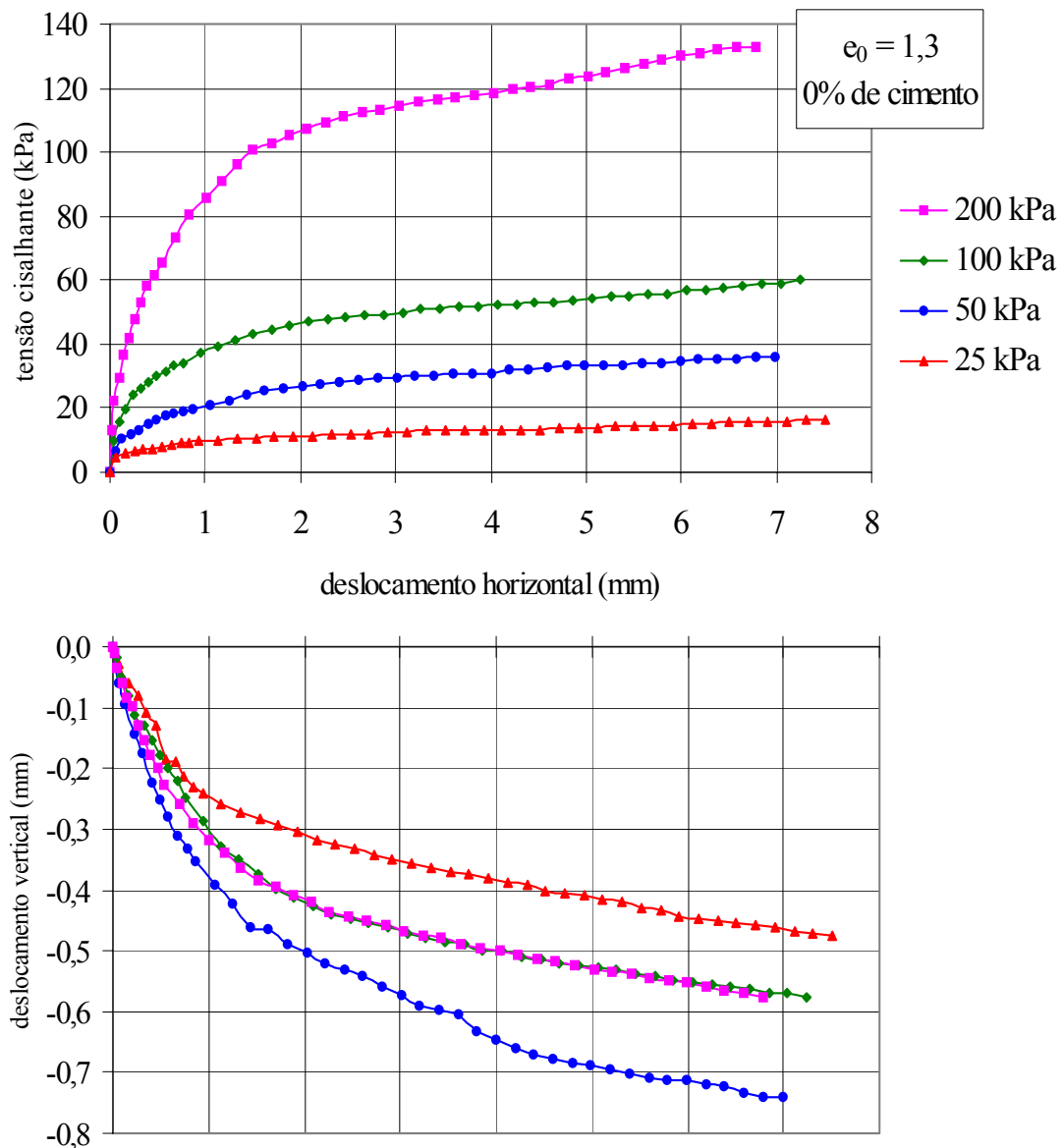


Figura 6.12 – Ensaio de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo- poliestireno expandido.

Os parâmetros de ajuste obtidos da envoltória apresentada na Figura 6.13 são:  $\phi' = 33^\circ$  e  $c' = 0 \text{ kPa}$ , obtendo-se, novamente, uma envoltória linear e com coesão nula por não possuir agente cimentante.

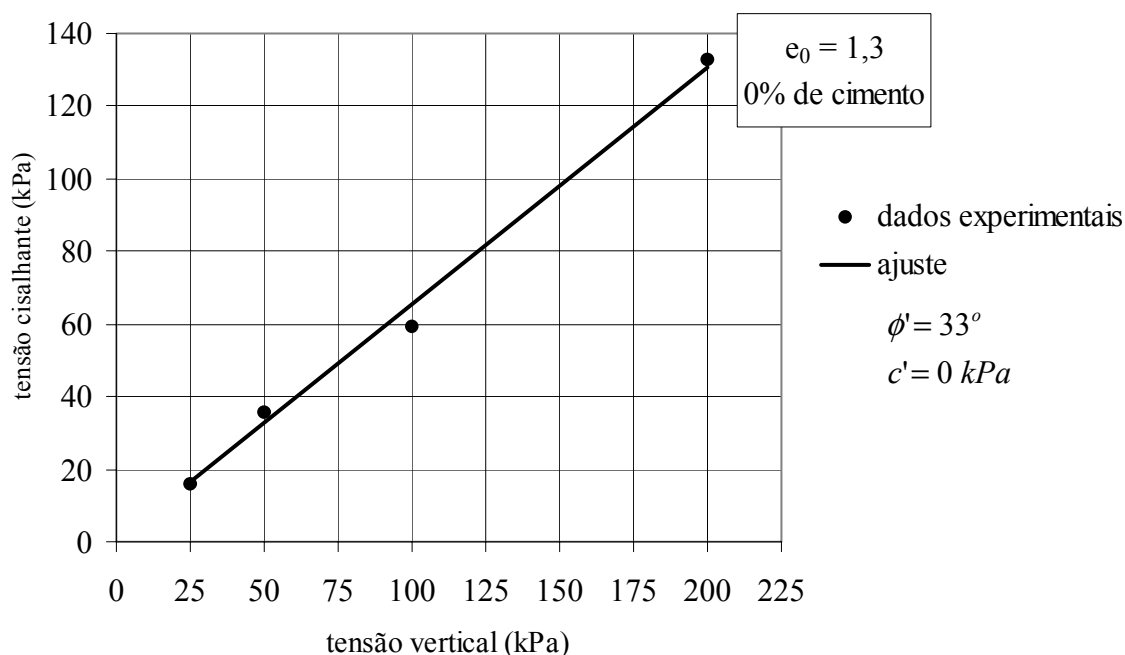


Figura 6.13 – Envoltória de ruptura obtida dos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas na configuração solo- poliestireno expandido.

Tabela 6.4 –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 ( $w_i$ ) [%]	Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ )	Grau de Saturação Inicial ( $Sr_0$ ) [%]	Índice de Vazios Final ( $e_f$ )
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

Na seqüência a representação da redução no índice de vazios nos ensaios de cisalhamento direto em amostras na configuração solo-poliestireno expandido (Figura 6.14). Conforme pode ser observado na Figura 6.14, 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.1), (a.2) e (b.1), devido ao elevado índice de vazios e a ausência de agente cimentante nesta configuração.

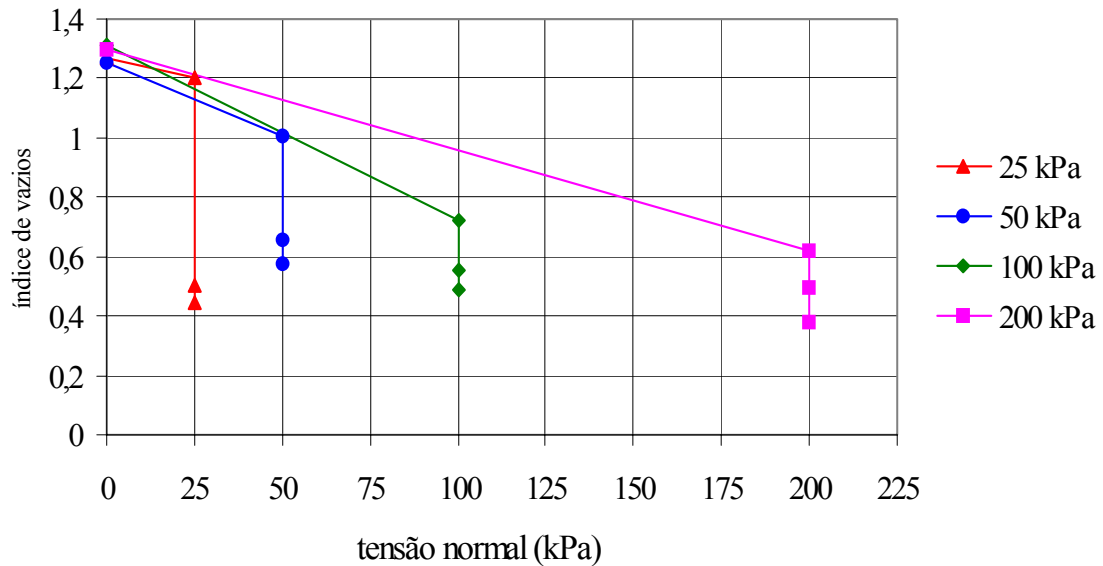


Figura 6.14 – Variação no índice de vazios durante todas etapas do ensaio de cisalhamento direto em amostras na configuração solo- poliestireno expandido.

### 6.2.1 Envoltórias de ruptura

Para determinação das envoltórias de ruptura (Figura 6.15) utilizou-se o critério da tensão cisalhante máxima obtida para cada nível de tensão, que equivale a uma deformação horizontal de aproximadamente 8 mm. A exceção foi para a configuração solo-cimento que apresentou um pico de resistência ao cisalhamento seguido de um patamar de resistência residual.

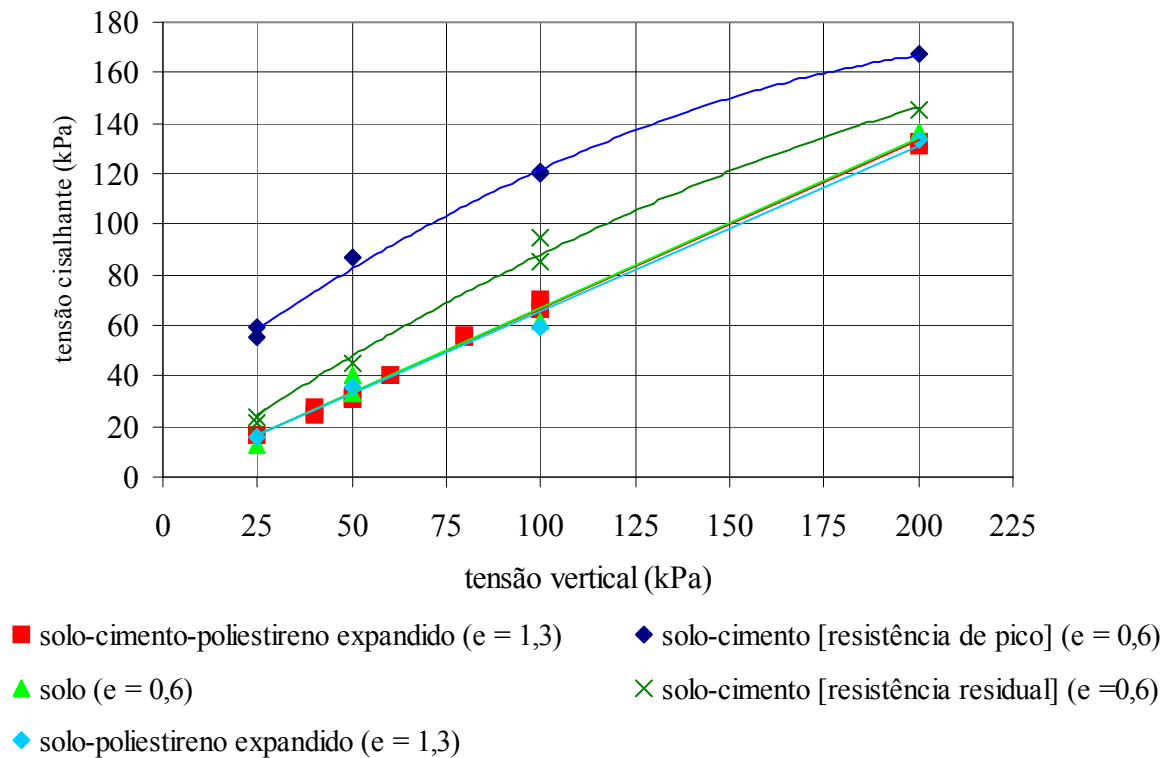


Figura 6.15 – Envoltórias de ruptura obtidas dos ensaios de cisalhamento direto para todas configurações.

Analisando-se os valores apresentados na Tabela 6.5, observa-se que a amostra de solo ( $e_0 = 0,6$ ) apresenta um valor de ângulo de atrito de  $34^\circ$ . Este valor cresce para  $40^\circ$  com a adição de cimento para o mesmo índice de vazios inicial de 0,6. Para índices de vazios elevados ( $e_0 = 1,3$ ), a adição de cimento não é suficiente para aumentar o ângulo de atrito, ou seja, o material possui estrutura metaestável que colapsa durante o ensaio de cisalhamento produzindo um valor de  $\phi'$  semelhante ao observado para amostras de solo sem cimento. 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 e aproximando a envoltória de pico da envoltória correspondente ao valor residual. As configurações solo-cimento-poliestireno expandido e solo-poliestireno expandido não apresentam coesão para índices de vazios elevados. Observa-se que para elevado índice de vazios ( $e_0 = 1,3$ ), a cimentação de 1% é totalmente destruída durante o ensaio, obtendo-se uma envoltória de ruptura linear praticamente coincidente com as envoltórias de ruptura de amostras sem cimentação com índices de vazios inicial de 1,3



e 0,6. Já para amostras cimentadas com menores índices de vazios ( $e_0 = 0,6$ ), observa-se que não ocorre a total desestruturação ao longo do ensaio.

Tabela 6.5 – Dados obtidos das envoltórias de ruptura.

Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ )	Configuração	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$c'$ (kPa)
0,6	solo	34	0
	solo-cimento (resistência residual)	(40 – 27)*	0**
	solo-cimento (resistência pico)	(40 – 26)*	38,6**
1,3	solo-cimento-poliestireno	34	0
	solo-poliestireno	33	0

\* envoltória não linear, valores de ângulo de atrito calculados em dois trechos lineares (trecho 1 – até 100 kPa e trecho 2 – de 100 a 200 kPa);

\*\* calculado em relação ao primeiro trecho (até 100 kPa) por envoltória linear.

### 6.3 Ensaios Triaxiais

Foram realizados 47 ensaios triaxiais não saturados do tipo CD (consolidado e drenado), para três índices de vazios iniciais (1,3; 1,0 e 0,8) com teor de adição de cimento de 1 e 3 %, bem como sem cimentação, em amostras moldadas pela técnica em duas etapas (sem poliestireno). Além disso, foram ensaiadas amostras reconstituídas após a cura do cimento, o arranjo estrutural obtido pela cura do cimento foi destruído (quebra das ligações entre os grãos do solo), seguido da moldagem do corpo-de-prova.

As tensões ( $\bar{p}, q$ ) foram calculadas em termos da teoria de estado crítico, onde  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  e  $\bar{p} = \frac{(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3)}{3} - u_a$ . Como  $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ , obtêm-se  $q = \sigma_d$  e  $\bar{p} = \frac{(\sigma_d + 3 \cdot \sigma_3)}{3} - u_a$ . Na Figura 6.16 está representada a envoltória de ruptura no plano

$(\bar{p}, q)$  do estado crítico, com os parâmetros característicos. A linha de drenagem do corpo-de-prova era aberta para atmosfera e não se observou saída de água das amostras durante os ensaios. Isto significa que não houve variação de umidade dos corpos-de-prova, porém sabe-se que a redução de volume nas etapas de confinamento e cisalhamento altera a sucção mátrica do corpo-de-prova. Esta variação não foi medida e portanto não pode ser considerada nas análises realizadas no presente estudo.

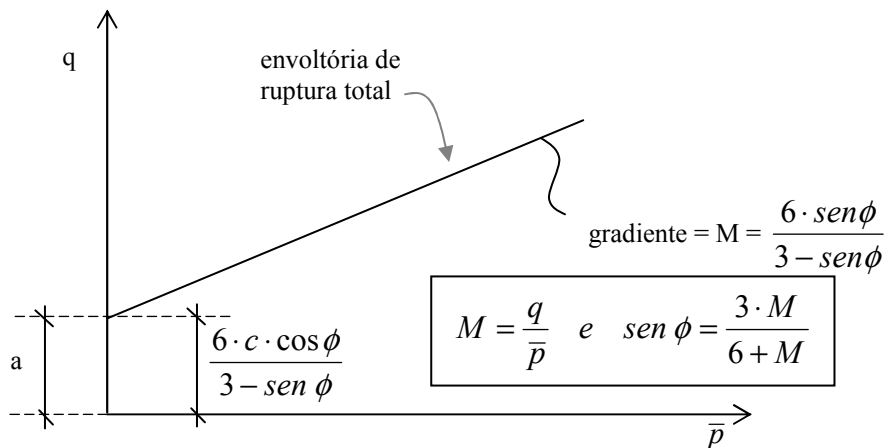


Figura 6.16 – Representação da envoltória de ruptura no plano  $(\bar{p}, q)$  do estado crítico.

A equação que representa a envoltória de ruptura total está apresentada na Figura 6.16:

$$q = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{3 - \text{sen } \phi} + \frac{6 \cdot \text{sen } \phi}{3 - \text{sen } \phi} \cdot \bar{p} \quad (\text{Equação 6.1})$$

sendo que a coesão é dada por:  $c = \frac{a \cdot (3 - \text{sen } \phi)}{6 \cdot \cos \phi}$ . (Equação 6.2)

### 6.3.1 Modo de ruptura

Segundo Prietto (1996), solos cimentados são todos aqueles solos, naturais ou artificiais, que possuem algum tipo de ligação físico-química entre suas partículas, não importando a natureza dessas ligações. Em um sentido mais amplo, o autor emprega a expressão materiais geotécnicos cimentados para os solos cimentados e também para rochas brandas de natureza sedimentar ou intemperizadas. Além disso, comenta que a

adição de cimento ao solo provoca modificações substanciais nas propriedades geotécnicas do material. Sendo que, de forma geral, a resistência e a rigidez aumentam, a compressibilidade diminui, os limites de consistência são alterados e a permeabilidade reduz nos solos granulares mas aumenta nos solos argilosos.

São dois os modos de ruptura característicos de materiais geotécnicos:

- ruptura frágil – característica de materiais muito rígidos, como solos cimentados, areias densas, argilas fortemente adensadas, que é acompanhada por uma queda brusca da resistência após a ruptura e pela formação de planos bem definidos de ruptura;

- ruptura dúctil – característica de areias fofas e argilas moles, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa de resistência após a tensão máxima desvio.

As Figuras 6.17 e 6.18 mostram algumas amostras cimentadas (1 e 3% de teor de cimento) com índice de vazios inicial de 0,8 e 1,0 rompidas em ensaios triaxiais. Nota-se a formação de plano de ruptura perfeitamente definidos em todos os corpos-de-prova cimentados ensaiados. Estas amostras apresentaram uma queda significativa da tensão desvio após a ruptura, caracterizando claramente a ruptura do tipo frágil.



(a)  $e_0 = 0,8$ ;  $c_0 = 1\%$



(b)  $e_0 = 0,8$ ;  $c_0 = 3\%$

Figura 6.17 – Fotografia do modo de ruptura de amostras cimentadas (1 e 3% de cimento) ensaiadas, com índice de vazios inicial igual a 0,8.

(a)  $e_0 = 1,0$ ;  $c_0 = 1\%$ (b)  $e_0 = 1,0$ ;  $c_0 = 3\%$ 

Figura 6.18 – Fotografia do modo de ruptura de amostras cimentadas (1 e 3% de cimento) ensaiadas, com índice de vazios inicial igual a 1,0.

A Figura 6.19 mostra a representação esquemática do plano de ruptura apresentada por Lambe e Withman (1979).

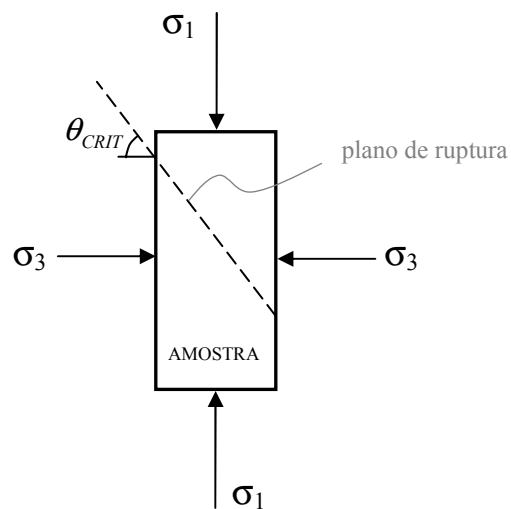


Figura 6.19 – Representação esquemática do plano de ruptura (Lambe e Withman, 1979).

A Figura 6.20 exibe algumas amostras ensaiadas triaxialmente que não possuíam cimentação. Nestas amostras não houve a formação de um plano de ruptura definido, nem tampouco uma queda acentuada na tensão desvio após a ruptura, caracterizando-se em uma ruptura do tipo dúctil.

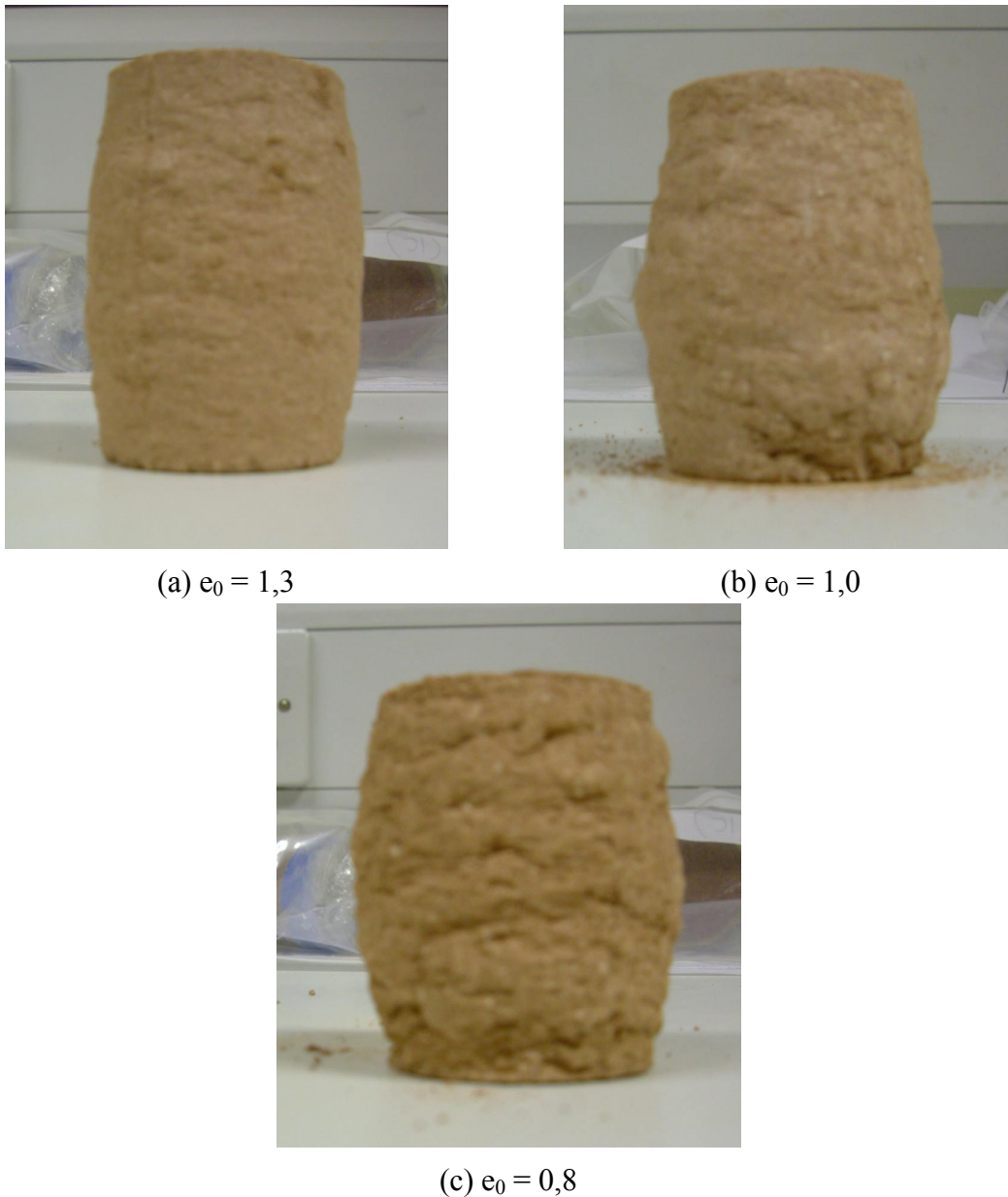


Figura 6.20 – Fotografia do modo de ruptura de amostras sem cimentação ensaiadas, para diferentes índices de vazios iniciais ( $e_0 = 1,3; 1,0$  e  $0,8$ ).

O modo de ruptura das amostras triaxiadas apresentou uma forte influência do nível de tensões e da cimentação inicial. Além disso, com o aumento do grau de cimentação tem-se um comportamento apresentando ruptura cada vez mais frágil. E, a correlação inversa, quando do aumento da tensão efetiva média inicial. O efeito da cimentação sobre o modo de ruptura depende do nível de tensões atuante, analisa Prietto (1996). Para baixas tensões, o efeito da cimentação é muito grande, enquanto que para tensões elevadas, o modo de ruptura dúctil independe da cimentação.

Coop e Atkinson (1993) observaram que o solo cimentado apresenta um ponto de plastificação mais pronunciado em relação ao solo não cimentado e que, segundo Allman e Poulos (1988) citados pelos autores, este cresce com o aumento da cimentação. Leroueil e Vaughan (1990) sugerem que com o aumento do grau de cimentação e do índice de vazios, nota-se que o ponto de plastificação torna-se cada vez mais abrupto. E que a magnitude da tensão de plastificação e a forma da superfície de plastificação refletem a influência do índice de vazios inicial e da cimentação do solo.

### 6.3.2 Curvas tensão-deformação

As Figuras 6.21 a 6.31, a seguir, apresentam as curvas tensão-deformação plotadas no espaço tensão desvio (em kPa),  $q$ , *versus* deformação axial (em porcentagem),  $E_a$ , para amostras com índice de vazios inicial de 1,3; 1,0 e 0,8 e teores de adição de cimento de 1 e 3%, bem como, sem cimentação e amostras reconstituídas.

A Figura 6.21 apresenta o resultado de 6 ensaios em amostras com índice de vazios inicial de 1,3 e cimentação de 1%. As amostras foram ensaiadas com tensões confinantes de 50, 100, 150 e 200 kPa. Observa-se que quanto maior a tensão de confinamento aplicada ao corpo-de-prova, maior a resistência máxima (tensão desvio máxima) observada. Para a tensão de confinamento de 50 kPa, observa-se um comportamento mais rígido que as outras amostras, aparentemente linear, no início do ensaio, a pequenas deformações, até uma deformação axial de aproximadamente 1%, correspondente a uma tensão desvio de aproximadamente 40 kPa. Para os demais ensaios executados, com tensão de confinamento aplicada maior que 50 kPa, observou-se um aumento da rigidez inicial com o aumento da tensão confinante aplicada. Em algumas amostras, observa-se uma redução progressiva na tensão desvio para grandes deformações. Para estes valores elevados de deformação axial (em torno de 40%) as amostras apresentam um plano de ruptura evidente e, por este motivo, sugere-se que os valores de resistência representem valores residuais (i.e. próximos à condição de estado crítico).

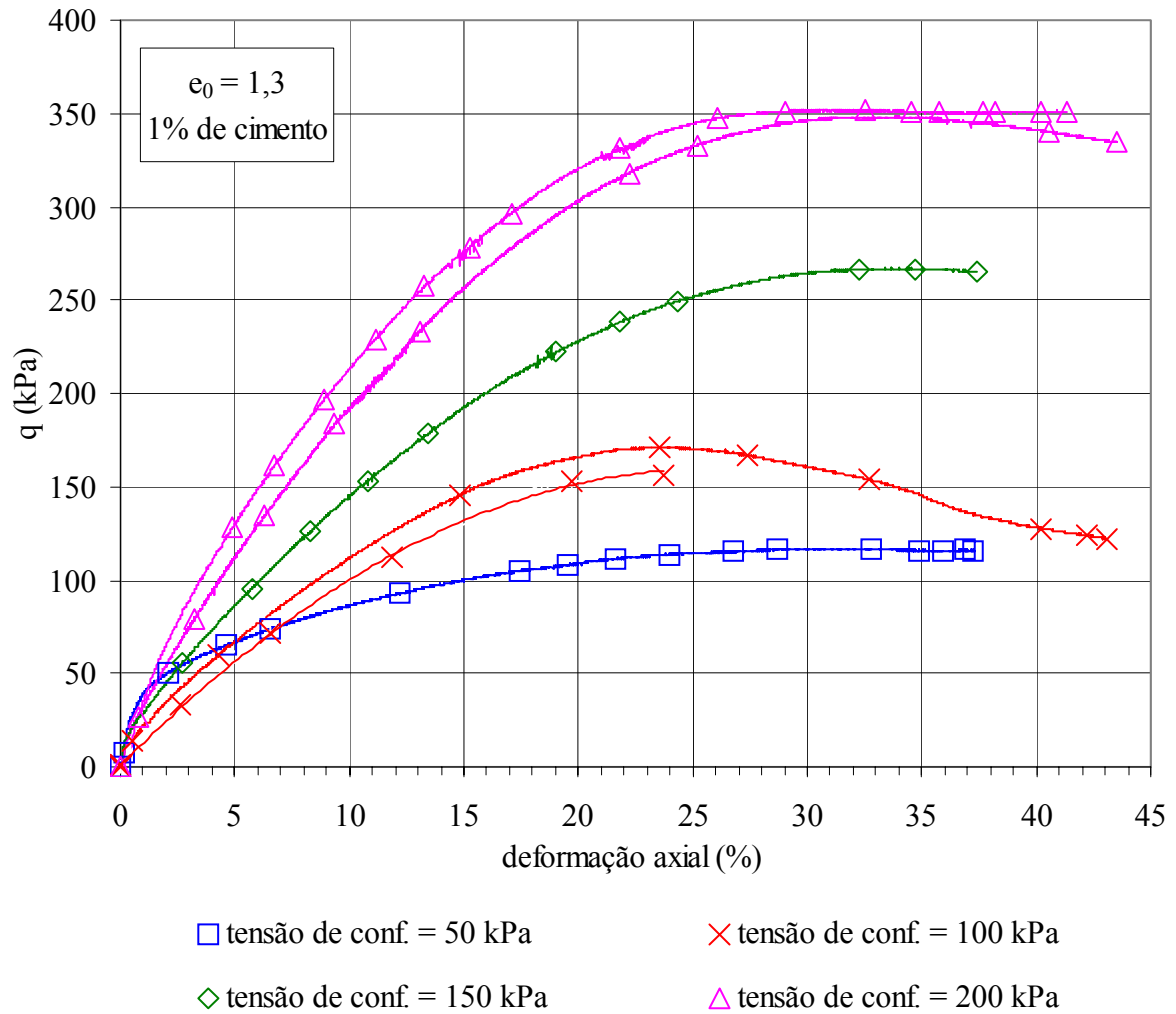
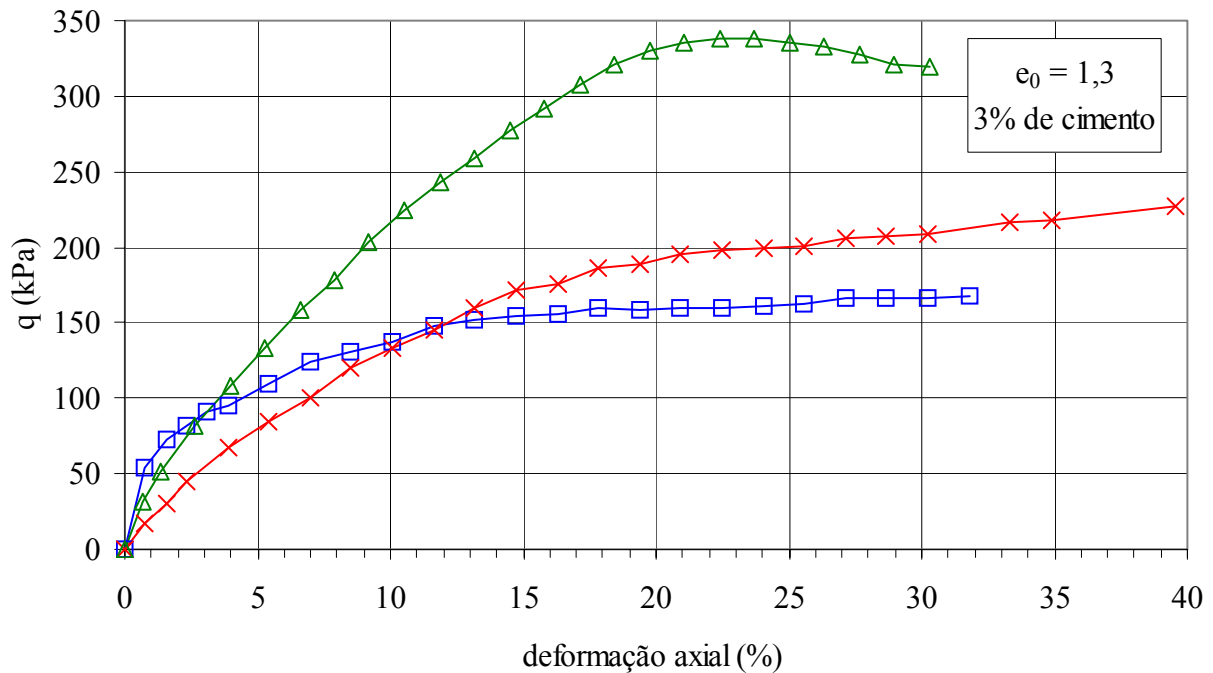


Figura 6.21 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,3$  e 1% de adição de cimento para tensões de confinamento de 50, 100, 150 e 200 kPa.

A Figura 6.22 apresenta o resultado de 3 ensaios triaxiais em amostras com índice de vazios inicial de 1,3 e teor de adição de cimento de 3%. A rigidez inicial das amostras é semelhante àquela observada anteriormente nas amostras com 1% de teor de cimento – maior rigidez inicial na amostra confinada a 50 kPa. Para tensões confinantes superiores ocorre a quebra de estrutura durante a aplicação das tensões de confinamento e, para estas amostras desestruturadas, a rigidez aumenta com o aumento das tensões confinantes. As amostras ensaiadas com tensão confinante de 50 e 100 kPa não apresentam pico definido enquanto que a amostra submetida a 200 kPa exibe uma redução na tensão desviadora após o pico (*strain-softening*). Este comportamento contrasta com a possível quebra da estrutura cimentante durante as etapas de confinamento e cisalhamento.

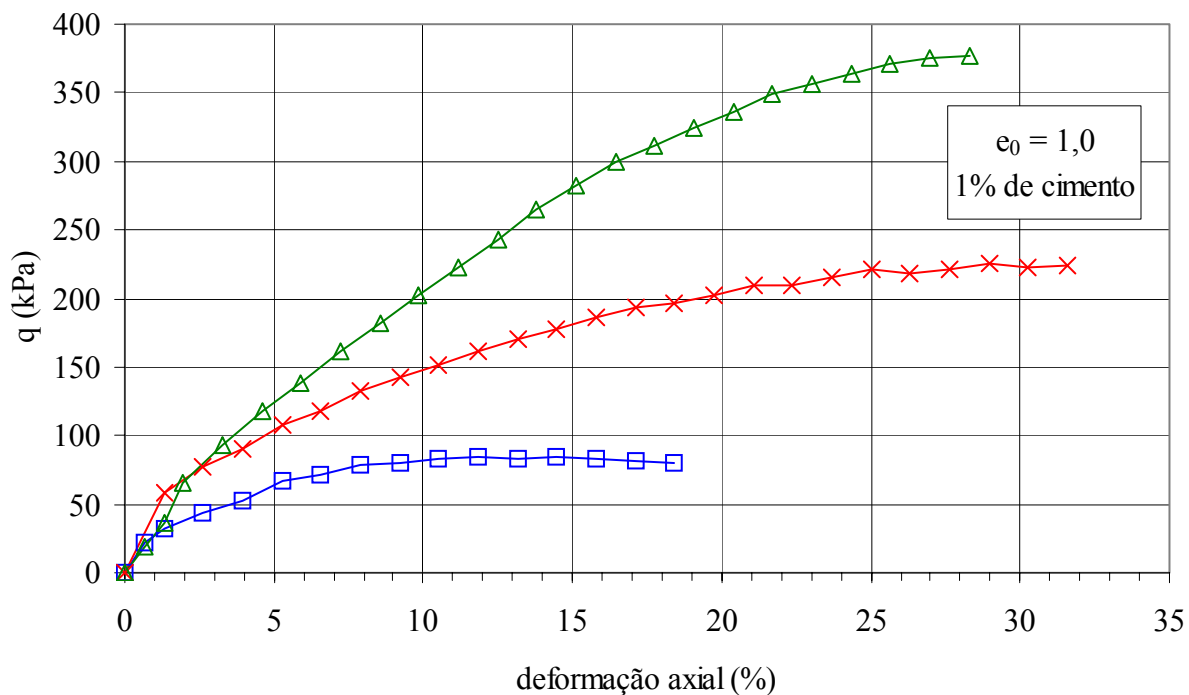


—□— tensão de conf. = 50 kPa —×— tensão de conf. = 100 kPa —△— tensão de conf. = 200 kPa

Figura 6.22 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,3$  e 3% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

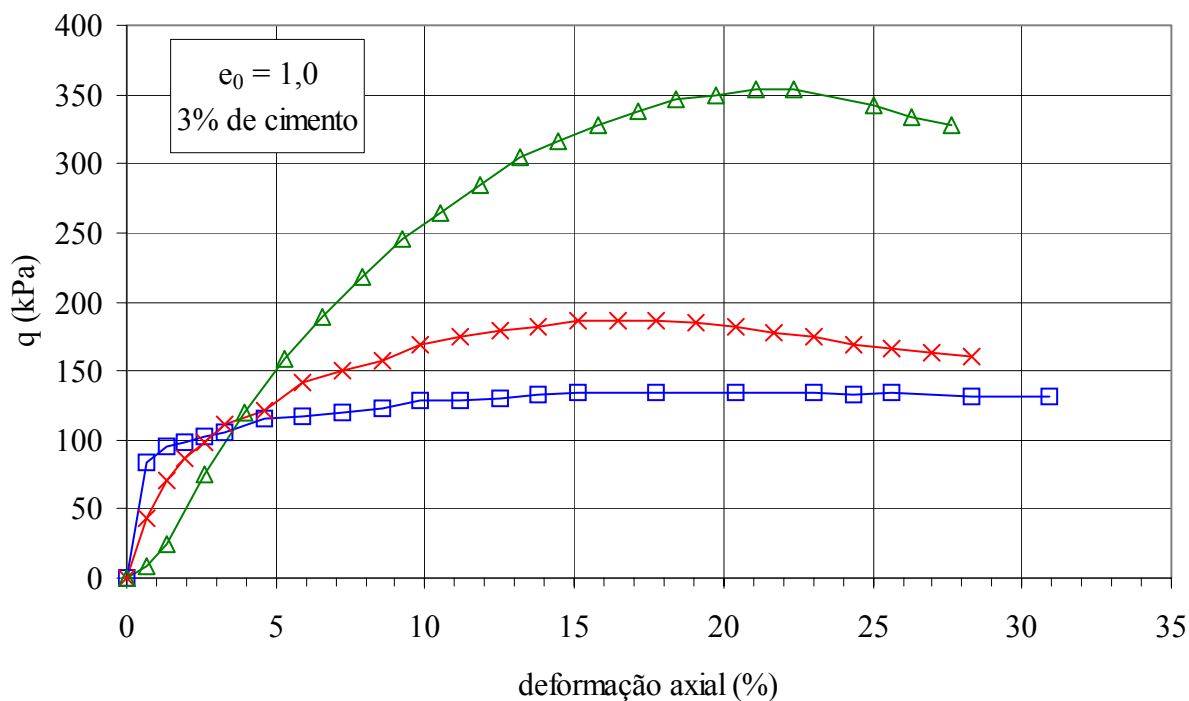
As curvas tensão-deformação das amostras moldadas com índice de vazios de 1,0 e cimentação de 1% e 3% são apresentadas nas Figuras 6.23 e 6.24 respectivamente. O comportamento das amostras é bastante semelhante para os dois níveis de cimentação estudados. A rigidez inicial cresce com o aumento das tensões confinantes (50 e 100 kPa). Observa-se no entanto uma redução acentuada da rigidez com o aumento das tensões para 200 kPa que, mais uma vez, deve estar associada à quebra da estrutura durante a aplicação das tensões confinantes. As curvas apresentam, em geral, uma ligeira redução nas tensões desviadoras para elevados níveis de deformações axiais.





—□— tensão de conf. = 50 kPa    —×— tensão de conf. = 100 kPa    —△— tensão de conf. = 200 kPa

Figura 6.23 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,0$  e 1% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.



—□— tensão de conf. = 50 kPa    —×— tensão de conf. = 100 kPa    —△— tensão de conf. = 200 kPa

Figura 6.24 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,0$  e 3% de adição de cimento para tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa.

A Figura 6.25 apresenta as curvas tensão-deformação de amostras sem cimentação com índice de vazios inicial igual a 1,0. Observa-se um aumento gradual da tensão desviadora com o aumento da tensão confinante aplicada. Os ensaios com tensão confinante de 100 e 200 kPa, apresentaram um pico de tensão desvio máxima, acompanhado de uma redução gradual nas tensões.

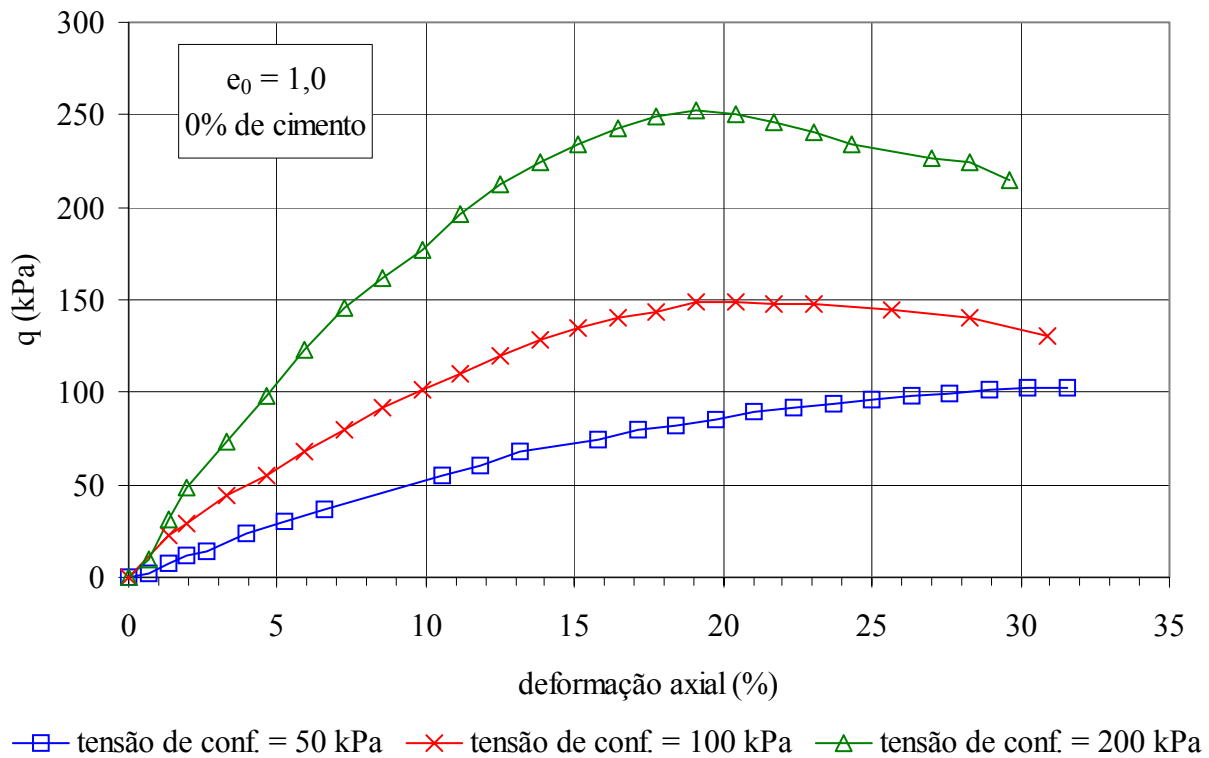
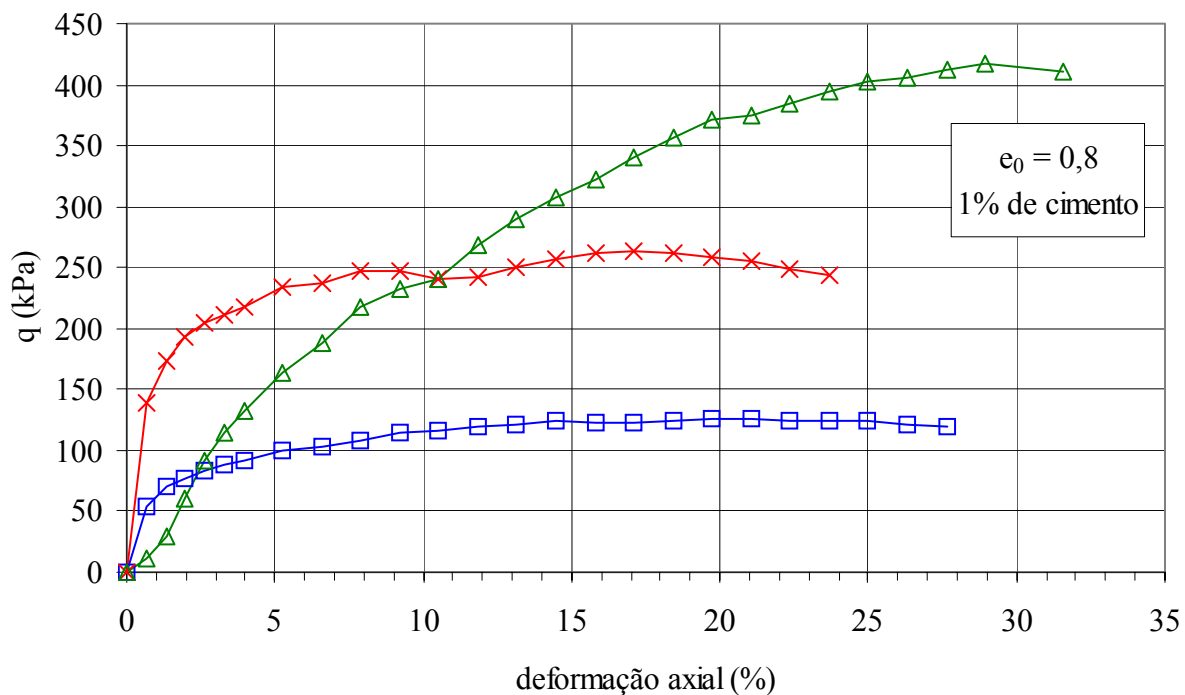


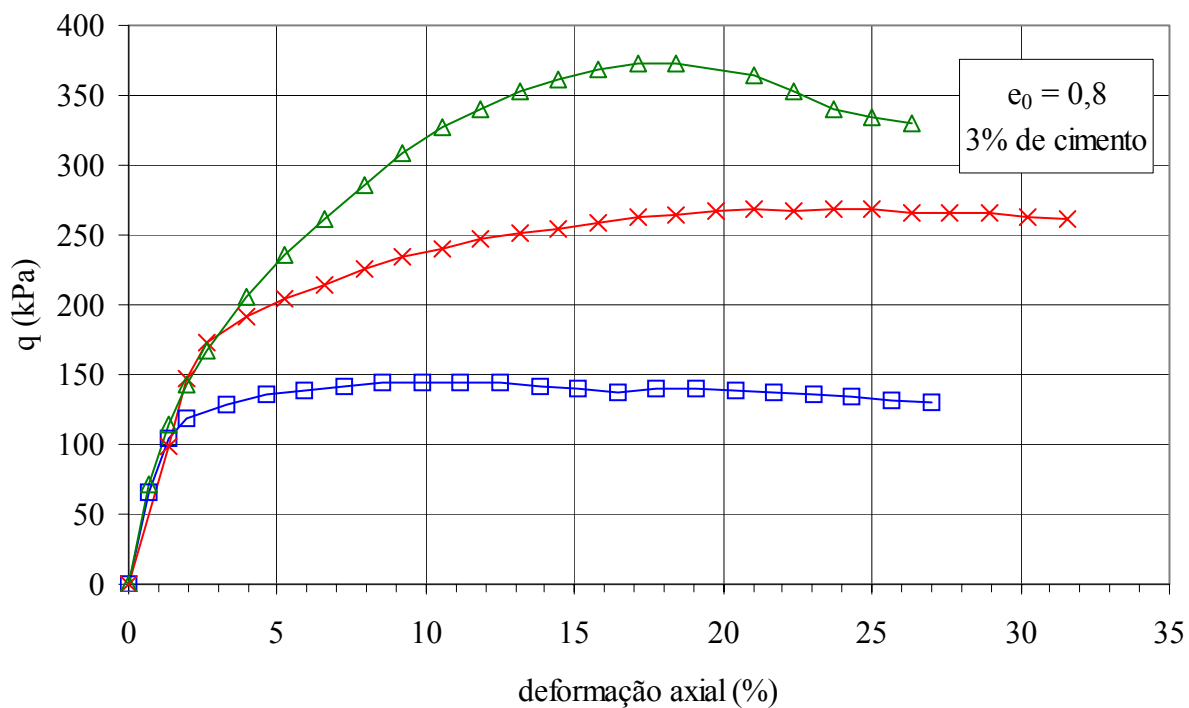
Figura 6.25 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,0$  e sem cimentação para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

As curvas tensão-deformação apresentadas nas Figuras 6.26 e 6.27 obtidas de amostras com o mesmo índice de vazios inicial de 0,8 e com 1% e 3% de cimento respectivamente. Observa-se uma rigidez inicial bastante elevada, aparentemente linear, para todos os níveis de tensão de confinamento, com exceção da tensão confinante de 200 kPa para a amostra com 1% de cimentação. Nesta condição, ocorre a quebra da estrutura cimentante durante a fase isotrópica de aplicação das tensões de confinamento. Os resultados mostrados nas figuras não apresentam um valor de pico evidente, com exceção do ensaio com tensão confinante de 200 kPa, para a amostra com 3% de cimento.



□ tensão de conf. = 50 kPa    × tensão de conf. = 100 kPa    ▲ tensão de conf. = 200 kPa

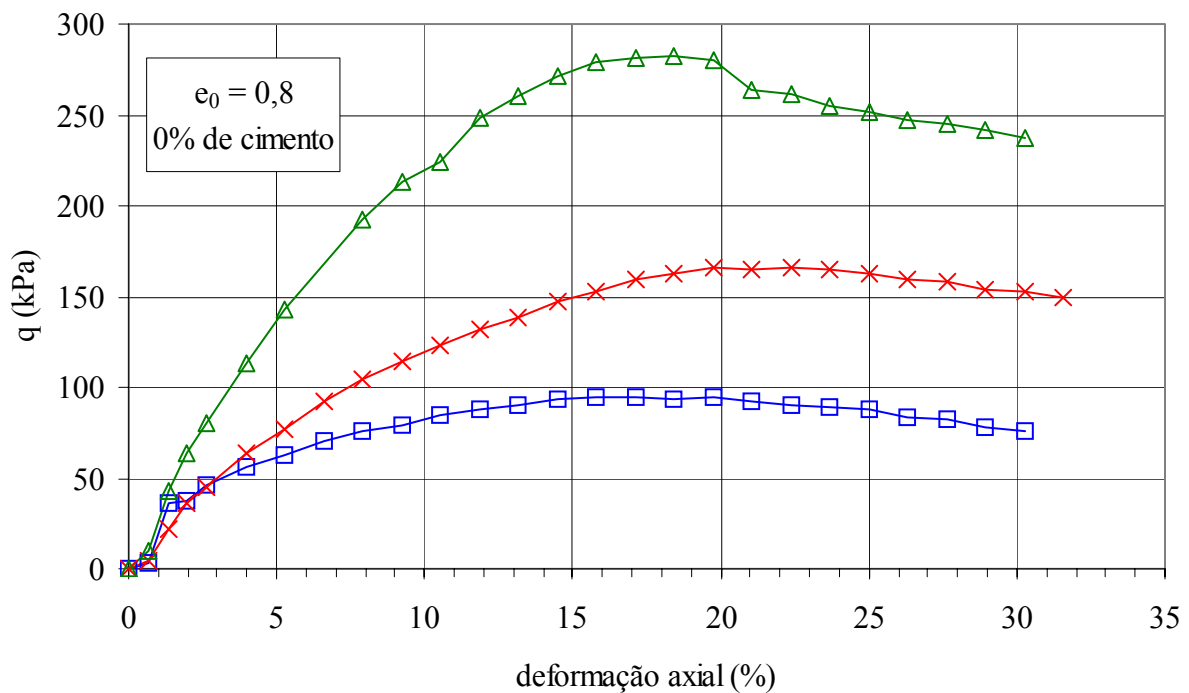
Figura 6.26 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 0,8$  e 1% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.



□ tensão de conf. = 50 kPa    × tensão de conf. = 100 kPa    ▲ tensão de conf. = 200 kPa

Figura 6.27 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 0,8$  e 3% de adição de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

Na Figura 6.28 observam-se as curvas tensão-deformação de 3 corpos-de-prova sem cimentação e com índice de vazios inicial de 0,8. Nos 3 ensaios, observa-se um aumento gradativo da rigidez inicial e da tensão desvio com o aumento da deformação axial. No ensaio com tensão de confinamento de 200 kPa, observa-se uma redução mais significativa no valor da tensão desvio após o máximo valor obtido, em relação aos demais ensaios.



—□— tensão de conf. = 50 kPa —×— tensão de conf. = 100 kPa —△— tensão de conf. = 200 kPa

Figura 6.28 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 0,8$  e sem cimentação para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

As Figuras 6.29, 6.30 e 6.31 correspondem às curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas. Após a cura do cimento (7 dias – tempo adotado como padrão) com teor de adição de cimento de 1 ou 3%, a estrutura foi destruída (quebra das ligações entre partículas do solo por efeito da cimentação), após a desestruturação do material, este foi moldado e ensaiado. As amostras possuem a parcela de finos do cimento, gerada pela adição inicial do cimento, porém sem efeito de cimentação entre partículas do solo.

As Figuras 6.29 e 6.30 mostram as curvas tensão-deformação de corpos-de-prova reconstituídos com o mesmo índice de vazios inicial de 1,0 e teor de adição de cimento antes da desestruturação do material igual a 1% e 3%. Observa-se para os

ensaios com tensão de confinamento de 50 kPa uma rigidez inicial superior em relação aos demais ensaios com tensão confinante de 100 e 200 kPa. As amostras ensaiadas com tensão confinante de 100 kPa apresentaram menor rigidez inicial em relação aos demais ensaios. Nota-se valores significativamente superiores da máxima tensão desvio obtida, para a tensão de confinamento de 200 kPa, em relação às curvas das tensões confinantes menores.

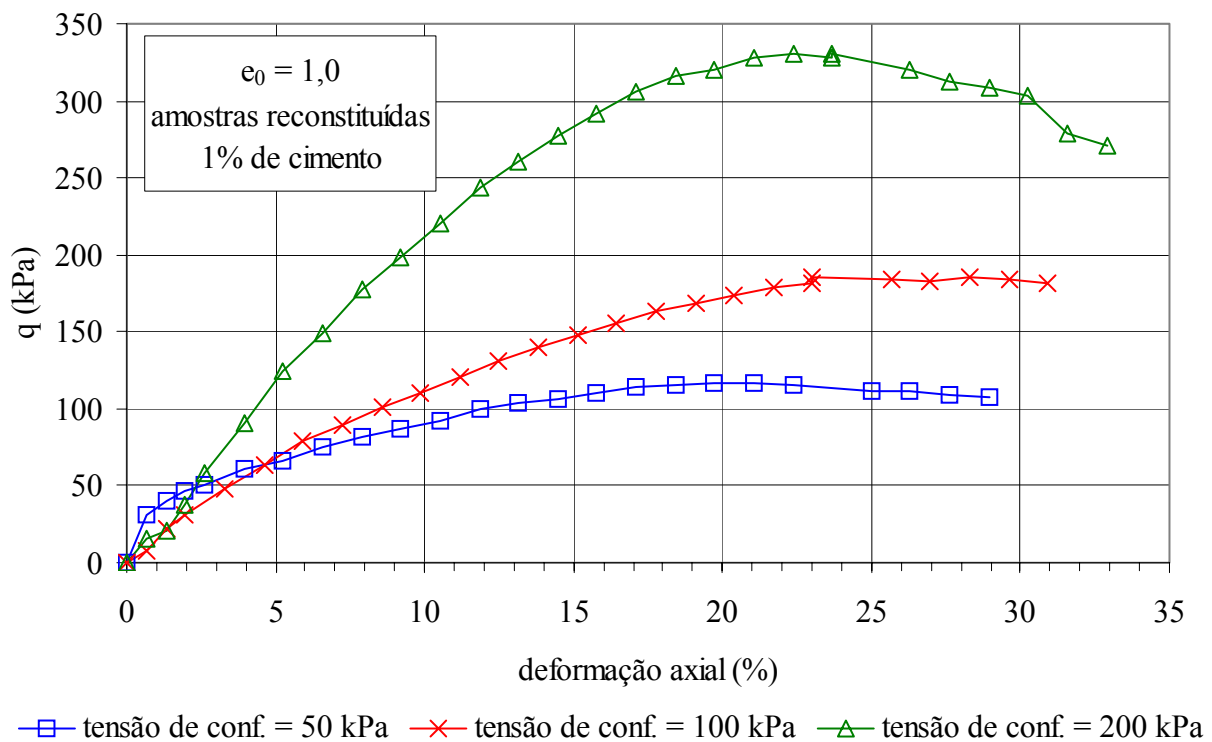


Figura 6.29 – Curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas com  $e_0 = 1,0$  e 1% de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

A Figura 6.31 apresenta as curvas tensão-deformação correspondentes a 2 corpos-de-prova reconstituídos com índice de vazios igual a 0,8 e teor de adição de cimento de 1 e 3%. O formato das duas curvas é similar até a deformação axial de aproximadamente 15%. A amostra com 3% de cimentação, após 15% de deformação axial, apresenta uma redução na tensão desvio. Enquanto que a amostra com 1% de cimentação apresenta um contínuo aumento da tensão desvio até aproximadamente 24% de deformação axial.

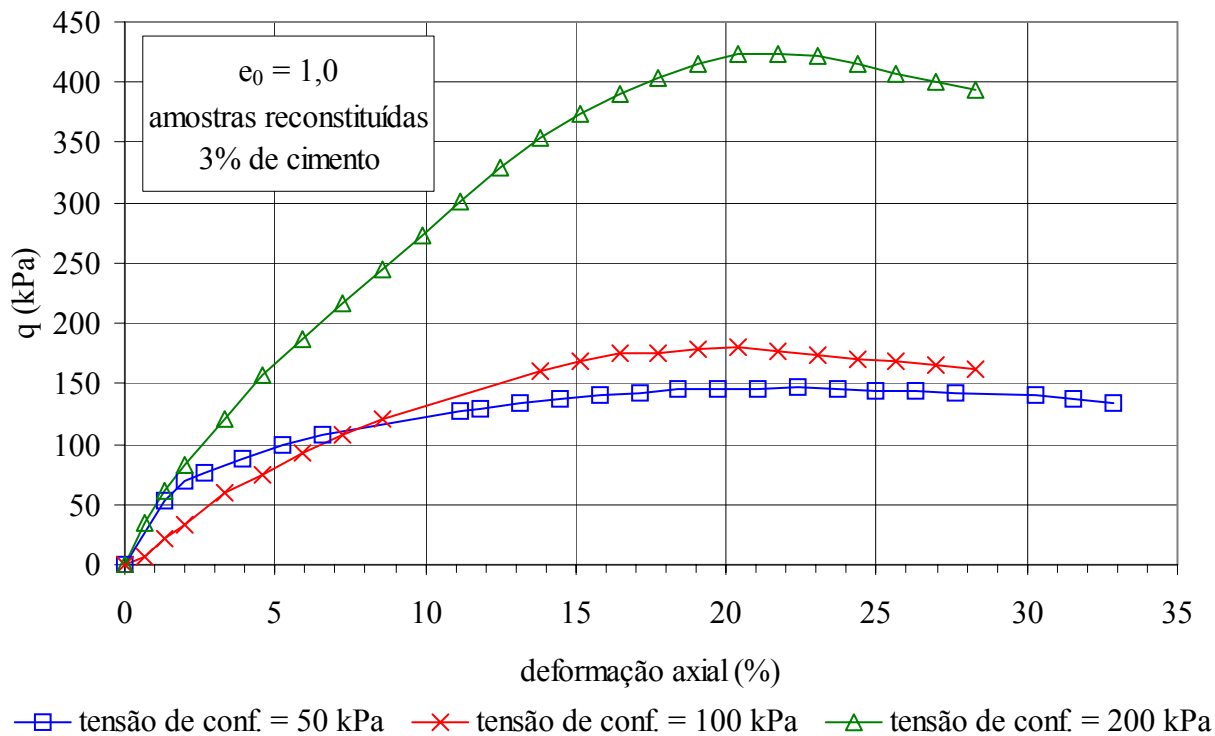


Figura 6.30 – Curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas com  $e_0 = 1,0$  e 3% de cimento para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

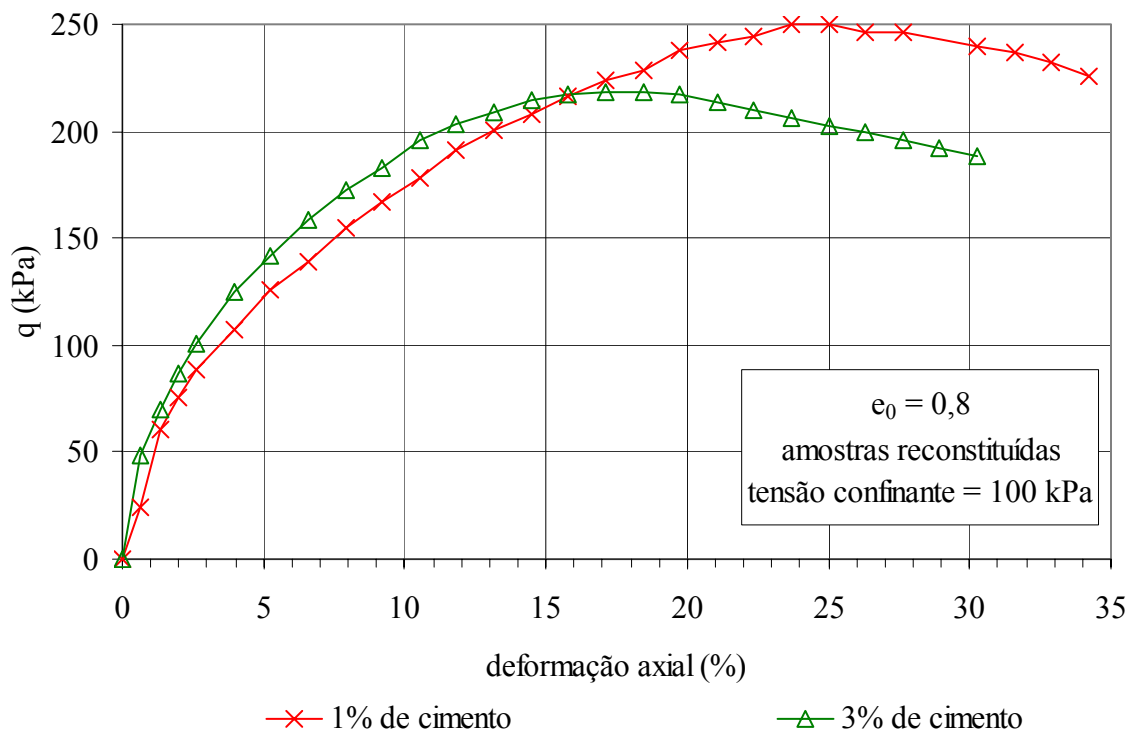


Figura 6.31 – Curvas tensão-deformação de amostras reconstituídas com  $e_0 = 0,8$  e 1% e 3% de cimento para tensão de confinamento de 100 kPa.

Embora as amostras fossem reconstituídas observa-se ainda que a rigidez inicial das amostras confinadas a 50 kPa é superior às outras amostras ensaiadas com tensão confinante de 100 e 200 kPa. Esta evidência sugere a existência de parte da estrutura mesmo após sua desestruturação, como também foi observado por Coop e Atkinson (1993) e Baudet e Stallesbrass (2003 e 2004).

As Tabelas 6.6, 6,7 6,8 e 6,9 apresentam os índices físicos das amostras ensaiadas apresentadas nas Figuras 6.21 até 6.31.

Tabela 6.6 – Índices físicos das amostras ensaiadas com teor de cimento de 1%.

teor de cimentação	$e_0$	tensão confinante (kPa)	$w_i$ (%)
1 %	1,3	50	17,30
		100	16,95
		100	16,89
		150	16,95
		200	17,86
		200	16,28
	1,0	50	16,71
		100	17,78
		200	16,89
	0,8	50	17,49
		100	16,67
		200	17,50

Tabela 6.7 – Índices físicos amostras ensaiadas com teor de cimento de 3%.

teor de cimentação	$e_0$	tensão confinante (kPa)	$w_i$ (%)
3 %	1,3	50	16,67
		100	17,11
		200	17,48
	1,0	50	17,38
		100	16,67
		200	17,08
	0,8	50	16,01
		100	17,00
		200	17,22

Tabela 6.8 – Índices físicos das amostras ensaiadas sem cimentação.

teor de cimentação	$e_0$	tensão confinante (kPa)	$w_i$ (%)
0 %	1,0	50	17,86
		100	17,02
		200	17,09
	0,8	50	17,27
		100	16,41
		200	17,64

Tabela 6.9 – Índices físicos das amostras reconstituídas ensaiadas.

teor de cimentação	$e_0$	tensão confinante (kPa)	$w_i$ (%)
1 %	1,0	50	16,03
		100	15,17
		100	15,55
		200	15,92
	0,8	100	16,42
3 %	1,0	50	15,53
		100	16,10
		100	16,46
		200	16,85
	0,8	100	16,00
		100	16,94

As Figuras 6.32 a 6.34 apresentam o efeito do teor de cimentação para cada um dos índices de vazios estudados ( $e_0 = 1,3; 1,0$  e  $0,8$  respectivamente). A nível qualitativo, observa-se que a rigidez inicial é fortemente afetada pelo nível de tensões, pela estrutura criada pelo teor de cimentação e desestruturação (na fase de compressão isotrópica).

Para a tensão de confinamento de 50 kPa, Figura 6.32 (a), observa-se que ambas as curvas tensão-deformação possuem formato similar, sem pico de tensão desvio, apresentando maior rigidez inicial a amostra com cimentação de 3%. A amostra com cimentação de 3% apresentou uma máxima tensão desvio 48 % maior que a máxima tensão desvio observada para a amostra com cimentação de 1%. Analisando-se a Figura 6.32 (b), tensão confinante de 100 kPa, nota-se uma rigidez inicial maior para a amostra com cimentação de 3% e um formato na curva tensão-deformação distinto. Para a tensão confinante de 200 kPa, Figura 6.32 (c), observa-se uma rigidez inicial bastante



semelhante entre as duas amostras, sendo um pouco superior para amostra com 3% de cimentação. Ambas amostras apresentam um comportamento similar até uma deformação axial de aproximadamente 20%. Após esta deformação, a amostra com 3% de cimentação mostra uma redução na tensão desvio, enquanto que a amostra com cimentação de 1% apresentou um patamar de resistência até aproximadamente 40% de deformação axial.

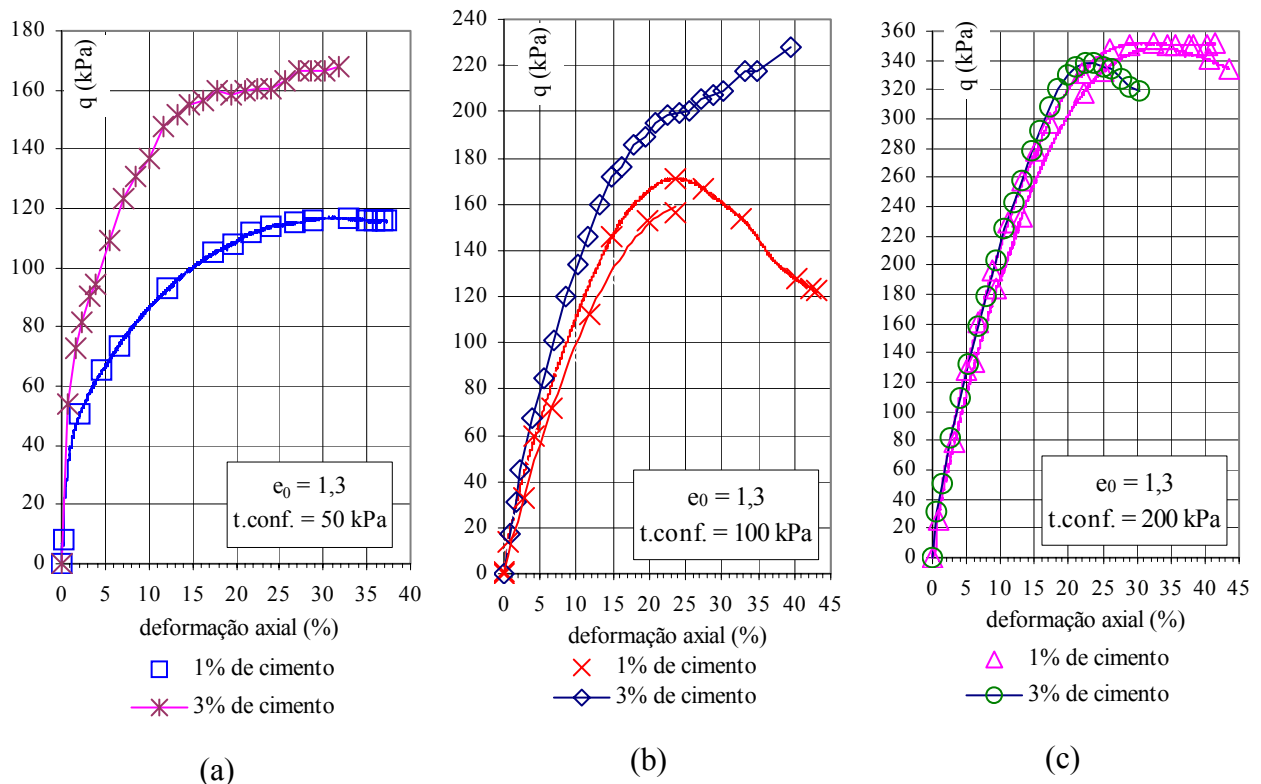


Figura 6.32 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,3$  e 1 e 3% de cimentação: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.

Analisando-se os resultados apresentados para a tensão de confinamento de 50 kPa, Figura 6.33 (a), nota-se um aumento gradual na rigidez inicial, quanto maior o valor da cimentação. E, no caso da amostra sem cimentação, nota-se um comportamento bastante compressível a pequenas deformações. Para as tensões confinantes de 100 e 200 kPa, Figura 6.33 (b) e (c), observa-se um formato semelhante nas curvas para um mesmo nível de cimentação. As amostras sem cimentação apresentaram uma máxima tensão desvio significativamente menor que as demais amostras com cimentação (1 e 3%).

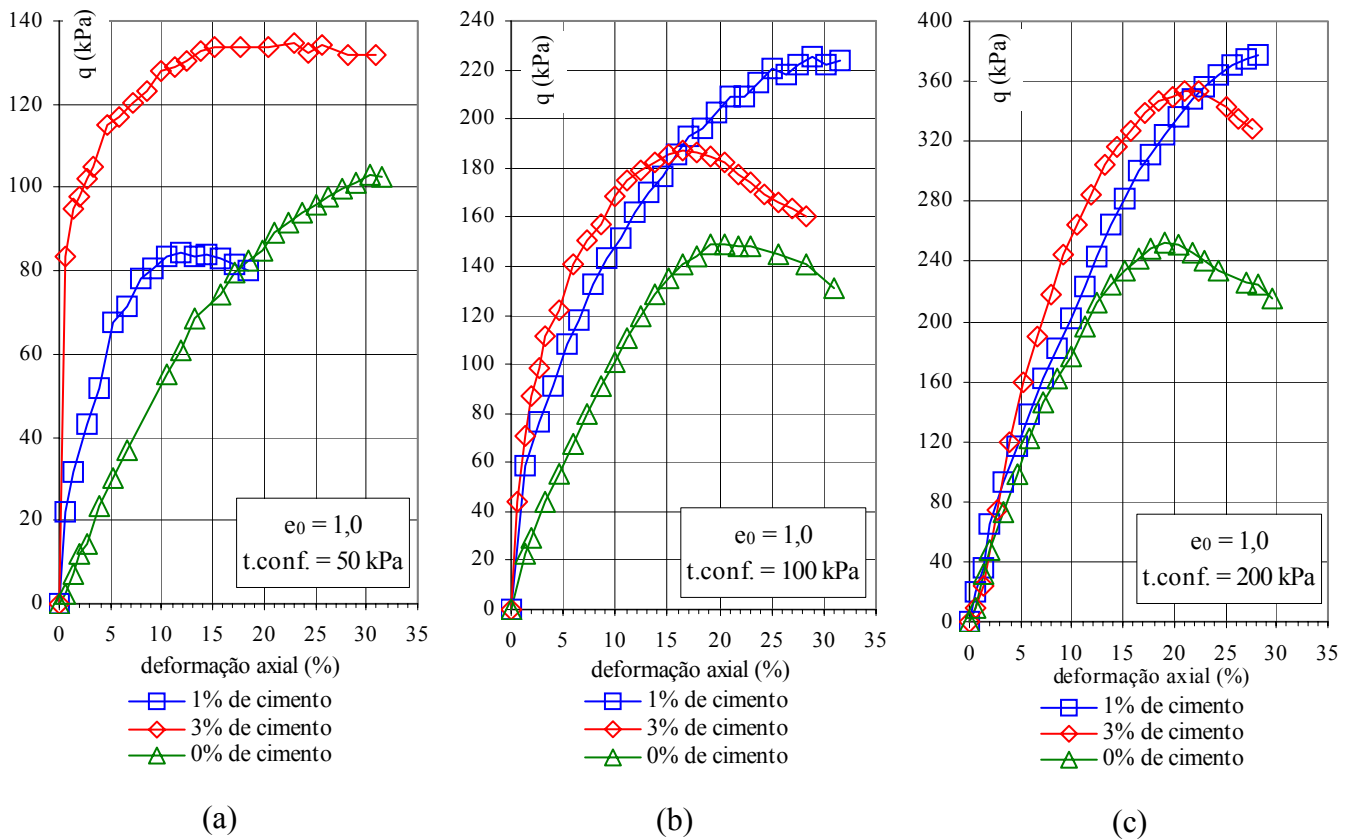


Figura 6.33 – Curva tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 1,0$  e 0, 1 e 3% de cimentação: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.

A Figura 6.34 apresenta as curva tensão de formação para três níveis de tensão confinante (50, 100 e 200 kPa), comparando-se as amostras com cimentação de 1 e 3% e sem cimentação para um índice de vazios inicial de 0,8. É notável a influência da parcela de cimentação na resistência obtida das amostras. Mesmo para as amostras com apenas 1% de teor de adição de cimento, nota-se uma máxima tensão desvio muito superior àquela obtida nas amostras sem cimentação. Já a adição de cimento de 1 ou 3%, não causa uma diferença tão significativa na resistência do material.

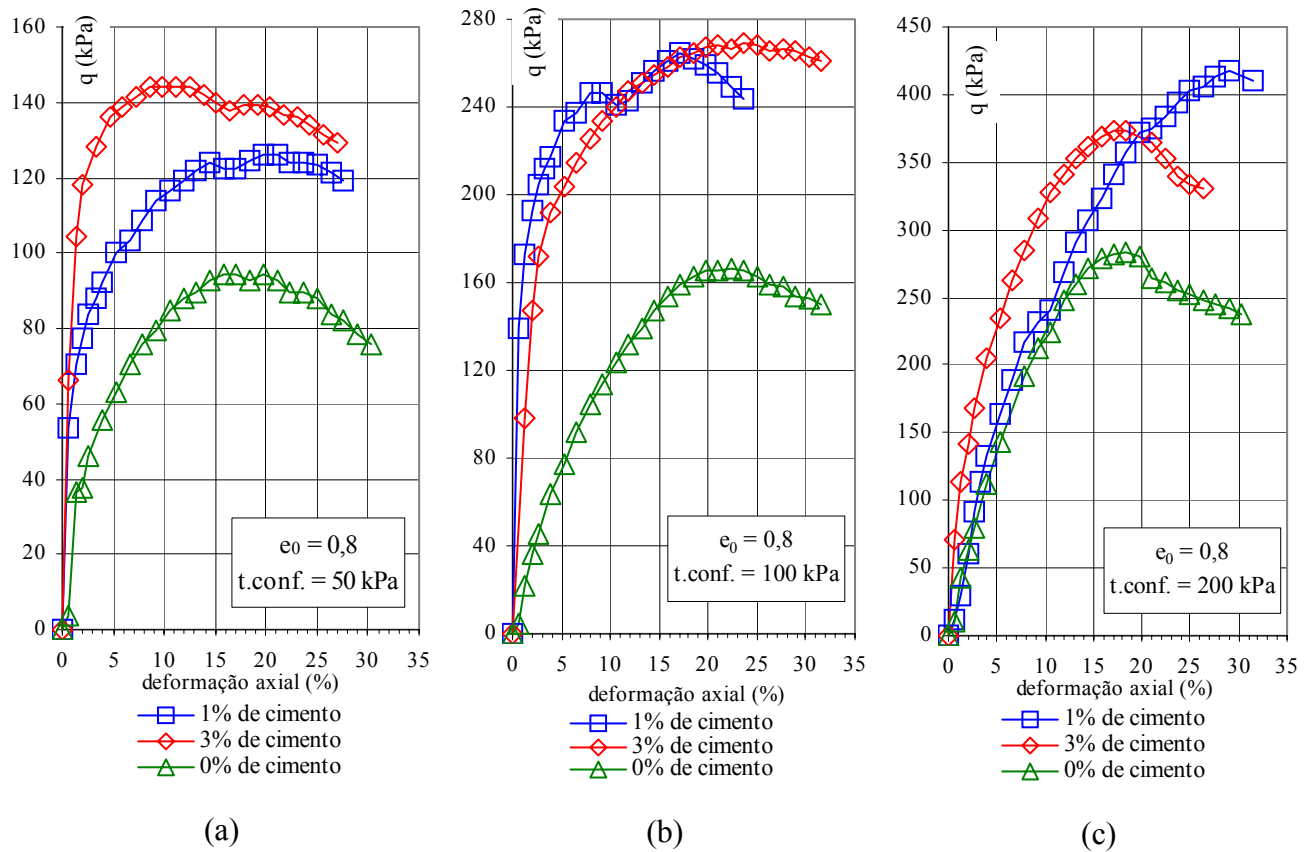


Figura 6.34 – Curva tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 0,8$  e 0, 1 e 3% de cimentação: (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.

A análise da Figura 6.35 possibilita a comparação da influência do índice de vazios ( $e_0 = 1,3$ ; 1,0 e 0,8) em amostras cimentadas (1% de teor de adição de cimento). Para as tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa, Figura 6.35 (a), (b) e (c), fica evidente que quanto menor o índice de vazios da amostra, maior a máxima tensão desvio obtida.

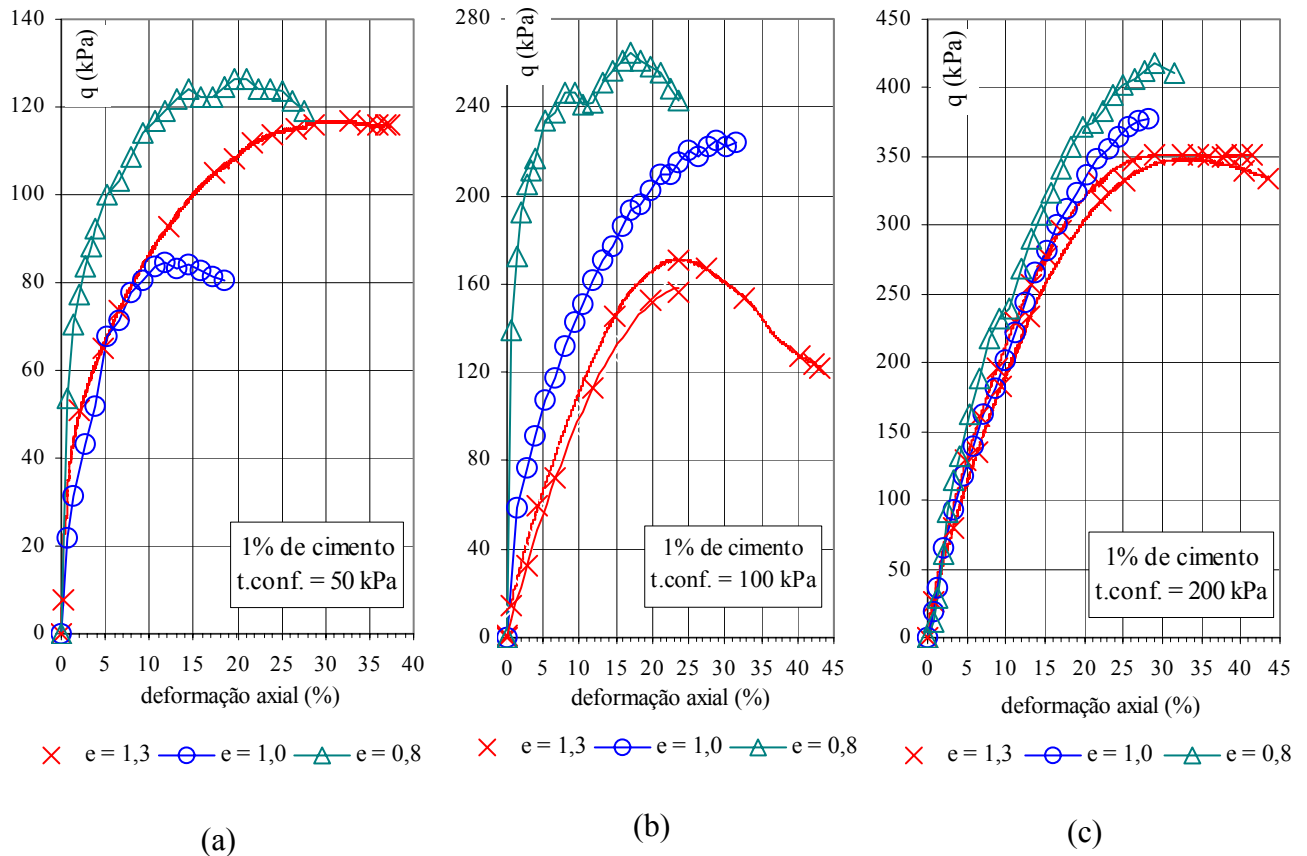


Figura 6.35 – Curvas tensão-deformação de amostras com  $e_0 = 0,8$  e  $c_0 = 0, 1$  e  $3\%$ : (a) tensão confinante de 50 kPa, (b) tensão confinante de 100 kPa e (c) tensão confinante de 200 kPa.

O comportamento pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo sofre deformações plásticas crescentes até a ruptura.

Com relação à tensão desviadora, uma característica observada em todos os ensaios, evidenciada nas curvas tensão–deformação, é que a tensão desvio na ruptura aumentou com o aumento da tensão confinante e do grau de cimentação. Esta observação é consistente com outros resultados apresentados na literatura (e.g. Acar e El- Tahir, 1986; Chang e Woods, 1992; Airey, 1993; Prietto, 1996 e 2004). Comportamento inverso foi observado com o aumento do índice de vazios, onde se observou uma diminuição da tensão desvio na ruptura.

Com base na análise do comportamento de uma variedade de materiais cimentados, Leroueil e Vaughan (1990) demonstraram que a resposta tensão-

deformação de materiais geotécnicos cimentados depende fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico do material desestruturado. A partir desta análise, Coop e Atkinson (1993) descrevem o comportamento idealizado de um solo cimentado, onde o efeito da cimentação é preponderante, como está representado na Figura 6.36, apresentando três diferentes classes de comportamento, descritas a seguir:

- (a) quando a amostra ultrapassa o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica. O cisalhamento produz um comportamento similar ao da amostra não cimentada;
- (b) para um estado de tensões intermediário, com a quebra das cimentações durante o cisalhamento. A componente friccional do solo governa praticamente toda a resistência. A curva tensão-deformação deve apresentar um pronunciado ponto de plastificação seguido de um trecho aparentemente elástico;
- (c) quando o cisalhamento ocorre a baixos níveis de tensão em relação ao grau de cimentação, um pico ocorre a pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície de estado limite do solo não cimentado.

Todas as classes de comportamento, quando submetidas a grandes deformações, convergem para a linha de estado crítico do solo desestruturado. Este comportamento idealizado apresentado na Figura 6.36 pressupõe a predominância, na estrutura do solo, da cimentação sobre a componente friccional, como o caso do solo em estudo. No caso de predominância da componente friccional, o comportamento do material é comandado pela dilatância, apresentado por Cuccovillo e Coop (1999).

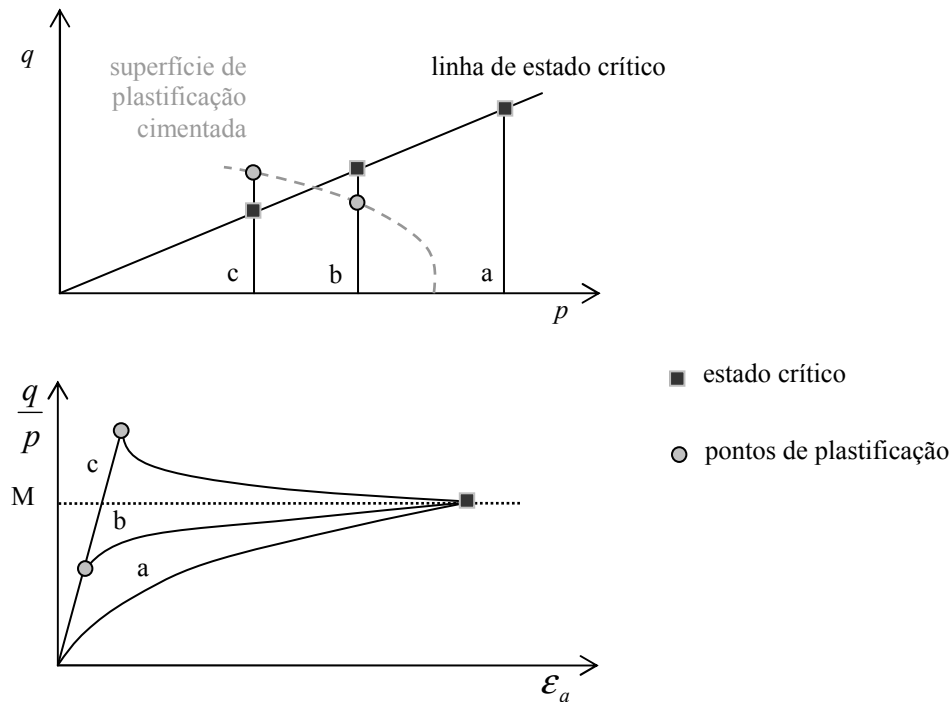


Figura 6.36 – Comportamento idealizado de um solo cimentado, baseado em Coop e Atkinson (1993).

De forma geral, a estrutura confere ao material resistência e rigidez superiores, comparando-se ao mesmo material no estado reconstituído (desestruturado). Prietto (2004) considera que a estrutura é dada pela cimentação entre partículas, arranjo intergranular e o intertravamento entre as partículas. Além disso, o autor salienta que a estrutura modifica a relação entre tensões médias e volumes de vazios, permitindo o equilíbrio para estados volumétricos impossíveis de serem sustentados sem a presença da estrutura do material.

### 6.3.3 Trajetórias de tensões

As Figuras 6.37 a 6.47 mostram as trajetórias de tensões totais (“*net stress*”) seguidas nos ensaios triaxiais realizados para as diferentes configurações de amostras estudadas, correspondentes às curvas tensão-deformação apresentadas nas Figuras 6.21 a 6.31, respectivamente. Para uma melhor visualização, alguns pontos das trajetórias de tensões foram apresentados, escolhidos aleatoriamente. Se todos pontos obtidos fossem apresentados, perder-se-ia a visualização das linhas, dos dados de mais de um ensaio

para mesma tensão de confinamento e os pontos finais de ensaio. Nas figuras também é apresentada a envoltória de ruptura de pico (envoltória linear).

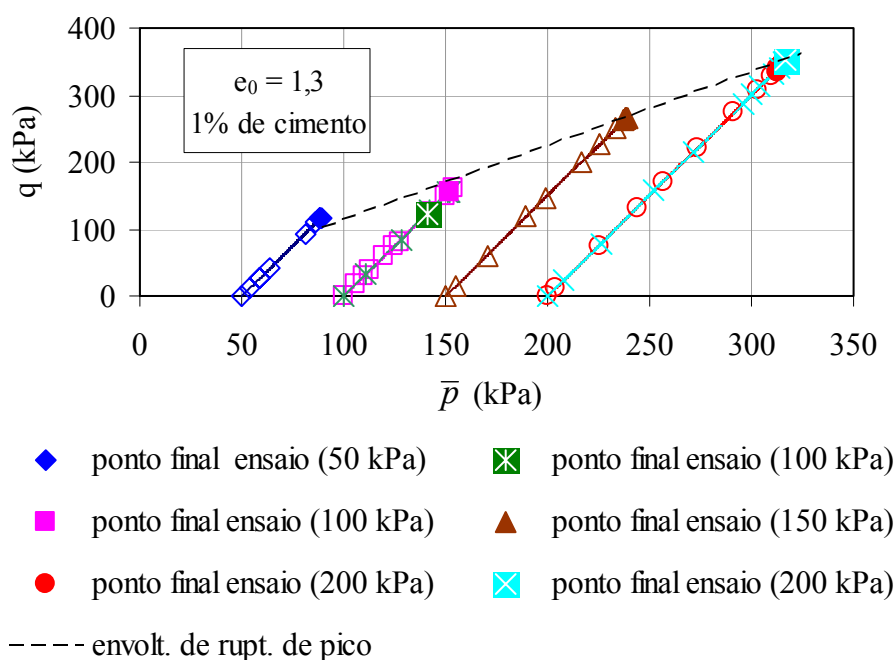


Figura 6.37 – Trajetórias de tensões totais em ensaios realizados em amostras com  $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento.

Padrões semelhantes (linearidade de envoltória de ruptura) são observados em todos os conjuntos de ensaios apresentados na seqüência. Os valores dos parâmetros de ruptura totais (ângulo de atrito,  $\phi$ , e a coesão,  $c$ ) são resumidos na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ) obtidos das envoltórias de pico totais.

$e_0$	teor de cimento (%)	$\phi$ (graus)	$c$ (kPa)
1,3	1	27,89	1,40
1,0		29,26	1,77
0,8		29,18	13,92
1,3	3	24,60	17,63
1,0		25,34	16,04
0,8		25,24	28,04
1,0	0	19,53	18,05
0,8		22,56	11,97
<b>amostras reconstituídas</b>			
$e_0$	teor de cimento (%)	$\phi$ (graus)	$c$ (kPa)
1,0	1	24,62	14,19
	3	29,10	11,61

As Figuras 6.38 a 6.44 apresentam as trajetórias de tensões totais seguidas nos ensaios executados em amostras com índice de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8 com cimentação de 1 e 3% e, também, sem cimentação.

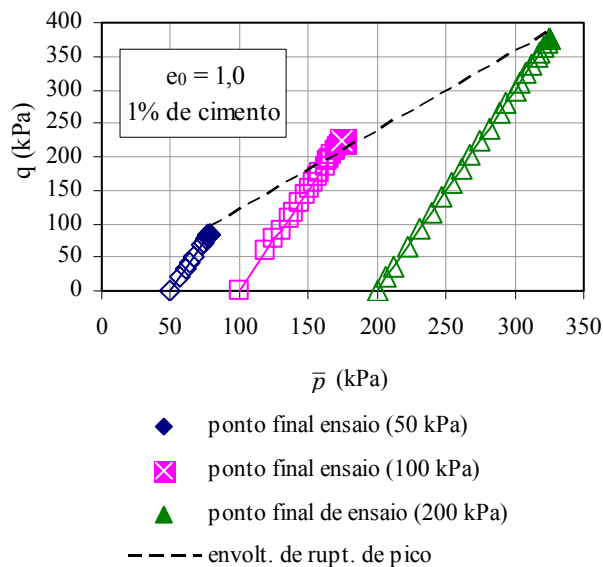


Figura 6.38 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 1,0$  e 1% de cimento.

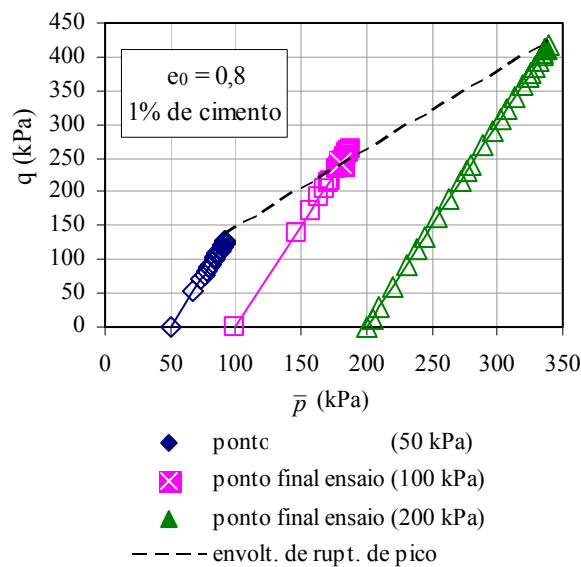


Figura 6.39 - Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 0,8$  e 1% de cimento.

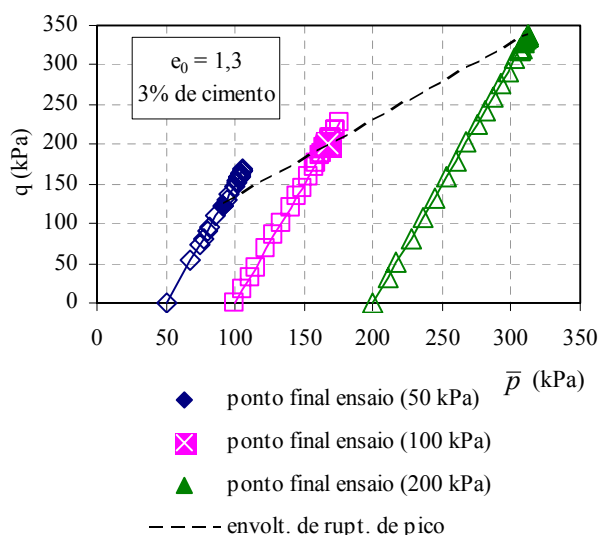


Figura 6.40 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 1,3$  e 3% de cimento.

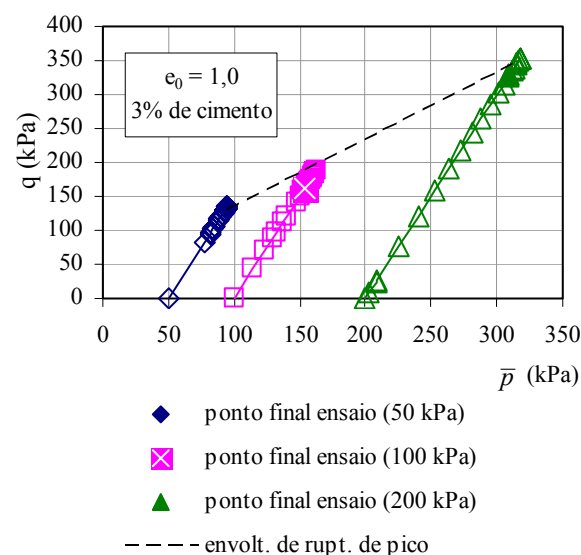


Figura 6.41 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 1,0$  e 3% de cimento.



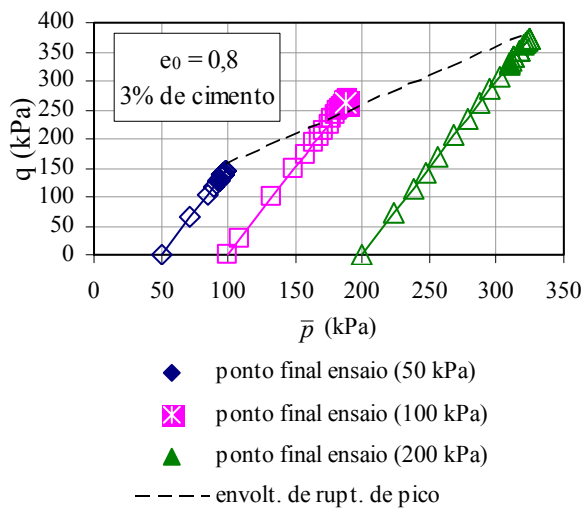


Figura 6.42 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 0,8$  e 3% de cimento.

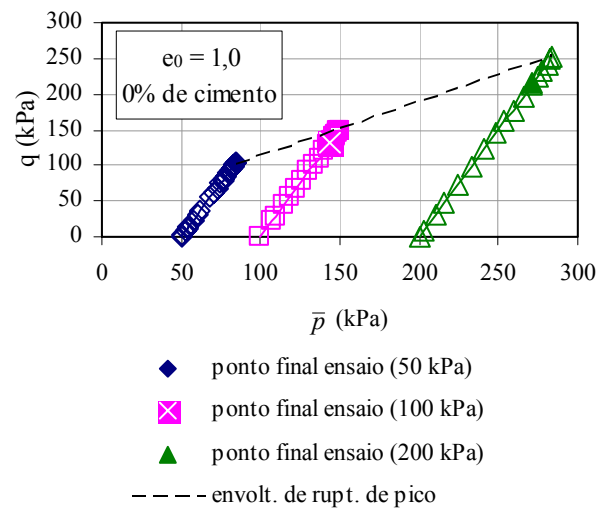


Figura 6.43 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 1,0$  e 0% de cimento.

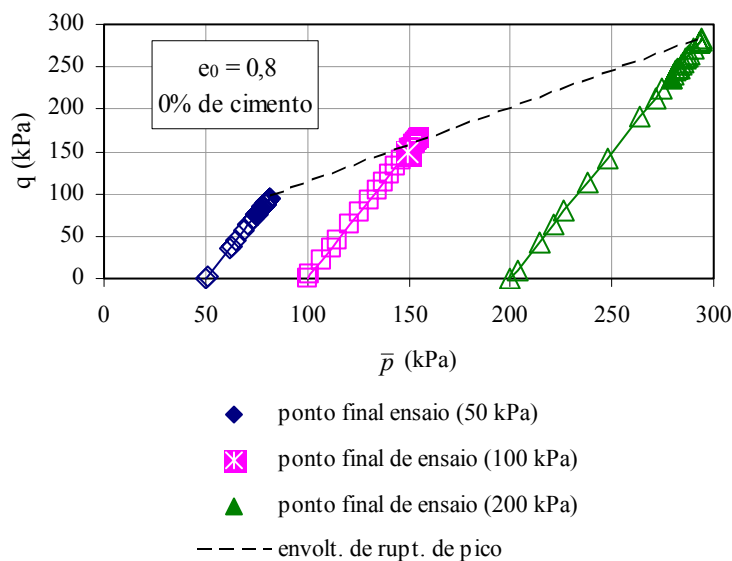


Figura 6.44 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras com  $e_0 = 0,8$  e 0% de cimento.

Nas Figuras 6.45, 6.46, 6.47 e 6.48 são apresentadas as trajetórias de tensões seguidas pelas amostras reconstituídas. Após a cura do cimento, a massa de solo era misturada e o arranjo estrutural era destruído. As amostras tiveram a cimentação destruída e logo em seguida foram moldadas e ensaiadas. Assim sendo, permanecia a parcela de finos introduzida pelo cimento porém sem o efeito de cimentação entre partículas. Prietto (2004) observa que em um estudo sistemático da influência da

cimentação é necessário o estudo do material equivalente reconstituído. Assim, optou-se, neste trabalho, por introduzir os teores de adição de cimento em estudo e após a cura, destruiu-se a cimentação para obter-se o material reconstituído equivalente a cada um dos níveis de cimentação com a parcela de finos introduzida pelo cimento.

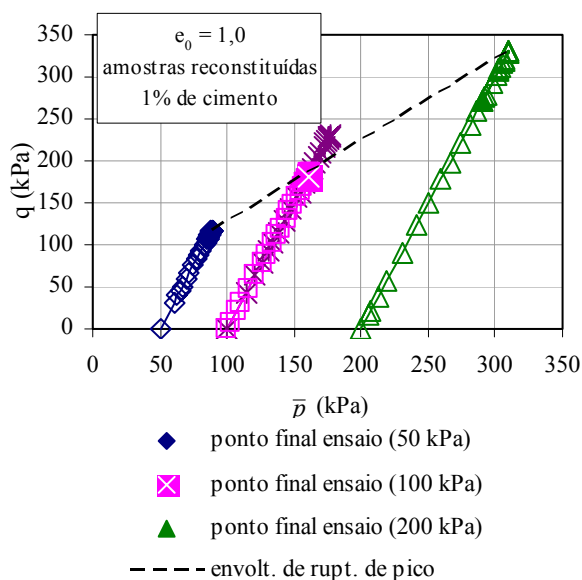


Figura 6.45 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras reconstituídas com  $e_0 = 1,0$  e 1% de cimento.

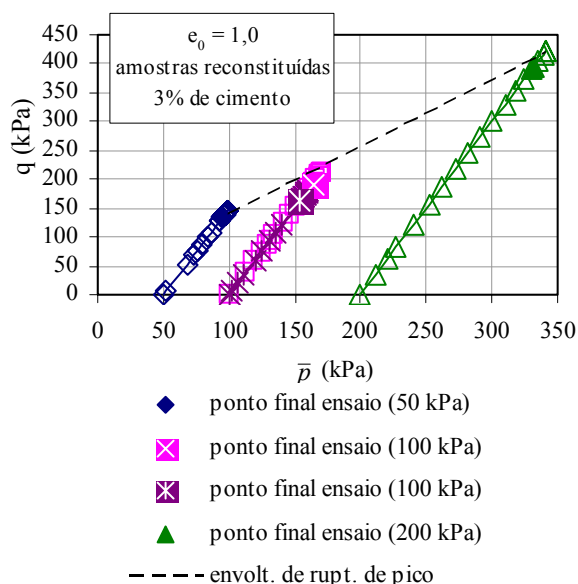


Figura 6.46 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras reconstituídas com  $e_0 = 1,0$  e 3% de cimento.

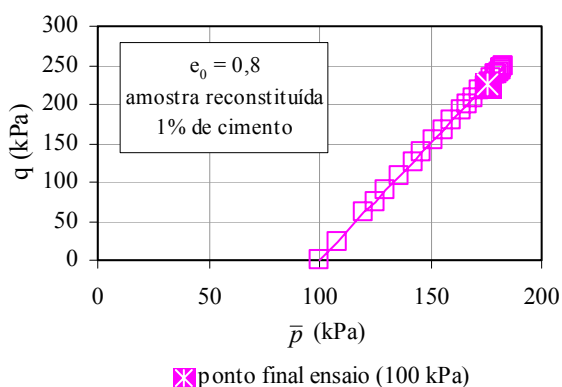


Figura 6.47 – Trajetória de tensões de ensaios em amostra reconstituída com  $e_0 = 0,8$  e 1% de cimento.

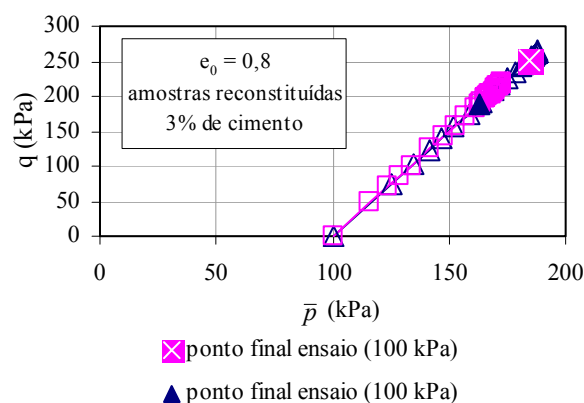


Figura 6.48 – Trajetórias de tensões de ensaios em amostras reconstituídas com  $e_0 = 0,8$  e 3% de cimento.

### 6.3.4 Análise das envoltórias de ruptura

As Figuras 6.49, 6.50 e 6.51 apresentam as envoltórias totais de ruptura de pico obtidas de amostras com índice de vazios inicial iguais a 1,3, 1,0 e 0,8, respectivamente, para diferentes teores iniciais de adição de cimento (1 e 3%). Observa-se para qualquer dos índices de vazios analisados um mesmo padrão de comportamento. As envoltórias relativas a 1% e 3% de cimentação são semelhantes e distintas da envoltória correspondente ao solo não cimentado.

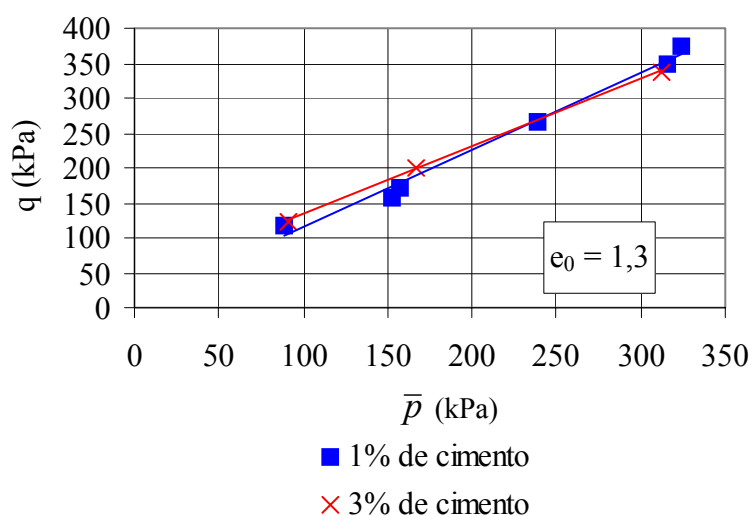


Figura 6.49 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com  $e_0 = 1,3$  para diferentes valores de cimentação (1 e 3%).

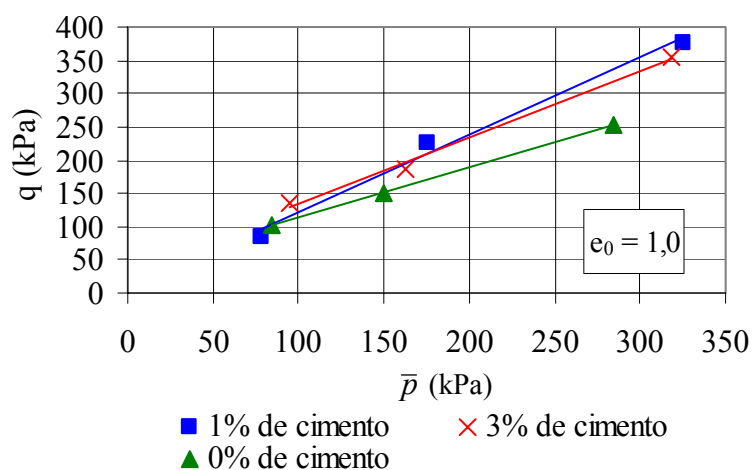


Figura 6.50 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com  $e_0 = 1,0$  para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%).

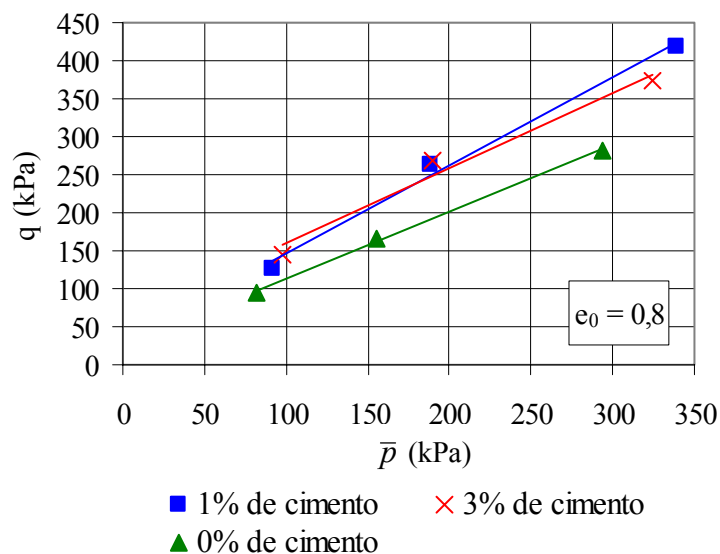


Figura 6.51 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com  $e_0 = 0,8$  para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%).

A Figura 6.52 apresenta as envoltórias de ruptura de pico obtidas de amostras com cimentação inicial de 1%, para diferentes índices de vazios iniciais ( $e_0 = 1,3; 1,0$  e  $0,8$ ). Observa-se que para o mesmo valor de cimentação (1%), o ângulo de atrito ( $\phi$ ) calculado para diferentes índice de vazios iniciais (1,3; 1,0 e 0,8) é semelhante. Enquanto o ângulo de atrito permanece constante, quanto menor o índice de vazios inicial maior a coesão ( $c$ ) observada. Para um mesmo nível de cimentação (no caso 1%) e diferentes índices de vazios iniciais ( $e_0 = 1,3; 1,0$  e  $0,8$ ), obtêm-se envoltórias totais com o ângulo de atrito constante e com o índice de vazios inversamente proporcional à coesão.

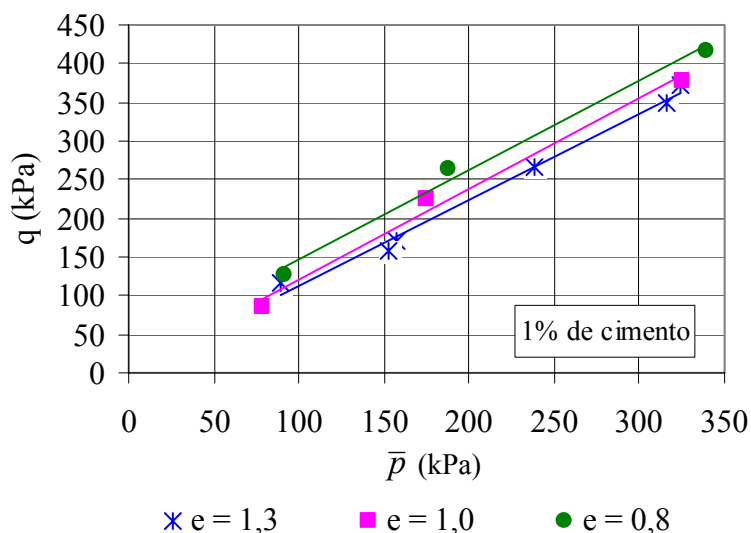


Figura 6.52 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com 1% de cimentação, para diferentes valores de  $e_0$  (1,3; 1,0 e 0,8).

A Figura 6.53 apresenta as envoltórias de ruptura de pico obtidas de amostras com a mesma cimentação (3 % de cimento) e com diferentes índices de vazios iniciais ( $e_0 = 1,3; 1,0$  e  $0,8$ ). Observa-se que as envoltórias de ruptura, para os índices de vazios iniciais de 1,0 e 0,8, possuem ângulo de atrito ( $\phi$ ) semelhante. Além disso, para estas duas envoltórias, nota-se um comportamento similar ao observado para amostras com cimentação igual a 1% e diferentes índice de vazios (Figura 6.52), onde a coesão ( $c$ ) é inversamente proporcional ao índice de vazios. Já para o  $e_0$  mais elevado (1,3), o valor de  $\phi$  tende a reduzir, não havendo razão específica para esta evidência.

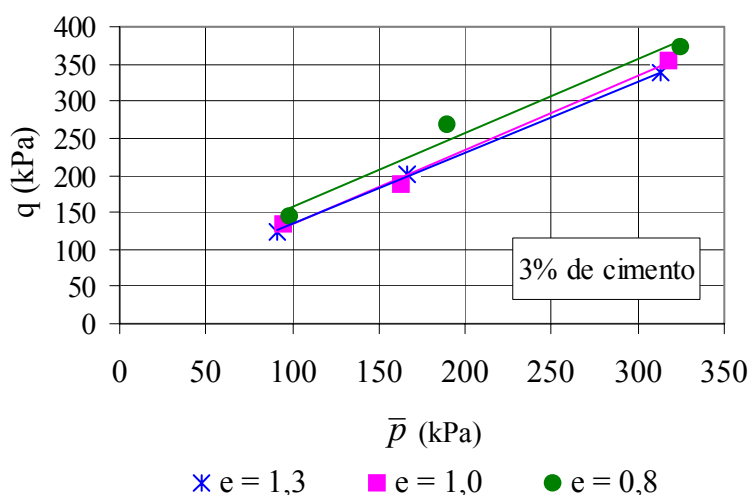


Figura 6.53 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras com 3% de cimentação, para diferentes valores de  $e_0$  (1,3; 1,0 e 0,8).

A Figura 6.54 apresenta as envoltórias de ruptura de pico para amostras sem cimentação com índice de vazios iniciais de 1,0 e 0,8; o índice de vazios influencia os parâmetros de resistência medidos.

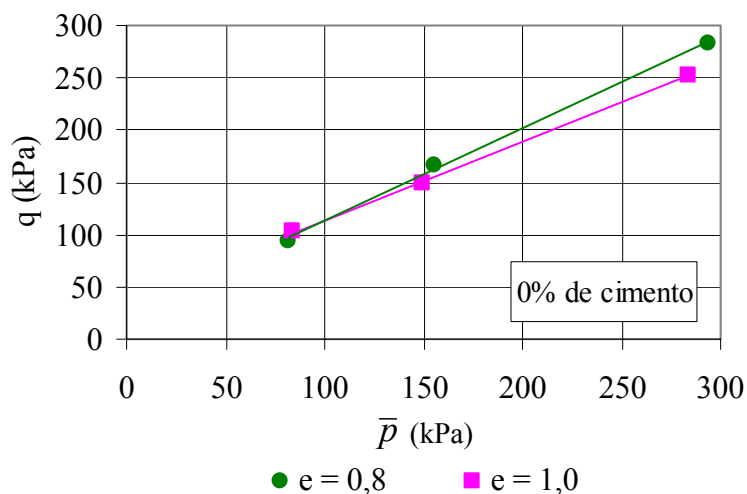


Figura 6.54 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras sem cimentação (0% de cimento), para diferentes valores de  $e_0$  (1,0 e 0,8).

As Figuras 6.55 e 6.56 apresentam as envoltórias de ruptura de pico para amostras com os mesmos índices de vazios iniciais ( $e_0 = 1,0$  e  $0,8$ ) e diferentes teores de cimentação. Observa-se como padrão geral que, para um mesmo índice de vazios, as envoltórias são fortemente influenciadas pelo teor de cimentação.

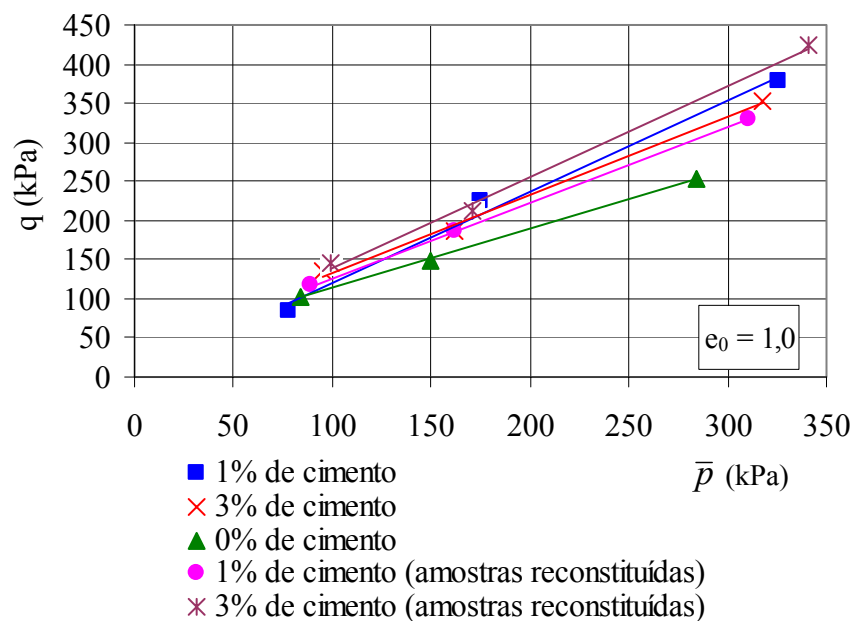


Figura 6.55 – Envolvórias de ruptura de pico das amostras com  $e_0 = 1,0$ , para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%) e amostras reconstituídas com cimentação de 1 e 3%.

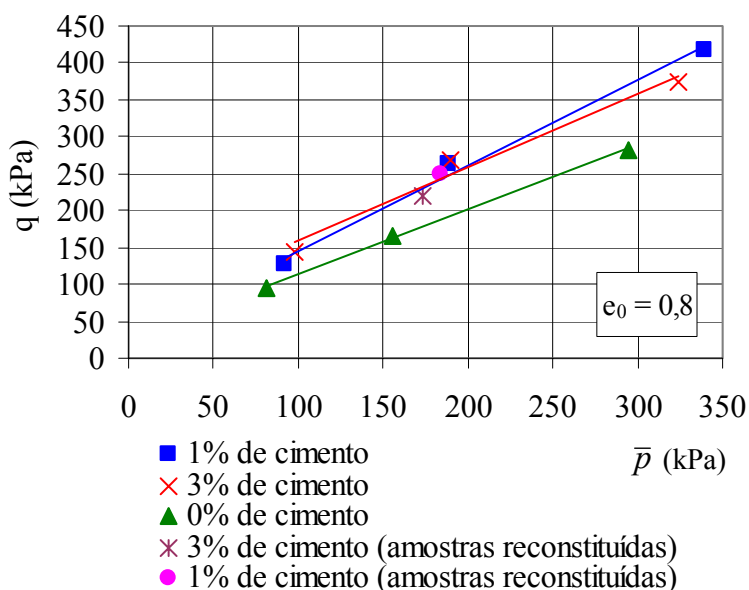


Figura 6.56 – Envolvórias de ruptura de pico das amostras com  $e_0 = 0,8$ , para diferentes valores de cimentação (0, 1 e 3%) e amostras reconstituídas com cimentação de 1 e 3%.

A Figura 6.57 apresenta as envoltórias de ruptura de pico obtidas das amostras reconstituídas com índice de vazios de 1,0 e 0,8. Nota-se que para o  $e_0 = 1,0$ , a envoltória obtida das amostras reconstituídas com maior cimentação (3% de cimento) está acima da envoltória obtida das amostras reconstituídas com cimentação de 1%.

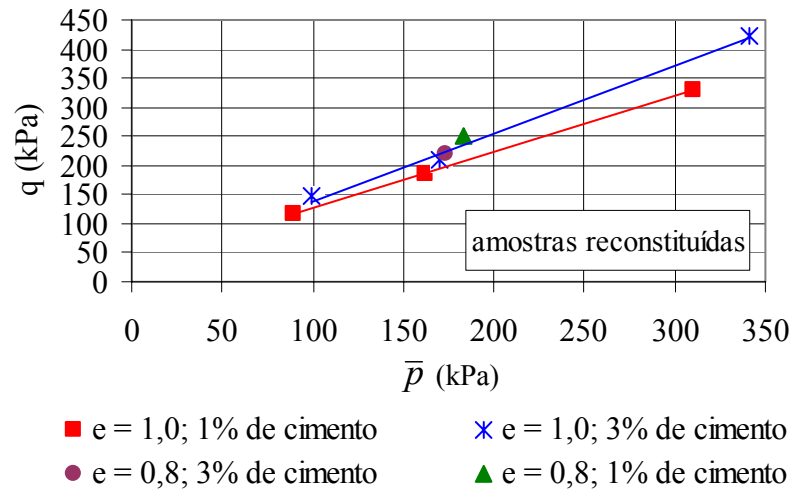


Figura 6.57 – Envoltórias de ruptura de pico das amostras reconstituídas com  $e_0 = 0,8$  e  $1,0$ , para diferentes valores de cimentação (1 e 3%).

As Figuras 6.58 e 6.59 apresentam uma síntese da interpretação dos resultados triaxiais, a partir da análise da variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) e da coesão ( $c$ ) em relação ao índice de vazios inicial ( $e_0$ ), para os diferentes valores de cimentação iniciais estudados. O valor do ângulo de atrito varia em função do nível de cimentação, sendo pouco sensível a variações no índice de vazios. Para o solo não cimentado (índices de vazios de 0,8 e 1,0) o ângulo de atrito médio medido é de  $20^\circ$ , para uma faixa de variação entre  $19^\circ$  e  $22^\circ$ , ficando bem abaixo da média do solo cimentado ( $27^\circ$ ), conforme ilustra a Figura 6.66. Mesma observação foi feita por Prietto (1996), para o ângulo de atrito efetivo, em relação a uma matriz solo e cimento igual à estudada, mas com menor índice de vazios. Porém contrastante com os resultados de ângulos de atrito efetivos apresentados por outros autores, (e.g. Clough et al., 1981 e 1989; Acar e El-Tahir, 1986; O'Rourke e Crespo, 1988) que obtiveram ângulos de atrito efetivos da mesma ordem de grandeza para outros solos cimentados. Em relação a este fato, Prietto (1996) faz algumas considerações sobre a adição de cimento ao solo: causa alterações das suas propriedades físico-químicas e gera um acréscimo significativo de finos ao solo, alterando sua granulometria e textura. Esta diferença já não é expressiva quando se compara o ângulo de atrito obtido das amostras cimentadas em relação ao ângulo de atrito das amostras reconstituídas.



Em relação ao teor de adição de cimento, foram obtidos maiores valores de ângulo de atrito para 1% de cimentação (valor máximo 29°) do que para 3% de cimentação (valor máximo 25°).

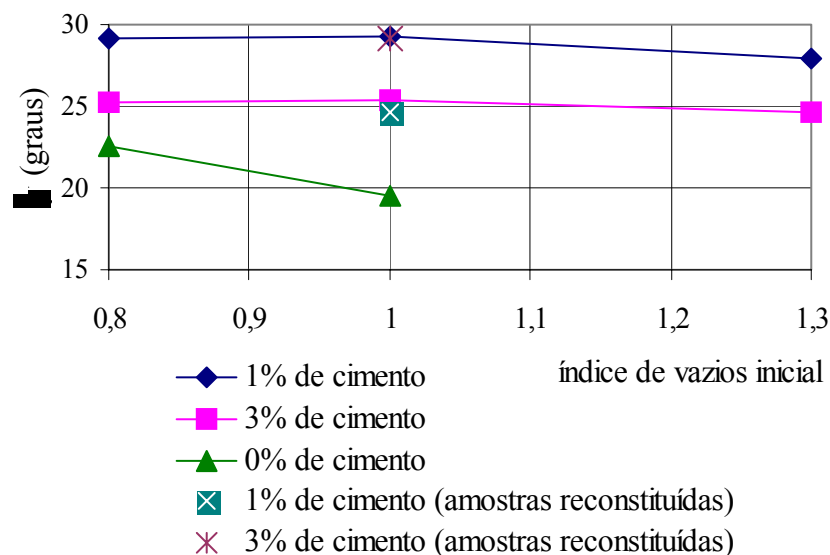


Figura 6.58 – Variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) com o índice de vazios inicial ( $e_0$ ).

As variações no intercepto coesivo são apresentadas na Figura 6.59. A coesão é afetada pela estrutura cimentante, havendo uma tendência de ganho na parcela coesiva quando comparada ao solo sem cimentação. Esta observação reforça o conceito de expressar o comportamento do solo cimentado em relação ao mesmo material, porém sem cimentação. Para o maior nível de cimentação (3% de cimento), maior foram os valores de coesão obtidos (variando entre 16 e 27 kPa). Comparando-se os resultados de coesão das amostras cimentadas com os resultados de amostras reconstituídas, para o índice de vazios igual a 1,0; verifica-se que o processo de reconstituição parece não eliminar totalmente a parcela de cimentação.

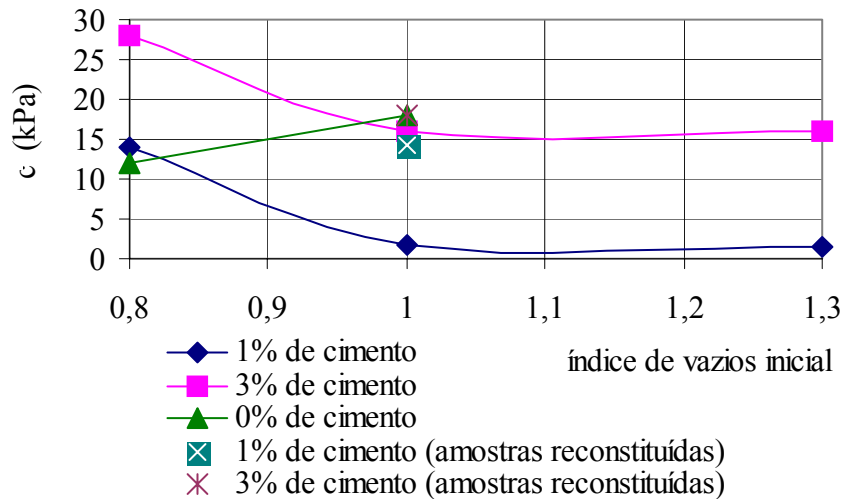


Figura 6.59 – Variação da coesão ( $c$ ) com o índice de vazios inicial ( $e_0$ ).

As Figuras 6.60 e 6.61 mostram a variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) e da coesão ( $c$ ) em relação ao teor de adição de cimento, para os diferentes valores de índice de vazios iniciais estudados. Conforme descrito anteriormente, o ângulo de atrito aumenta significativamente com a introdução da parcela cimentante. O ângulo de atrito relativo a 1% de cimentação é, em média, superior ao valor obtido para 3%. Este padrão foi também observado por Prietto (1996), porém para ângulos de atrito efetivos, para uma mesma matriz de solo cimentado porém com índice de vazios inicial da ordem de 0,52: o ângulo de atrito de pico apresentando um valor menor para o solo não cimentado e um aumento no ângulo de atrito com o aumento da cimentação seguido de uma redução para um teor de cimentação mais elevado. Na variação da coesão total observada na Figura 6.61 verifica-se um aumento na coesão com o aumento do teor de cimento e com a redução do índice de vazios. O único valor discrepante corresponde ao intercepto coesivo da amostra não cimentada com  $e_0 = 1,0$ .

É importante reinterar ao final desta análise, que parte da dispersão observada nas Figuras 6.49 a 6.61 é devida à variação de sucção no interior do corpo-de-prova. A sucção varia somente como função da variação no índice de vazios das amostras durante o ensaio, uma vez que o teor de umidade permanece constante.

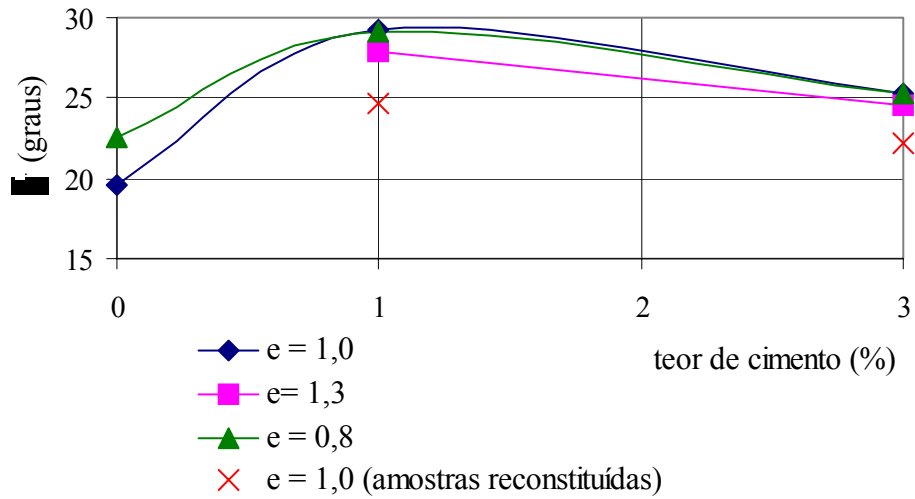


Figura 6.60 – Variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) com o teor de cimento.

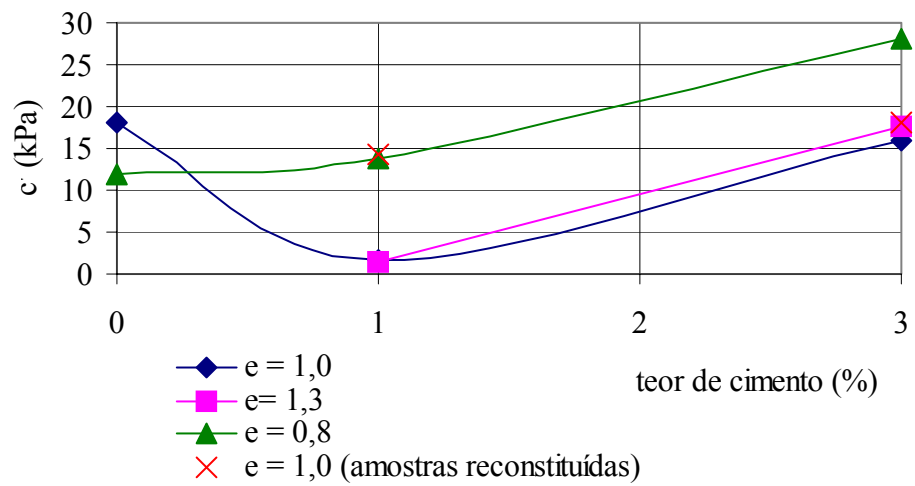


Figura 6.61 – Variação da coesão ( $c$ ) com o teor de cimento.

## 7. FENÔMENO DE COLAPSO

### 7.1 Introdução

O fenômeno de colapso por inundação é analisado neste capítulo. São apresentados e analisados os resultados de ensaios edométricos convencionais e com controle de sucção, bem como, ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

Nos ensaios edométricos duplos e de ponto único (carregamento vertical seguido de inundação), pôde-se analisar o potencial de colapso de diferentes configurações de interesse das amostras. O ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção possibilitou a análise da resposta do material frente a diferentes níveis de sucção e carregamento.

### 7.2 Ensaios Edométricos

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

#### 7.2.1 Ensaios edométricos convencionais

Os primeiros ensaios edométricos inundados foram realizados com o carregamento a cada 24 horas, sendo monitorada a resposta entre cada carregamento durante todo intervalo. Nestes ensaios de longa duração visava-se a determinação do tempo necessário entre cada carregamento. Os resultados de cada carregamento foram analisados em termos de índice de vazios *versus* tempo e índice de vazios *versus* raiz

quadrada do tempo para definição do tempo de estabilização da resposta da carga aplicada. Adotou-se, para os demais ensaios inundados, o carregamento a cada 2 horas.

Para os ensaios edométricos não saturados, foram utilizadas pedras porosas secas. Optou-se pela utilização das pedras secas, após constatar-se a variação do grau de saturação das pedras porosas durante um ensaio não saturado. Esta análise foi realizada para verificar se a pedra não absorveria quantidade significativa de água da amostra de solo, de forma a interferir nos resultados. A partir da análise dos resultados obtidos, constatou-se que praticamente não há absorção de água pela pedra durante todo ensaio (menos que 0,1 % de água absorção de água).

#### 7.2.1.1 Ensaio edométricos duplos e simples – amostras sem poliestireno

Em todos os ensaios edométricos duplos realizados para a condição inundada, a inundação ocorreu após a aplicação e estabilização de uma tensão vertical de 12,5 kPa, que para o equipamento em questão, garante o perfeito encaixe entre o cabeçote e a amostra. As amostras ensaiadas na condição não saturada, foram carregadas até uma tensão vertical de 400 kPa e, após a estabilização da deformação pela aplicação da carga vertical, os corpos-de-prova foram inundados com o monitoramento da deformação ocorrida pela inundação. Todos os ensaios edométricos foram realizados com carregamentos verticais de 12,5; 25; 50; 100; 200 e 400 kPa. Na Figura 7.1 estão apresentados resultados de 6 ensaios edométricos, correspondendo a ensaios edométricos duplo (condição inundada e não saturada) para amostras com índice de vazios iniciais em torno de 1,3; 1,0 e 0,8. Todos os corpos-de-prova ensaiados foram moldados com teor de cimentação de 1%.

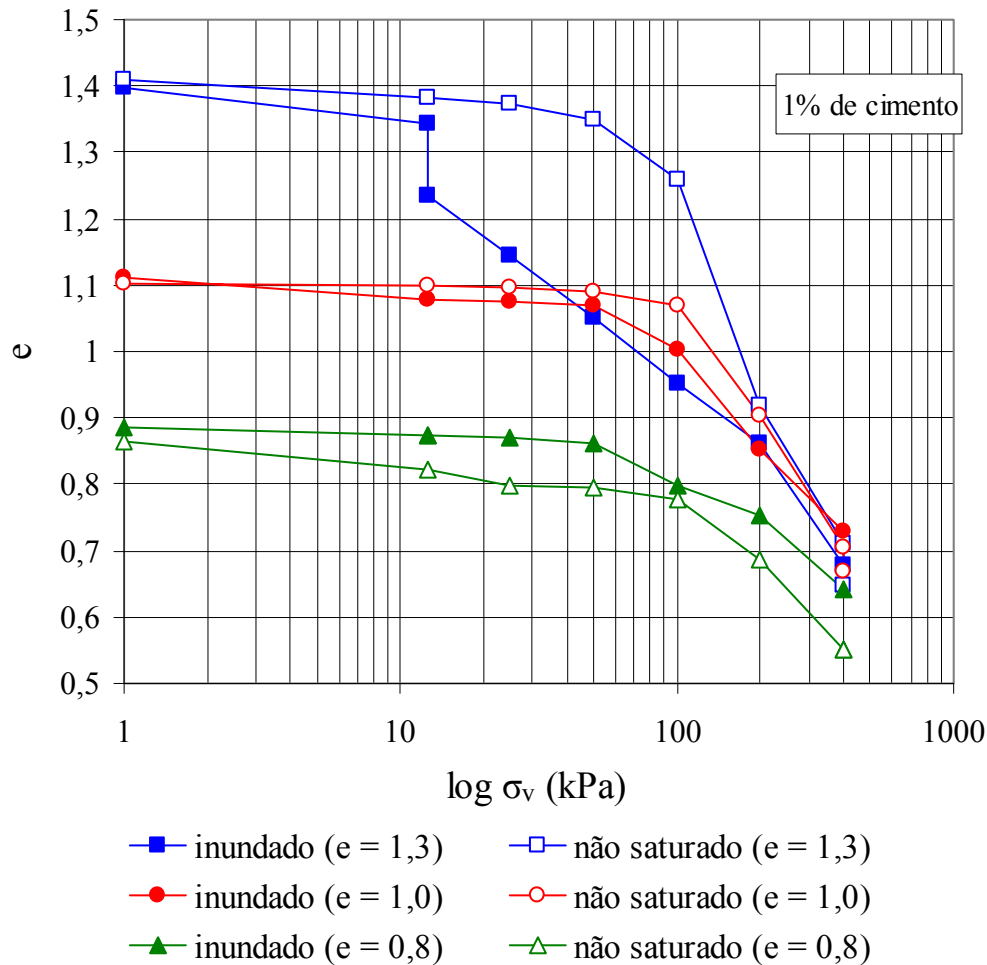


Figura 7.1 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 1% de cimentação.

Os corpos de prova apresentados na figura apresentam uma pequena variação no índice de vazios inicial (índice de vazios de moldagem), variabilidade esta comum em amostras produzidas artificialmente. Para facilitar a análise dos resultados edométricos, adotou-se uma forma de normalização para tornar visualmente mais simples a compreensão dos dados. Os resultados foram ajustados em relação ao índice de vazios inicial médio, entre as amostras ensaiadas pelo duplo edométrico, a uma tensão vertical de 12,5 kPa, de valor do índice de vazios antes da inundação nos casos de ensaio inundado, como está representado pela Figura 7.2 a seguir.

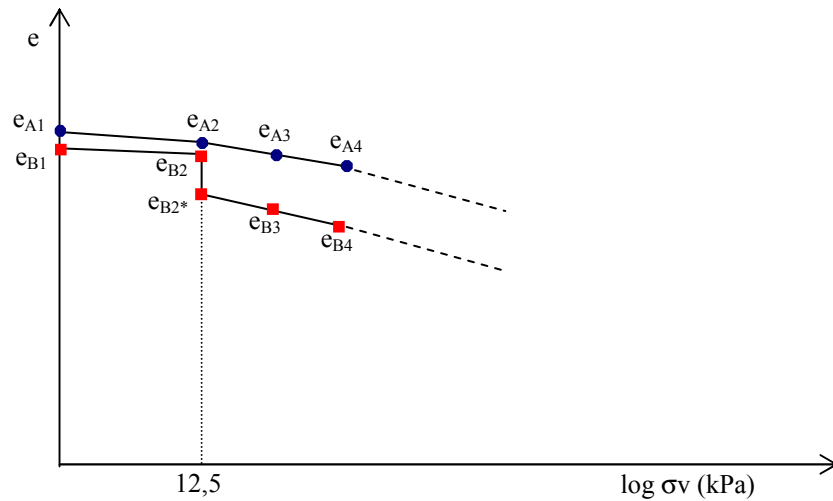


Figura 7.2 – Representação genérica de ensaio edométrico duplo.

onde:

$$e_{0(\text{corrigido})} = \frac{e_{A2} + e_{B2}}{2} \quad (\text{Equação 7.1})$$

$$\begin{cases} \Delta e_A = e_{A2} - e_{0(\text{corrigido})} \\ \Delta e_B = e_{B2} - e_{0(\text{corrigido})} \end{cases} \quad (\text{Equação 7.2 e 7.3})$$

$$\begin{cases} e_{An}^X = e_{An} + \Delta e_A \\ e_{Bn}^X = e_{Bn} + \Delta e_B \end{cases} \quad (\text{Equação 7.4 e 7.5})$$

sendo:  $n$  – correspondente ao valor do índice de vazios para um mesmo nível de carregamento vertical;  $X$  – corresponde ao valor corrigido.

Com base no valor corrigido do índice de vazios inicial ( $e_{0(\text{corrigido})}$ ), os demais valores de índice de vazios obtidos durante o carregamento foram corrigidos com base na diferença entre o índice de vazios corrigido e real ( $\Delta e_A$  ou  $\Delta e_B$ ), para os diferentes níveis de carga aplicada ( $e_{An}^X$  ou  $e_{Bn}^X$ ).

A Figura 7.3 foi obtida a partir da análise acima descrita, baseada na Figura 7.1. Na figura tornar-se bastante clara a influência do índice de vazios no potencial de colapso, pela diferença da curva edométrica não saturada e inundada para amostras moldadas na mesma condição inicial. Para o índice de vazios inicial de 1,3, a diferença

é bastante significativa, já para o índice de vazios inicial de 1,0, se observa uma pequena diferença. Finalmente, para o índice de vazios inicial de 0,8, não há diferença entre a curva inundada e não saturada.

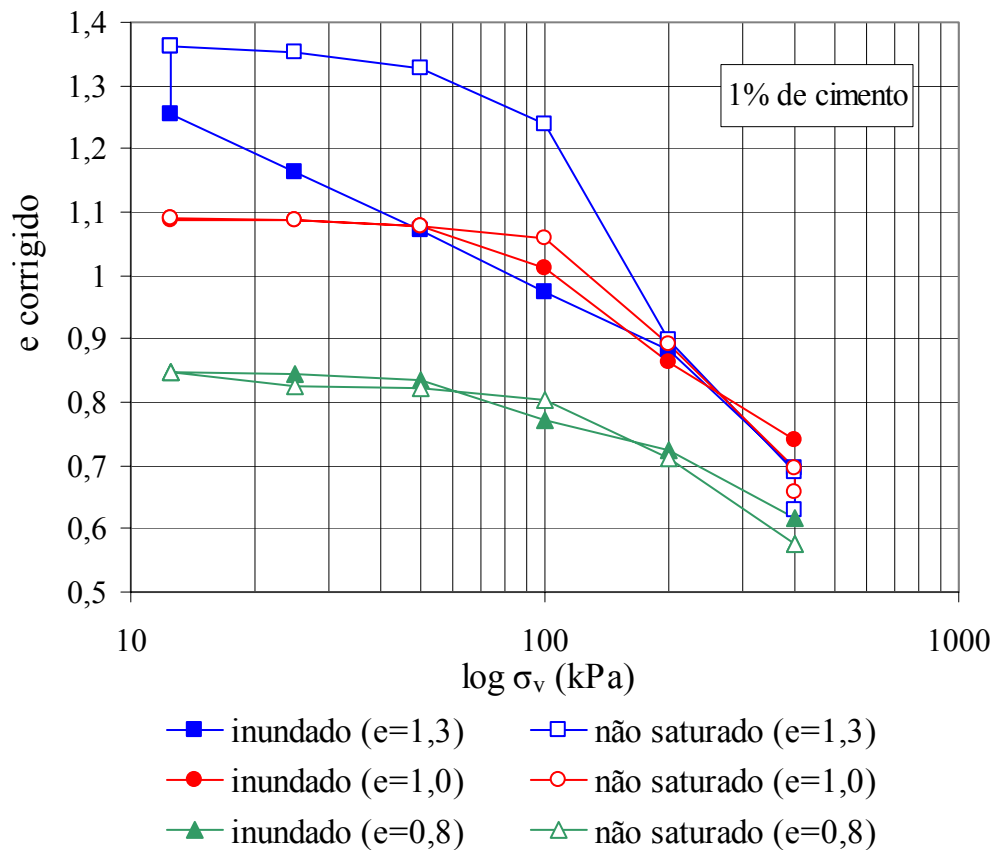


Figura 7.3 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 1% de cimentação.

Na Figura 7.4, apresenta-se, detalhadamente, os resultados obtidos, em amostras com índice de vazios inicial de 1,3 e nível de cimentação de 1%, de ensaios edométricos duplo (não saturado e inundado) e simples com inundação em 50 kPa e 100 kPa. No ensaio edométrico duplo, para o teste inundado, observa-se já para uma tensão de 12,5 kPa, um colapso significativo. O resultado do ensaio edométrico duplo, entre a amostra não saturada e inundada, apresentou uma grande diferença de deformabilidade entre 12,5 kPa (tensão de inundação) até 200 kPa. A diferença entre as curvas cresce até em torno de 50 e 100 kPa, decresce para maiores níveis de tensão, não havendo praticamente mais diferença para tensões superiores a 200 kPa (neste estágio ambas curvas apresentam índice de vazios em torno de 0,85). As curvas seguem o mesmo



trajeto entre a tensão de 200 e 400 kPa, demonstrando que, para este nível de tensões, não existe potencialidade ao colapso. Após a carga vertical de 400 kPa, ambos corpos-de-prova chegaram a um índice de vazios de aproximadamente 0,65. É interessante salientar que a amostra não saturada após o término do carregamento (até 400 kPa de tensão vertical) foi inundada e apresentou uma redução de volume (colapso por inundação), resultando em um índice de vazios final na ordem de 0,58. Isto se justificaria por uma influência da trajetória de inundação no comportamento colapsível do material, o que será analisado e discutido no decorrer do capítulo.

As amostras inundadas a 50 e 100 kPa colapsaram em direção a curva inundada, consistentes com os resultados do duplo oedômetro. Após a inundação os corpos-de-prova foram carregados verticalmente até 400 kPa, apresentando o mesmo comportamento quanto à rigidez observado na amostra inundada em 12,5 kPa, porém mostrando maior deformabilidade. É interessante salientar que ambas amostras ensaiadas por edométrico simples, após a inundação, apresentaram a mesma resposta ao carregamento vertical, com mesma rigidez, seguindo a mesma curva. As amostras chegaram ao mesmo índice de vazios final, após a carga de 400 kPa, de 0,65 das amostras ensaiadas pelo edométrico duplo.

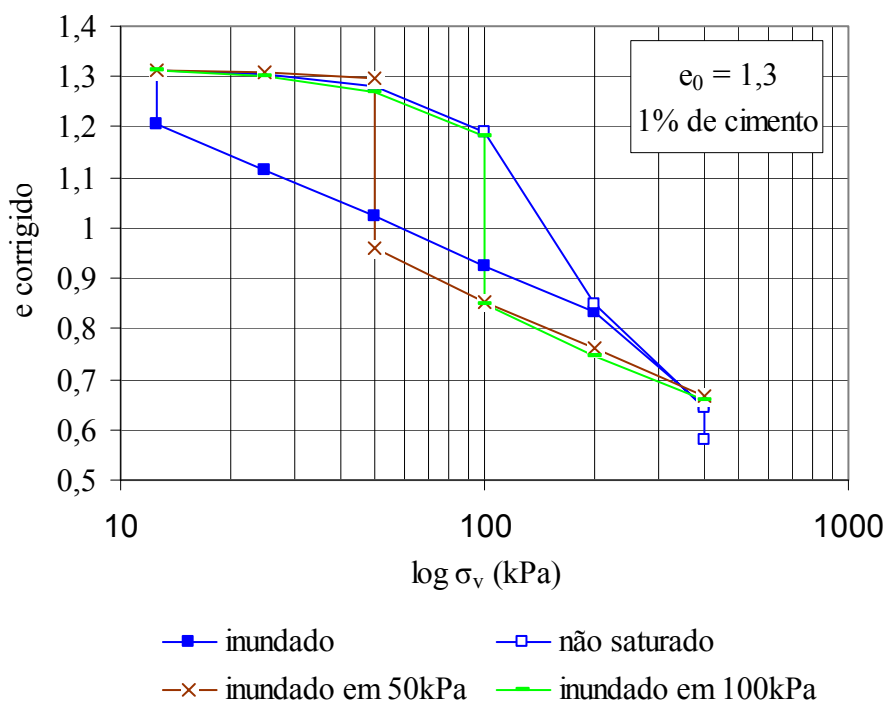


Figura 7.4 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,3$  e 1% de cimentação.

A Figura 7.5 apresenta o resultado de 4 ensaios: ensaio edométrico duplo (amostra inundada e não saturada) e edométrico simples (com inundação em 50 e 100 kPa) para corpos-de-prova com cimentação de 1% e índice de vazios inicial de 1,0. Na figura observa-se uma pequena diferença entre as curvas não saturada e inundada do ensaio edométrico duplo. A curva inundada no final do carregamento apresenta um índice de vazios de, aproximadamente, 0,66 enquanto que a curva não saturada de, aproximadamente, 0,63. Após o término do carregamento vertical, a curva não saturada foi inundada e apresentou um recalque por inundação (colapso), finalizando com um índice de vazios de aproximadamente 0,59. Já os corpos-de-prova ensaiados por edométrico simples apresentaram um colapso por inundação maior do que o observado pela análise do edométrico duplo. Por exemplo, o colapso por inundação do ensaio de ponto único inundado a 100 kPa apresenta uma magnitude 2,5 vezes maior do que o colapso calculado pela diferença das curvas do edométrico duplo. As amostras ensaiadas pelo edométrico de ponto único, no final do carregamento, chegaram a um índice de vazios, aproximadamente, de 0,6.

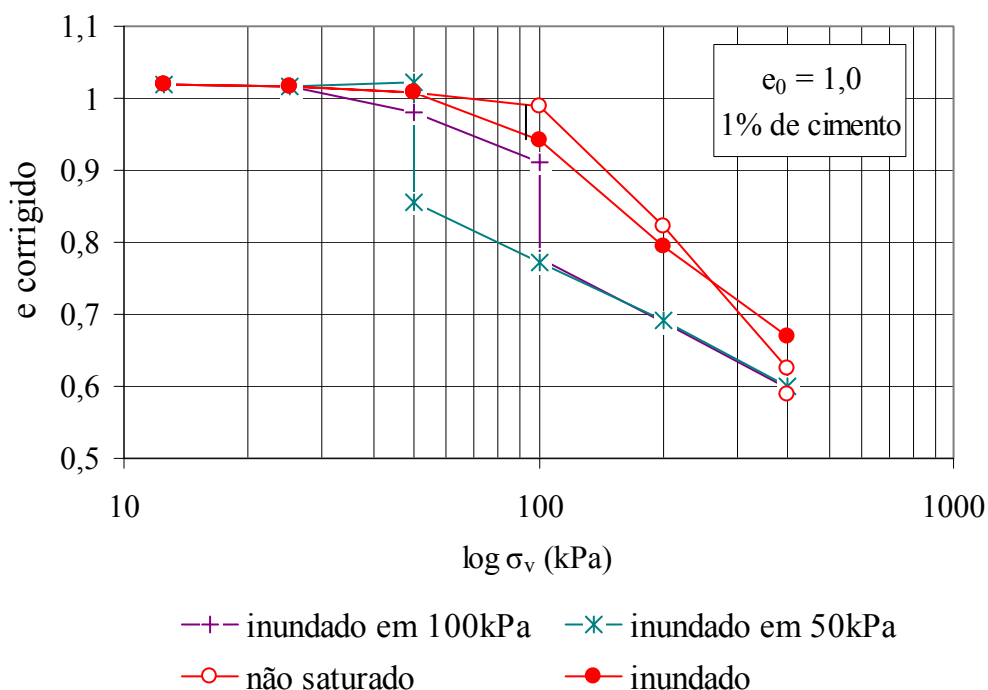


Figura 7.5 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,0$  e 1% de cimentação.

A Figura 7.6 apresenta os resultados de 3 ensaios edométricos, sendo dois deles correspondentes ao ensaio edométrico duplo (amostra não saturada e inundada) e o outro ao ensaio edométrico simples com inundação em 50 kPa, sendo todos os corpos-de-prova com a mesma condição inicial de índice de vazios ( $e_0 = 0,8$ ) e teor de adição de cimento (1%). As amostras não apresentaram colapso, sendo a condição não saturada e inundada do edométrico duplo praticamente coincidentes.

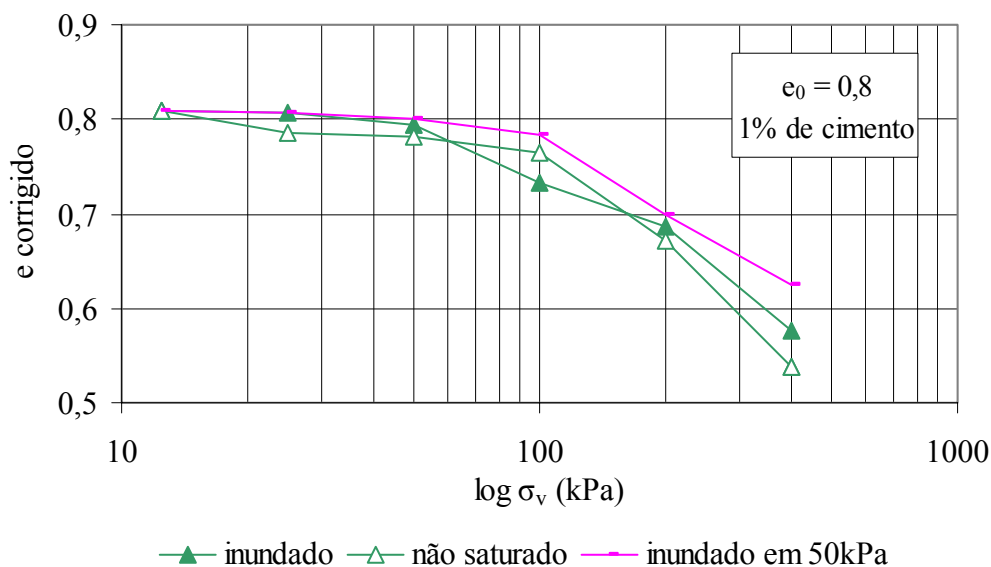


Figura 7.6 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 0,8$  e 1% de cimentação.

A Figura 7.7 mostra os resultados de 3 ensaios realizados em amostras sem a adição de cimento (teor de cimentação igual a zero) com índices de vazios iniciais de aproximadamente 1,3; 1,0 e 0,8. As amostras foram preparadas diretamente no anel edométrico já posicionado dentro do equipamento oedômetro. Teve-se um cuidado especial para que fosse possível o preparo da amostra com índice de vazios inicial de 1,3 pela dificuldade de obtenção da mesma. Observa-se na figura um colapso significativo durante a inundação dos corpos-de-prova à tensão vertical de 12,5 kPa. Durante o carregamento, o comportamento apresentou-se bastante compressível, tendendo todos a um índice de vazios (para a tensão vertical de 400 kPa) de 0,44.

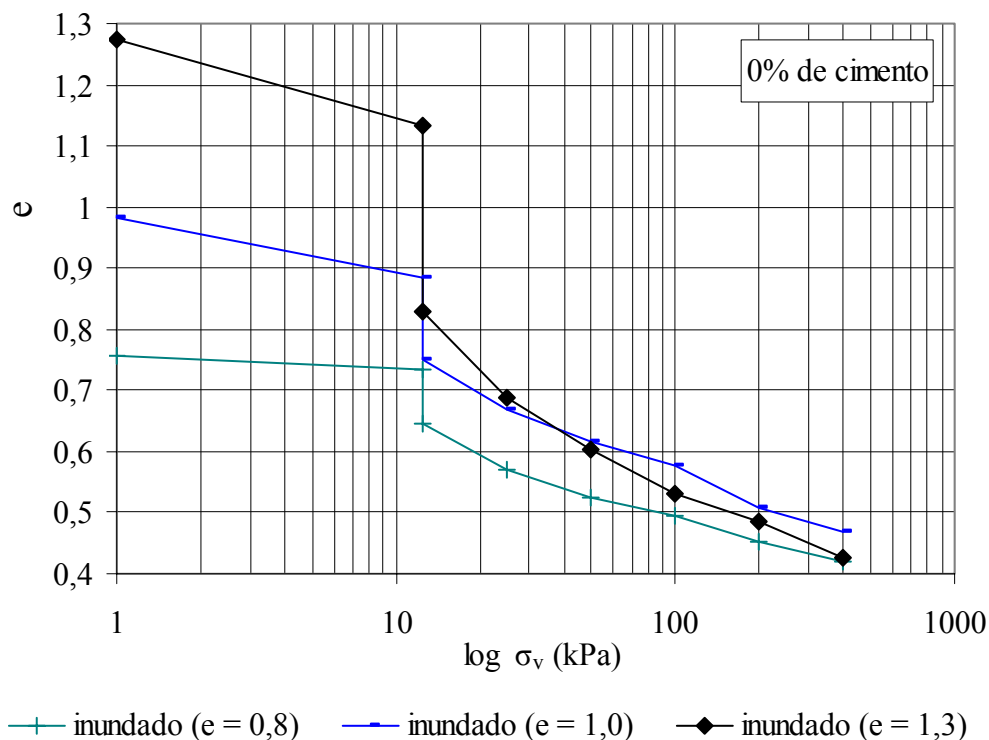


Figura 7.7 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras sem cimentação.

As Figuras 7.8, 7.9 e 7.10 apresentam resultados de ensaio edométrico duplo para amostras com índice de vazios inicial de 1,3; 1,0 e 0,8 respectivamente, e com teor de adição de cimento de 1%, e de ensaio edométrico inundado com amostra com o mesmo índice de vazios inicial mas sem cimentação. Em todos os casos analisados nota-se que a adição de cimento, mesmo que em pequena quantidade (1%), modifica o comportamento do material. O material cimentado apresenta uma maior rigidez inicial seguida de uma queda de rigidez mais acentuada para maiores valores de índice de vazios. Os corpos-de-prova sem cimentação apresentaram grande colapso quando inundados a 12,5 kPa e elevada compressibilidade como resposta ao carregamento vertical.

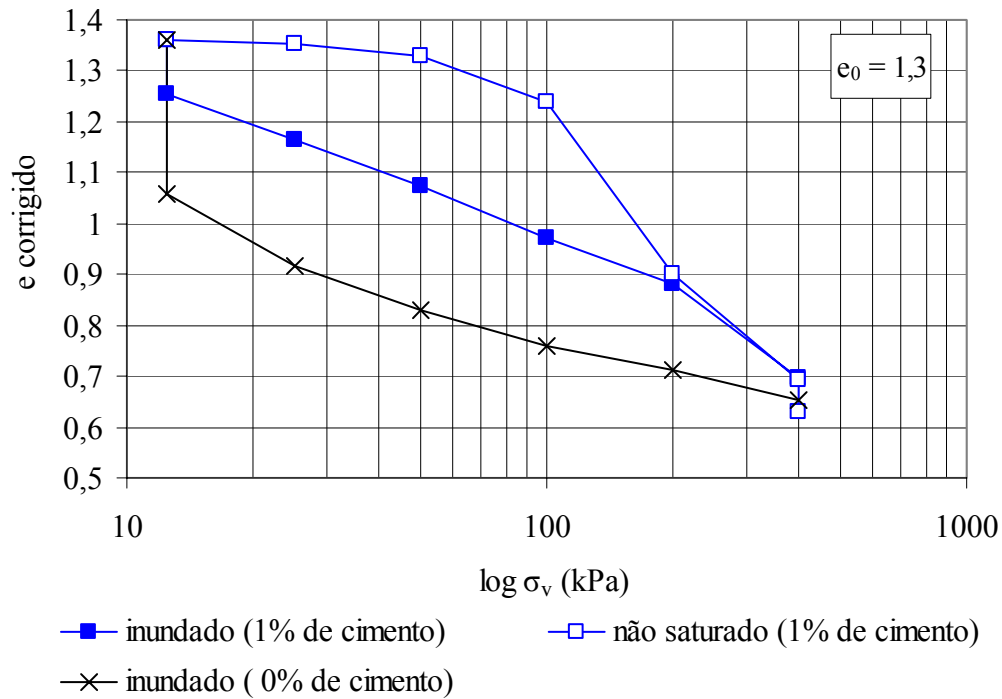


Figura 7.8 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,3$ .

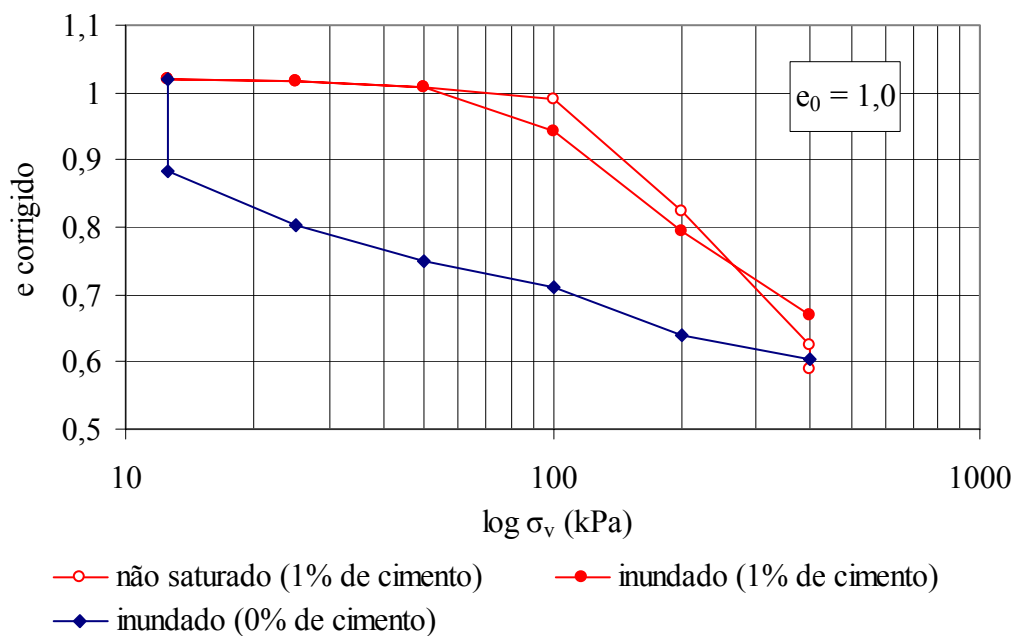


Figura 7.9 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,0$ .

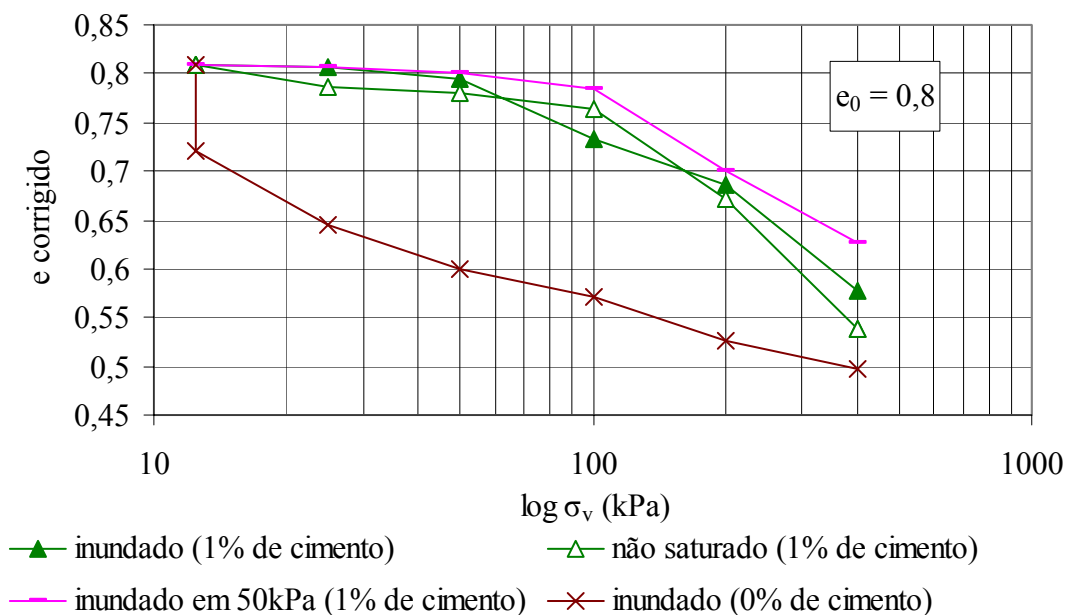


Figura 7.10 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 0,8.

A Figura 7.11 apresenta a normalização do eixo das ordenadas, na qual o índice de vazios corrigido é dividido pelo índice de vazios inicial, visando possibilitar uma análise comparativa da rigidez das diferentes amostras (com diferentes índices de vazios iniciais e mesmo teor de adição de cimento).

Para as amostras com índice de vazios inicial de 1,3 e cimentação de 1% observa-se uma compressibilidade acentuada das amostras e, conseqüentemente uma rigidez inferior à observada para os demais índices de vazios. As amostras com índice de vazios inicial de 1,0 e 0,8, tanto quando inundadas ou não saturadas, apresentaram uma rigidez bastante semelhante. Em termos gerais, observa-se portanto uma tendência de redução da rigidez com o aumento do índice de vazios.

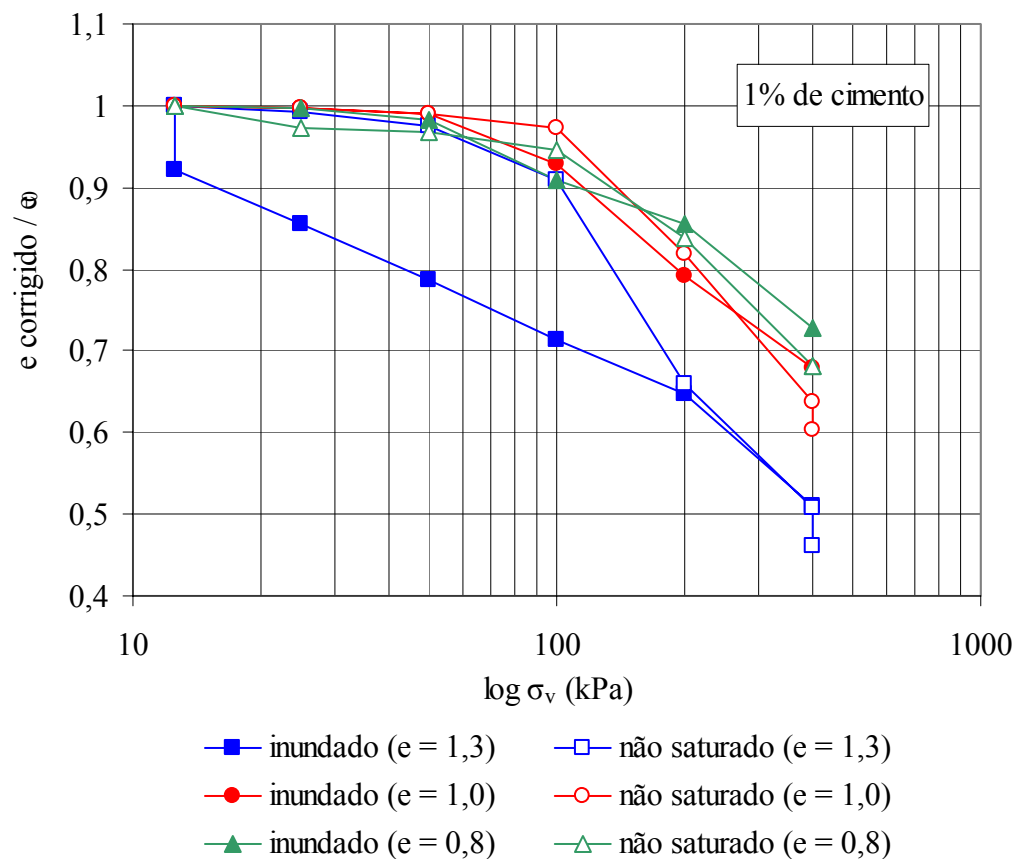


Figura 7.11 – Variação do índice de vazios corrigido pelo índice de vazios inicial com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com 1% de cimentação.

A Figura 7.12 apresenta a resposta frente a carregamento edométrico de 3 amostras inundadas sem cimentação (0% de cimento) com índice de vazios de 1,3; 1,0 e 0,8. O eixo das ordenadas está igualmente normalizado em relação ao índice de vazios inicial ( $e_0$ ). Na figura nota-se que quanto maior o índice de vazios da amostra, o comportamento do solo é mais compressível ao carregamento vertical e à inundação. Outra observa o interessante   que as curvas obtidas, de amostras com diferente  ndice de vazios, são aproximadamente paralelas.

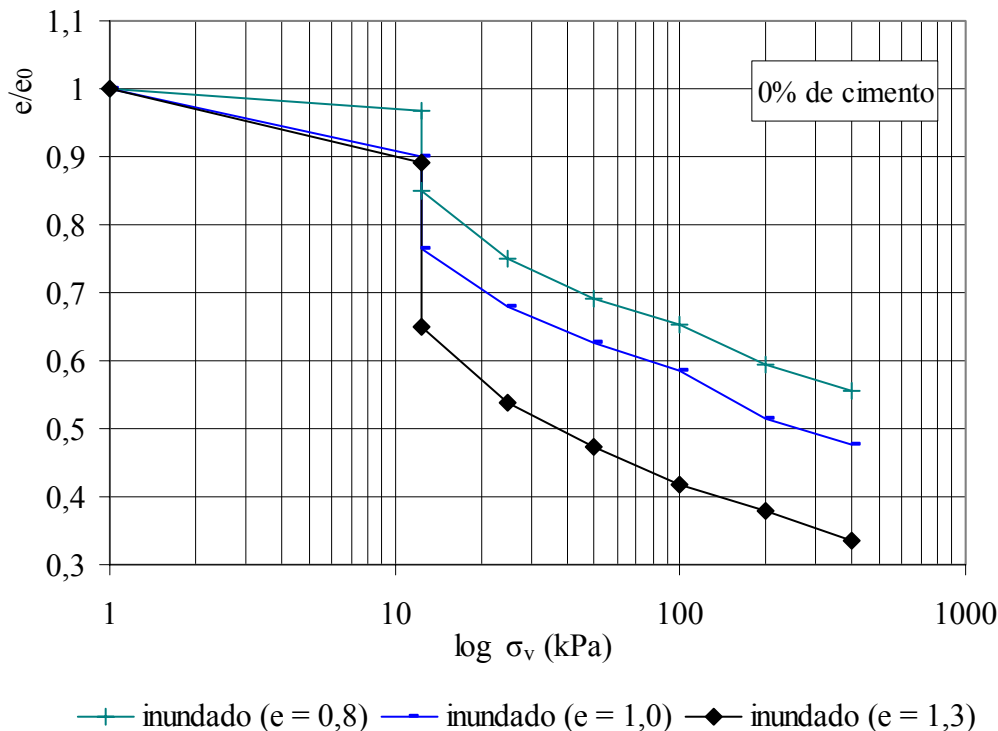


Figura 7.12 – Variação do índice de vazios pelo índice de vazios inicial com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras sem cimentação, amostras inundadas a 12,5kPa.

A Figura 7.13 apresenta os resultados obtidos em ensaios edométricos inundados em amostras com índice de vazios inicial de 1,3; 1,0 e 0,8 com teor de adição de cimento de 10%. Neste caso particular, utiliza-se uma cimentação alta para eliminar, ou minimizar, o efeito de desestruturação das amostras para o nível de tensão estudado. Observa-se um comportamento muito rígido de todas as amostras pela elevada cimentação inicial dos corpos-de-prova (10% de adição de cimento). A estrutura, neste caso, é estável para os níveis de tensão estudados e as amostras não apresentam tendência ao colapso mesmo para elevados índices de vazios.

A Tabela 7.1 apresenta os índices físicos iniciais e finais das amostras com índice de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8 e com teor de adição de cimento de 1%, testadas com o ensaio edométrico duplo, também são apresentadas as condições de ensaio e as tensões de inundação.



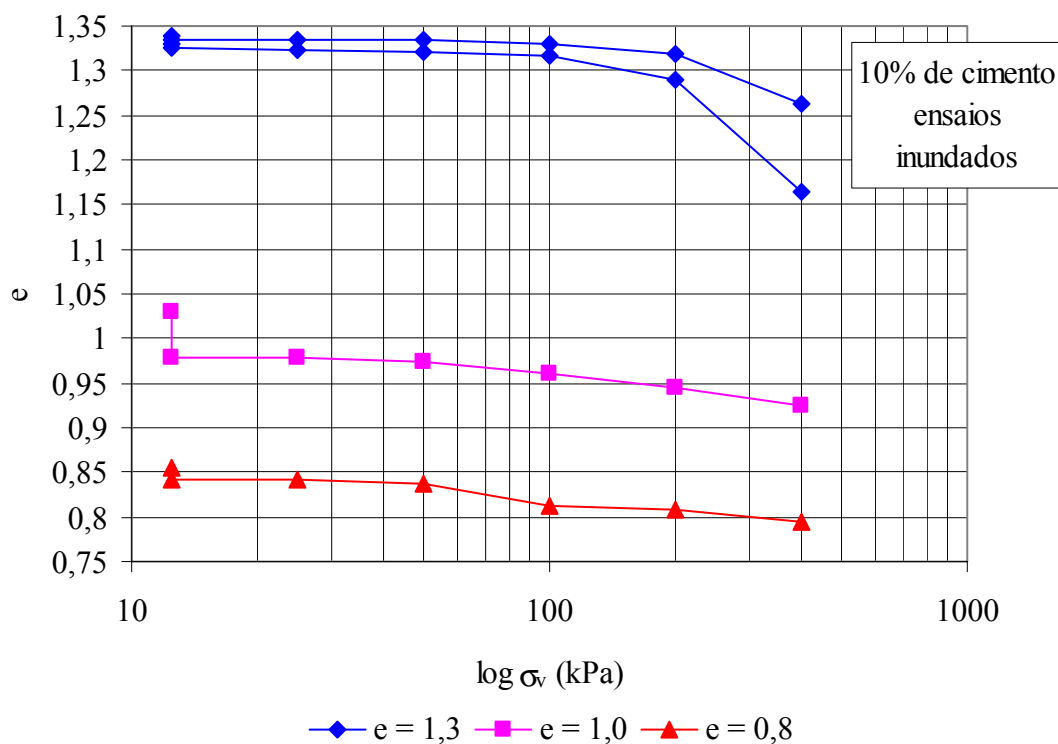


Figura 7.13 – Representação de ensaios edométricos em amostras com índice de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8 e com cimentação de 10%.

Tabela 7.1 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos duplo, condição de ensaio e tensão de inundação, no caso das amostras com cimentação de 1%.

teor de cimentação	e inicial	condição	w inicial (%)	Sr inicial (%)	e final ensaio	w final (%)	Sr final (%)	tensão de inund. (kPa)
1%	1,3	inundado	20,89	39,94	0,68	20,89	82,37	12,5
		não saturado	21,62	40,94	0,65	21,62	89,02	400
	1	inundado	22,55	54,16	0,73	22,55	82,61	12,5
		não saturado	21,85	52,97	0,67	21,85	87,32	400
	0,8	inundado	21,39	64,55	0,64	21,39	88,88	12,5
		não saturado	20,33	62,71	0,55	19,21	93,02	400
	1	inundado	22,55	54,16	0,73	22,55	82,61	12,5
		não saturado	21,85	52,97	0,67	21,85	87,32	400
1,3	inundado	20,89	39,94	0,68	20,89	82,37	12,5	
	não saturado	21,62	40,94	0,65	21,62	89,02	400	

A Tabela 7.2 apresenta os índices físicos iniciais e finais dos corpos-de-prova, sem cimentação (0% de cimento) e índices de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8, ensaiadas

inundadas edometricamente; mostra, também, as condições de ensaios e a tensão de inundação dos testes. A Tabela 7.3 apresenta os índices físicos iniciais e finais de amostras ensaiadas com ensaio edométrico de ponto único (simples) inundadas em 50 e 100 kPa. A Tabela 7.4 apresenta os índices físicos, condição de ensaio, bem como, a tensão de inundação das amostras ensaiadas edometricamente com índice de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8 e cimentação de 10%.

Tabela 7.2 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos inundados, condição de ensaio e tensão de inundação, no caso das amostras sem cimentação.

teor de cimentação	e inicial	condição	w inicial (%)	Sr inicial (%)	e final ensaio	w final (%)	Sr final (%)	tensão de inund. (kPa)
0%	0,8	inundado	13,22	46,57	0,37	13,31	97,06	12,5
	1,0	inundado	15,07	40,95	0,47	17,18	97,65	12,5
	1,3	inundado	15,65	32,81	0,11	8,56	96,63	12,5

Tabela 7.3 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos de ponto único e tensões de inundação, no caso das amostras com cimentação de 1%.

teor de cimentação	e inicial	w inicial (%)	Sr inicial (%)	e final ensaio	w final (%)	Sr final (%)	tensão de inund. (kPa)
1%	0,8	15,90	52,63	0,62	17,35	74,49	50
		17,20	44,83	0,58	17,50	80,93	50
	1,0	16,43	43,38	0,48	17,67	98,40	100
		17,44	34,96	0,68	17,75	69,58	50
		17,51	35,13	0,55	17,77	86,72	100

Tabela 7.4 – Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos inundados, no caso das amostras com cimentação de 10 %.

teor de cimentação	e inicial	condição	w inicial (%)	Sr inicial (%)	e final ensaio	tensão de inund. (kPa)
10%	0,8	inundado	18,22	58,67	0,79	12,5
		inundado	17,30	44,89	0,92	12,5
	1,3	inundado	17,50	35,15	1,16	12,5
		inundado	17,93	35,79	1,26	12,5

### 7.2.1.2 Ensaio edométrico duplos e simples – amostras com poliestireno

Os mesmos procedimentos de ensaio, descritos em 7.2.1.1, foram adotados para ensaiar as amostras com partículas de poliestireno expandido, sendo a única diferença a primeira tensão vertical aplicada (25 kPa), por não ser o mesmo equipamento utilizado para as amostras sem poliestireno. As configurações ensaiadas foram: solo-cimento-poliestireno expandido e solo-poliestireno expandido com índice de vazios inicial de 1,3 ( $e_0 = 1,3$ ); solo-cimento e solo com índice de vazios inicial de 0,6 ( $e_0 = 0,6$ ). Os carregamentos verticais variaram de 25 a 800 kPa, seguidos de descarregamento até 200 kPa nas amostras com  $e_0 = 0,6$ . Já para as amostras com  $e_0 = 1,3$ , a carga vertical aplicada variou de 25 a 200 kPa e os ensaios na condição não saturada foram inundados após o carregamento de 200 kPa. A seguir serão apresentados os resultados do ensaio de 17 amostras, onde foram realizados ensaios do tipo edométrico duplo e simples, de ponto único, (carregamento vertical seguido de inundação) para as diferentes configurações iniciais das amostras em estudo. O ajuste sugerido anteriormente em relação ao índice de vazios anterior à primeira carga aplicada, ajuste dado pelas Equações 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 e 7.5, também foi adotado para representação dos resultados obtidos nesta etapa. O ajuste permite uma melhor visualização e comparação dos resultados dos ensaios inundados, não saturados e de ponto único.

A Figura 7.14 mostra a variação do índice de vazios frente a carregamento vertical em condições não saturadas e inundadas em amostras com o mesmo índice de vazios inicial ( $e_0 = 1,3$ ), com e sem cimentação (1 e 0% de cimento). A adição de apenas 1% de cimento já muda completamente o comportamento do material. O material cimentado (solo-cimento-poliestireno), apresenta uma maior rigidez no primeiro trecho do ensaio não saturado e uma rigidez constante no ensaio inundado. As curvas edométricas das amostras (solo-poliestireno) sem cimentação apresentam um comportamento compressível, sendo que a curva inundada mostra uma compressibilidade ainda maior. Porém ambas curvas, para a tensão vertical aplicada de 200 kPa, tendem à aproximadamente o mesmo índice de vazios (0,52).

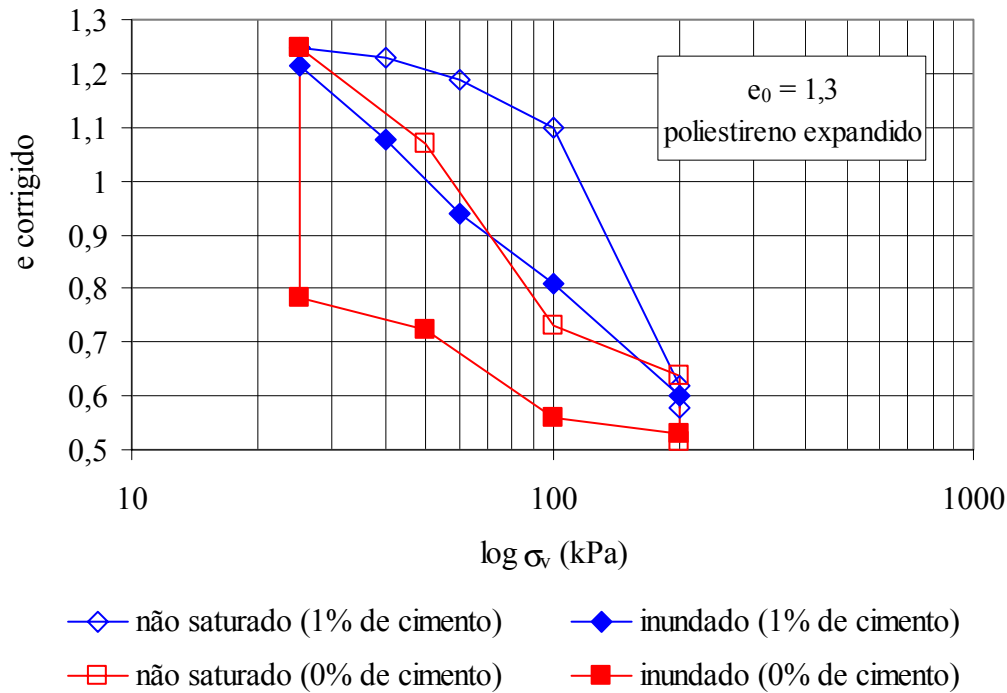


Figura 7.14 – Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,3$ .

Na Figura 7.15 estão representados os resultados obtidos de ensaios edométricos duplo em amostras com o mesmo índice de vazios inicial ( $e_0 = 0,6$ ), em amostras com e sem cimentação (1 e 0 % de cimento). Nota-se que não há diferença entre a curva não saturada e a curva inundada, tanto para a configuração sem cimentação, quanto para configuração com cimentação (1% de cimento). A amostra com cimentação apresentou um comportamento mais rígido, enquanto que a amostra sem cimentação apresentou uma maior deformabilidade. Com a aplicação da carga de 800 kPa, obtêm-se um índice de vazios de aproximadamente 0,57 para as amostras cimentadas e de aproximadamente 0,54 para as amostras sem cimentação.

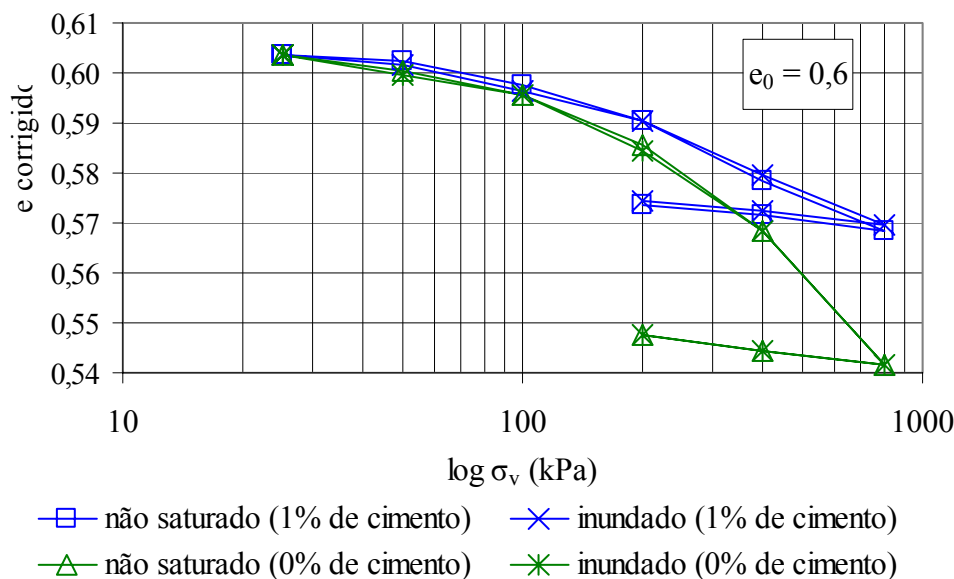


Figura 7.15 - Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 0,6$ .

As Figuras 7.16 e 7.17 apresentam os resultados de ensaios edométricos duplo e simples realizados em amostras com índice de vazios inicial de aproximadamente 1,3 com e sem cimentação respectivamente. Os ensaios edométricos simples estão representados a partir do índice de vazios da amostra após a aplicação da carga vertical e o ponto seguinte representa o índice de vazios após a inundação (colapso). Na Figura 7.16 as cargas verticais aplicadas antes da inundação, nos ensaios edométricos simples, foram de 25, 40, 60, 100 kPa, enquanto que na Figura 7.17 os carregamentos foram de 25, 50 e 100 kPa. É notável, em ambas figuras, que o colapso observado através do ensaio edométrico de ponto único apresenta maior magnitude que aquele obtido pelo ensaio edométrico duplo. As amostras sem cimentação apresentam colapso significativo para baixos níveis de tensão atuante e este diminui com o aumento da carga aplicada, mesmo comportamento observado tanto por edométrico duplo e simples (apenas com diferente magnitude de valores). No caso das amostras cimentadas, observa-se um colapso de pequena magnitude para baixas tensões atuantes que cresce até um ponto máximo (colapso máximo), a partir do qual ocorre uma diminuição do colapso observado com o aumento da tensão, também apresentando o mesmo comportamento obtido através de edométrico duplo e simples, porém com magnitude de valores distinta. A Tabela 7.5 apresenta os índices físicos das amostras com índice de vazios de 1,3 e 0,6; com e sem cimentação, ensaiadas com edométrico duplo e simples, bem como as condições de ensaio e as tensões de inundação.

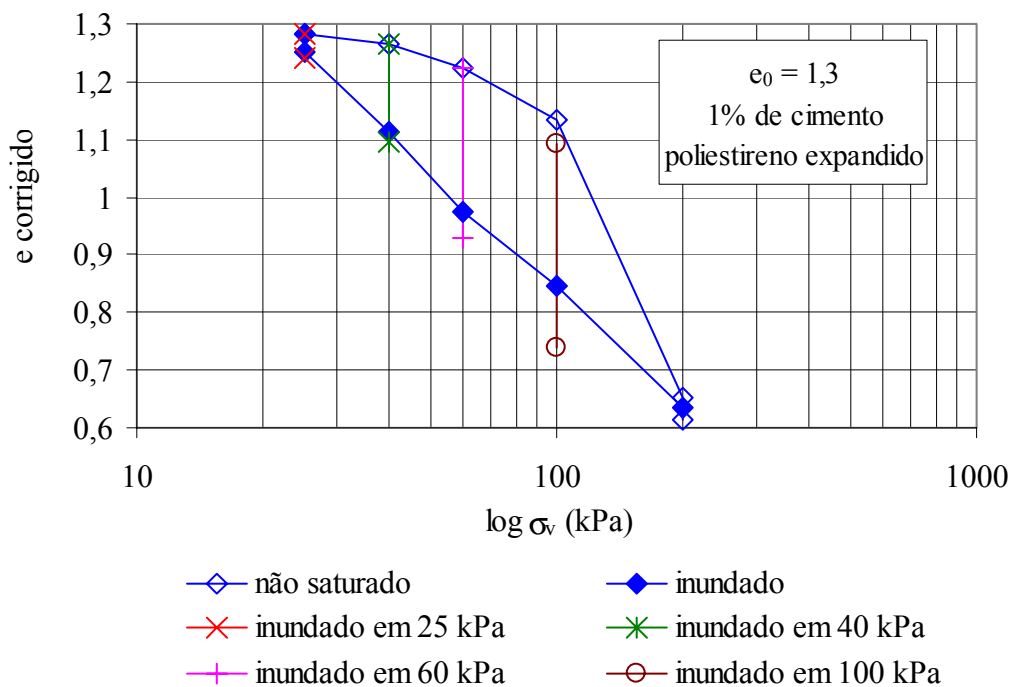


Figura 7.16 - Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,3$  e 1% de cimentação.

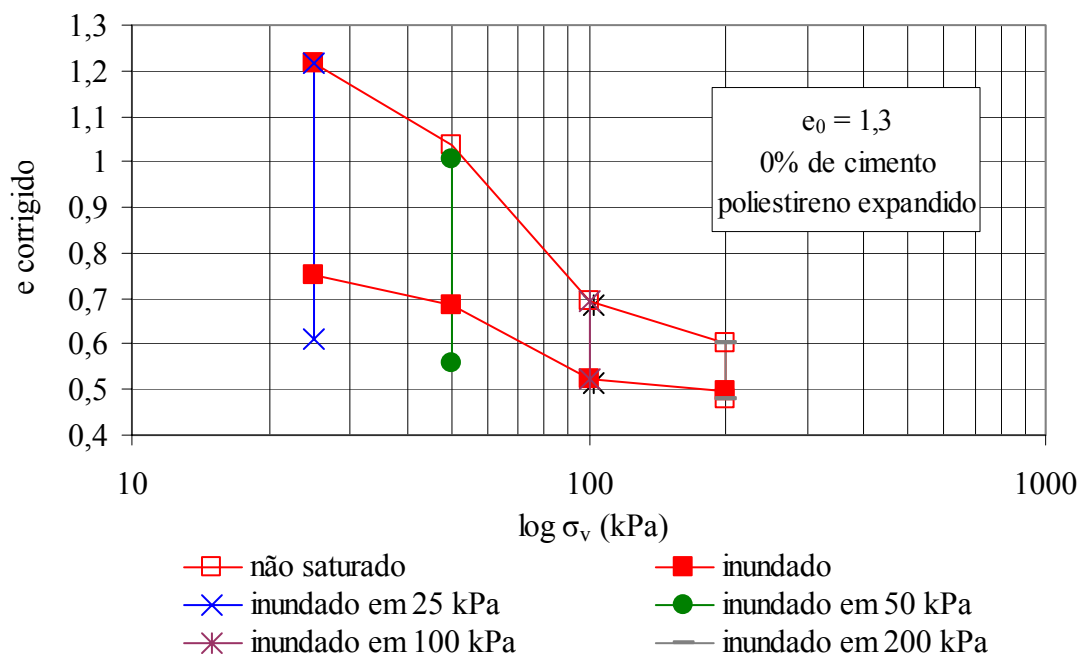


Figura 7.17 - Variação do índice de vazios corrigido com a tensão vertical – ensaios edométricos em amostras com  $e_0 = 1,3$  e sem cimentação.

Tabela 7.5 — Índices físicos iniciais e finais das amostras dos ensaios edométricos duplo e simples, condição de ensaio e tensão de inundação, no caso das amostras com cimentação de 1% e sem cimentação.

teor de cimentação	e inicial	condição	w inicial (%)	Sr inicial (%)	e final	tensão de inund. (kPa)
1%	1,3	inundado	15,8	32,0	0,63	25
		não saturado	16,1	32,7	0,61	200
		inundado	15,2	31,6	1,24	25
		inundado	16,3	33,4	1,09	40
		inundado	15,0	30,9	0,93	60
		inundado	15,7	31,5	0,74	100
	0,6	inundado	15,8	68,0	0,55	12,5
		não saturado	16,0	68,4	0,57	800
0%	1,3	inundado	15,5	32,0	0,53	25
		não saturado	15,6	32,2	0,52	200
		inundado	15,7	33,0	0,61	25
		inundado	15,3	32,7	0,56	50
		inundado	15,8	32,6	0,52	100
	0,6	inundado	15,9	69,6	0,54	12,5
		não saturado	16,0	68,7	0,54	800

### 7.2.1.3 Potencial de colapso

A Figura 7.18 apresenta o potencial de colapso calculado por ensaios edométricos duplos e simples para amostras com cimentação de 1% e o índice de vazios inicial de 1,3; 1,0 e 0,8; moldadas com a técnica em duas etapas (sem poliestireno). Além disso, estão representadas as estimativas (tracejadas) das curvas de potencial ao colapso para as diferentes configurações de solo. A curva de potencial de colapso observada de ensaios edométricos simples apresenta colapso para baixos níveis de tensões, enquanto que a curva de potencial de colapso obtida pelo edométrico duplo não apresenta colapso para baixo níveis de carregamento. Observa-se a ocorrência de colapso nas amostras com maior índice de vazios inicial ( $e_0 = 1,3$  e  $1,0$ ), enquanto que as amostras com índice de vazios inicial de 0,8 não mostraram colapso. Para todos os níveis de tensão estudados, o colapso observado pelo ensaio edométrico simples possui maior magnitude que o colapso obtido pelo ensaio edométrico duplo em amostras com as mesmas condições iniciais.

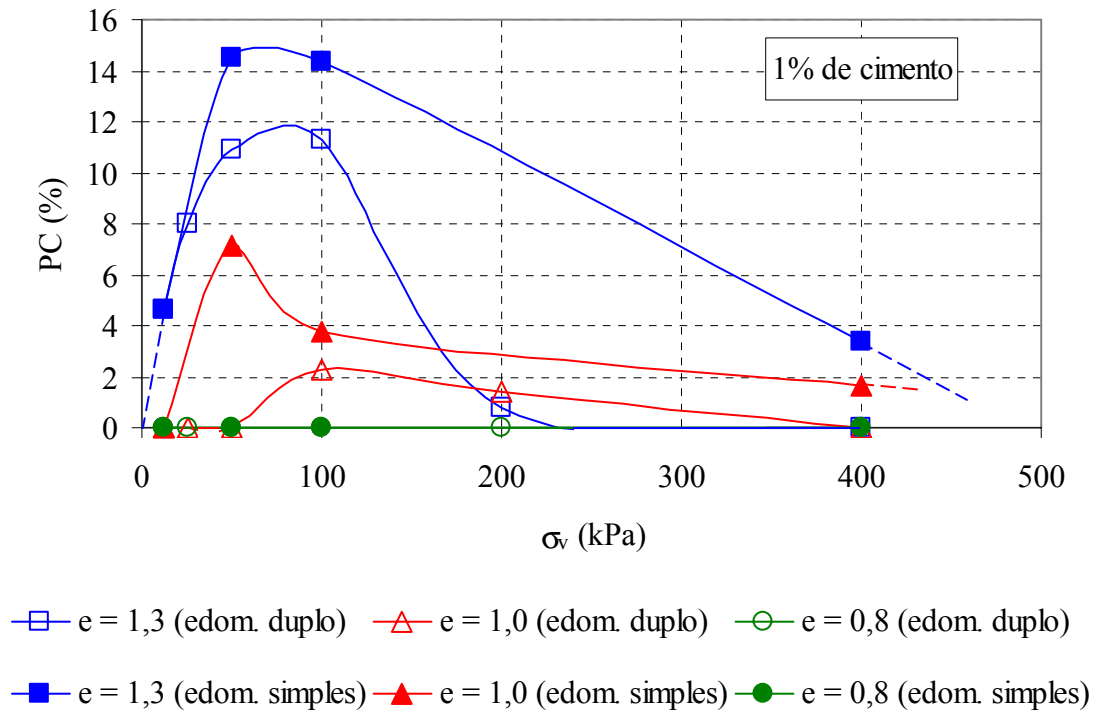


Figura 7.18 – Potencial de colapso das amostras com cimentação de 1% e índices de vazios iniciais de 1,3; 1,0 e 0,8.

A Figura 7.19 apresenta o potencial de colapso, para tensões atuantes na faixa de 25 a 200 kPa, em amostras com poliestireno expandido, índice de vazios inicial de 1,3, com e sem cimentação. Analisando-se a figura, nota-se que a adição de cimento, mesmo que em pequena quantidade (1%), muda drasticamente o comportamento do material em relação ao colapso conforme descrito anteriormente. O material cimentado apresenta uma curva de potencial de colapso que cresce até uma determinada tensão vertical, onde ocorre o colapso máximo, e após diminui gradativamente com o aumento do carregamento atuante. Já o solo sem cimentação, apresenta um colapso de grande magnitude para baixas tensões que diminui com o aumento da carga atuante.



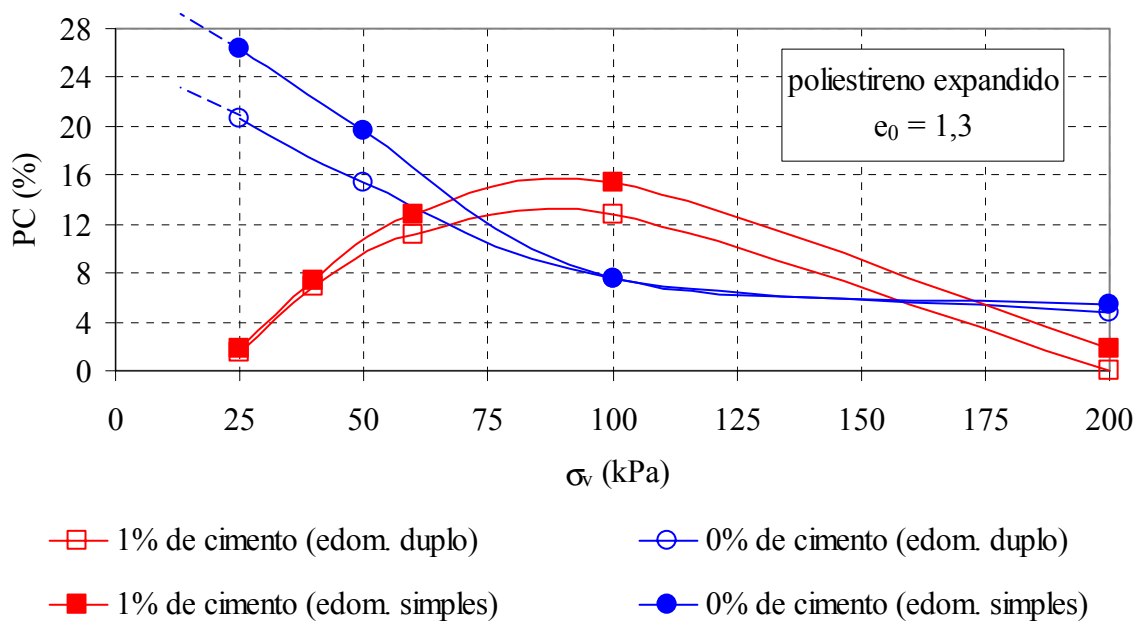


Figura – 7.19 – Potencial de colapso das amostras com poliestireno expandido, mesmo índice de vazios inicial ( $e_0 = 1,3$ ) e com e sem cimentação.

Os padrões observados nas Figuras 7.18 e 7.19 podem ser analisados à luz de outros trabalhos anteriores. Ferreira (1995), Souza Neto (2004) e Silva e Ferreira (2004) comparam valores de potencial de colapso obtidos pelos ensaios edométricos duplos e simples e concluíram que os potenciais de colapso determinados através de ensaios edométricos simples são, na maioria, superiores aos obtidos pelos ensaios edométricos duplos. Esta evidência é similar à observada no presente trabalho. Resultados semelhantes foram encontrados por Bevenuto (1982), Ferreira (1995), Futai (1997), Medero (2001). Nesta tese, considera-se que trajetória seguida nos ensaios (carregamento-inundação e inundação-carregamento) influencia os valores de potencial de colapso, ou seja, observa-se uma tendência clara que a trajetória de inundação é um dos fatores que comanda o fenômeno de colapso. Por isso, os ensaios edométricos simples e duplos indicam magnitudes de colapso distintas para diferentes trajetórias de inundação.

Futai (1997) observou em ensaios edométricos simples que o potencial ao colapso aumenta rapidamente com a tensão de inundação até um ponto máximo e decresce lentamente, mesmo comportamento aqui observado. Sun e Matsuoka (2004) comprovaram a existência de um máximo valor de colapso para um determinado valor de tensão aplicada. Silva e Ferreira (2004) obtiveram resultados de potencial ao colapso

apresentando um pico, ou seja, um valor máximo associado a uma determinada tensão. Mesmo comportamento, também, foi observado por Balmaceda (1986).

Em resumo, os métodos que utilizam os ensaios edométricos simples e duplo são melhores na identificação do colapso por constituírem-se em uma observação direta, conforme concluído por outros autores como Houston (1996); Futai (1997) e Souza Neto (2004). Futai (1997) considera que os ensaios edométricos duplos têm a vantagem de considerarem a história de tensões e estado de tensões atual na determinação da colapsibilidade. Nos métodos de Jennings e Knight (1975) e Letenegger e Saber (1988), através de ensaios edométricos simples utiliza-se uma tensão de inundação de referência para identificação de colapso, sendo esta de 200 e 300 kPa respectivamente. Estes valores de referência podem não ser ideais para esta identificação. Estas metodologias desprezam a história de tensões do solo e apresentam uma trajetória de tensões do solo seguida até a inundação, completamente distinto do ensaio edométrico duplo. Futai (1997) critica as propostas de Jennings e Knight (1975) e Lutenegger e Saber (1988) pelo fato destas desconsiderarem a história de tensões do solo. Caso as tensões de escoamento na condição saturada forem superiores às tensões de referência (200 e 300 kPa) haverá pouca ou até mesmo expansão do solo, comenta neste sentido Souza Neto (2004). Além disso, o autor frisa que, por outro lado, há solos colapsíveis cuja tensão de ruptura no estado natural está bem aquém da tensão de referência. Souza Neto (2004) considera que a proposta de Jennings e Knight (1975) analisa a potencialidade ao colapso por faixas de valores, passível de aplicação para qualquer nível de tensão e não apenas para a tensão de referência. O autor sugere uma extrapolação da classificação para qualquer nível de tensão.

Nesta tese, também, observou-se, para um mesmo nível de tensões, uma maior magnitude no colapso observado através de ensaios edométricos de ponto único (simples) do que nos ensaios edométricos duplos. Resultados semelhantes são relatados em Benvenuto (1982), Balmaceda (1986), Alonso et al. (1987), Ferreira (1995), Futai (1997), Silva e Ferreira (2004) e Souza Neto (2004). Isto evidencia a forte e significativa influência da trajetória de inundação seguida na magnitude do colapso ocorrido. O potencial de colapso é função da trajetória de inundação.

### 7.2.2 Ensaios edométricos com controle de sucção

A Figura 7.20 apresenta os resultados obtidos em ensaios edométricos com sucção controlada, em amostras na configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,4$  e 1% de cimento), para valores de sucção constantes e iguais a 50, 100 e 200 kPa. A Tabela 7.6 mostra os índices físicos iniciais e finais das amostras. Na mesma figura são apresentadas, para comparação, as trajetórias obtidas para o ensaio inundado e para o ensaio na condição de umidade constante (já apresentados anteriormente).

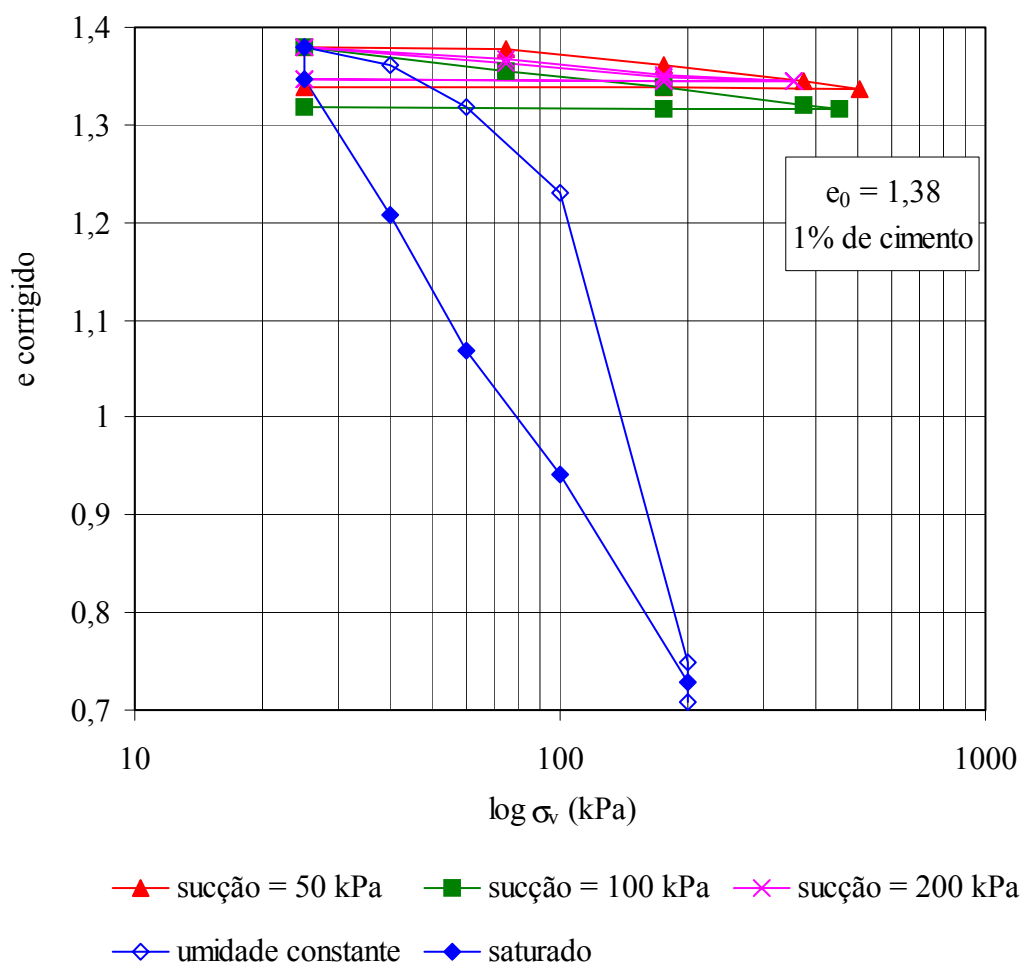


Figura 7.20 - Curvas ( $\log \sigma_v, e$ ) obtidas nos ensaios edométricos com controle de sucção em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,38$  e 1% de cimento).

Conforme mostra a Figura 7.20 a redução volumétrica nos ensaios edométricos com sucção controlada foi muito pequena devido à imposição de sucção ao longo destes

ensaios. Embora seja possível, observa-se 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 definida, é nítida a mudança de comportamento produzida pelo efeito da sucção. Enquanto o ensaio inundado apresenta elevada deformação, a sucção confere grande rigidez às amostras. A amostra ensaiada na umidade natural apresenta comportamento intermediário, exibindo elevada rigidez inicial (inicialmente,  $u_a - u_w \cong 30kPa$ ) que reduz rapidamente com a variação de índice de vazios. A umidade permanece constante ao longo do ensaio, ocorre uma redução progressiva do índice de vazios que acarreta numa redução progressiva da sucção atuante e conseqüente redução da rigidez da amostra. No ensaio com sucção constante de 50 kPa, nota-se uma rigidez inicial bastante pronunciada em relação aos ensaios com sucção constante de 100 e 200 kPa.

Tabela 7.6 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com sucção controlada.

Sucção [kPa]	Umidade Inicial ( $w_i$ ) [%]	Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ )	Índice de Vazios Final Carregamento ( $e_{f \text{ carreg}}$ )	Índice de Vazios Final Descarregamento ( $e_{f \text{ descarreg}}$ )
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 7.21, todas partindo de uma sucção mátrica inicial de 200 kPa e inundadas para diferentes níveis de tensão vertical.

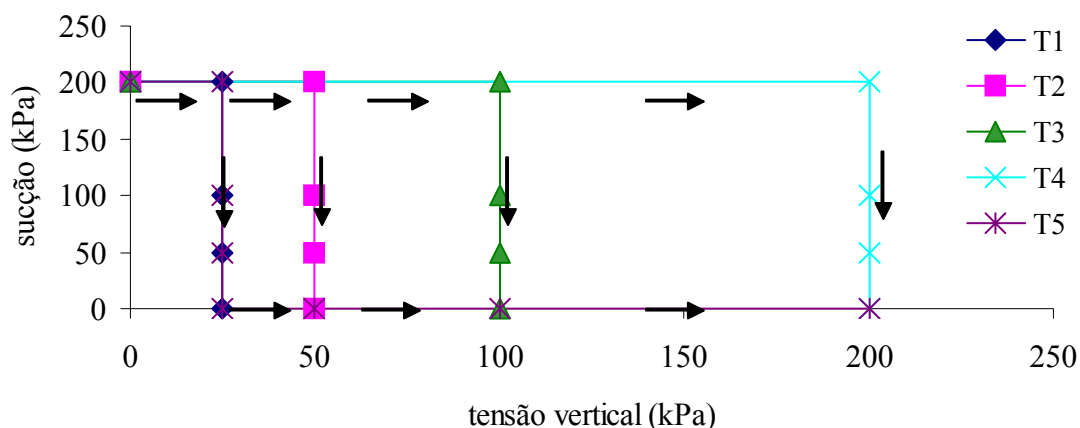


Figura 7.21 – Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios edométricos com controle de sucção para amostras solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

*T1 = equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após carregamento vertical de 25 kPa. A cada 3 dias a sucção era reduzida até se chegar em 0 kPa.*

*T2 = equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após carregamento vertical de 50 kPa. A cada 3 dias a sucção era reduzida até se chegar em 0 kPa.*

*T3 = equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após carregamento vertical de 100 kPa. A cada 3 dias a sucção era reduzida até se chegar em 0 kPa.*

*T4 = equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após carregamento vertical de 200 kPa. A cada 3 dias a sucção era reduzida até se chegar em 0 kPa.*

*T5 = equalização da sucção de 200 kPa (por 4 dias), após carregamento vertical de 25 kPa. A cada 3 dias a sucção era reduzida até se chegar em 0 kPa. Após carregamento vertical, até o limite do equipamento, seguido de descarregamento.*

A variação ocorrida no índice de vazios, nos ensaios edométricos com sucção controlada que seguiram as trajetórias descritas na Figura 7.21, é ilustrada pela Figura 7.22. Os resultados são representados na Figura 7.23, que apresenta um ajuste no eixo do índice de vazios através da normalização pelo índice de vazios inicial. Verifica-se, observando-se os resultados da figura, que ocorre deformação tanto em função da aplicação da tensão vertical (à sucção constante) como em decorrência da redução da sucção, colapso (à tensão vertical constante). Verifica-se uma pequena redução no

índice de vazios para as tensões verticais de 25 e 50 kPa pela aplicação da carga. Quanto maior o carregamento aplicado (à sucção constante), maior a deformação observada. O colapso observado pela redução de sucção de 200 a 0 kPa, foi maior quanto menor o nível de tensão atuante. As amostras ensaiadas, à tensão constante de 25 e 50 kPa, apresentaram um maior colapso com a variação da sucção de 200 para 100 kPa e, praticamente, não apresentaram variação no índice de vazios no trecho de redução da sucção entre 100 e 0 kPa. A maior redução no índice de vazios pela inundação ocorreu para as amostras submetidas à tensão vertical de 25 e 50 kPa. As demais amostras já apresentaram uma redução significativa no índice de vazios, na etapa anterior à inundação, pela aplicação do carregamento vertical. É interessante observar que a redução da sucção imposta, de 100 para 0 kPa (inundação), gera uma variação no índice de vazios muito pequena pois neste estágio a amostra já encontra-se parcialmente desestruturada. Finalmente, verifica-se que as amostras submetidas a tensões verticais entre 25 e 100 kPa convergiram para um índice de vazios final normalizado em torno de 0,97, enquanto que a amostra submetida a 200 kPa atingiu um índice de vazios final normalizado de 0,964. No caso do carregamento vertical igual 200 kPa, a redução do índice de vazios ocorre mais significativamente pela atuação da carga vertical. Os índices físicos iniciais e finais das amostras ensaiadas estão apresentados na Tabela 7.7.

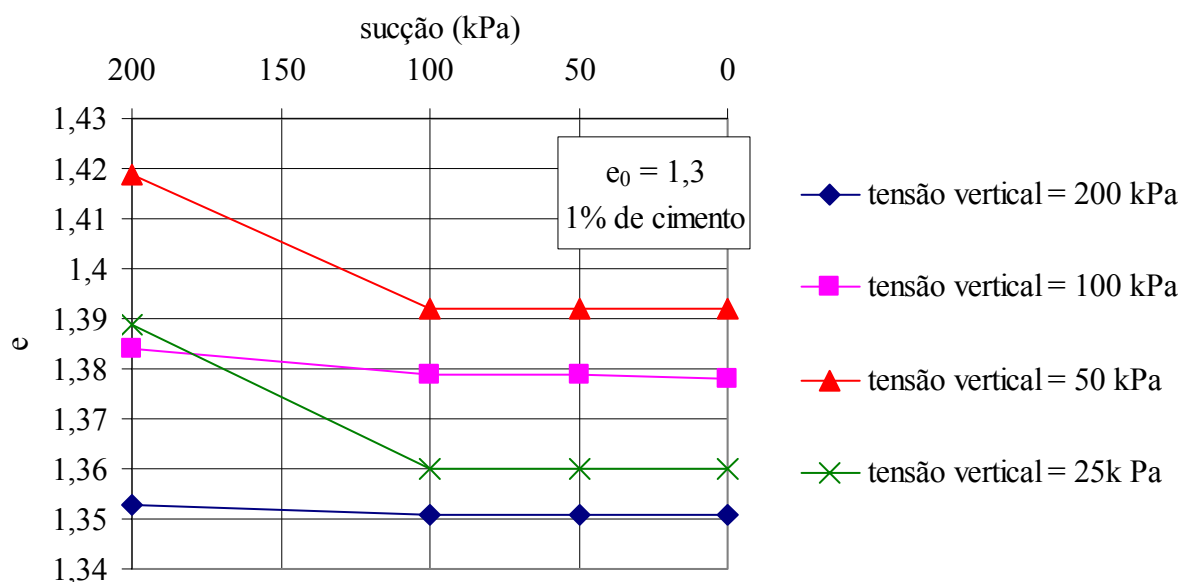


Figura 7.22 – Variação do índice de vazios com a redução da sucção à tensão vertical constante, em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

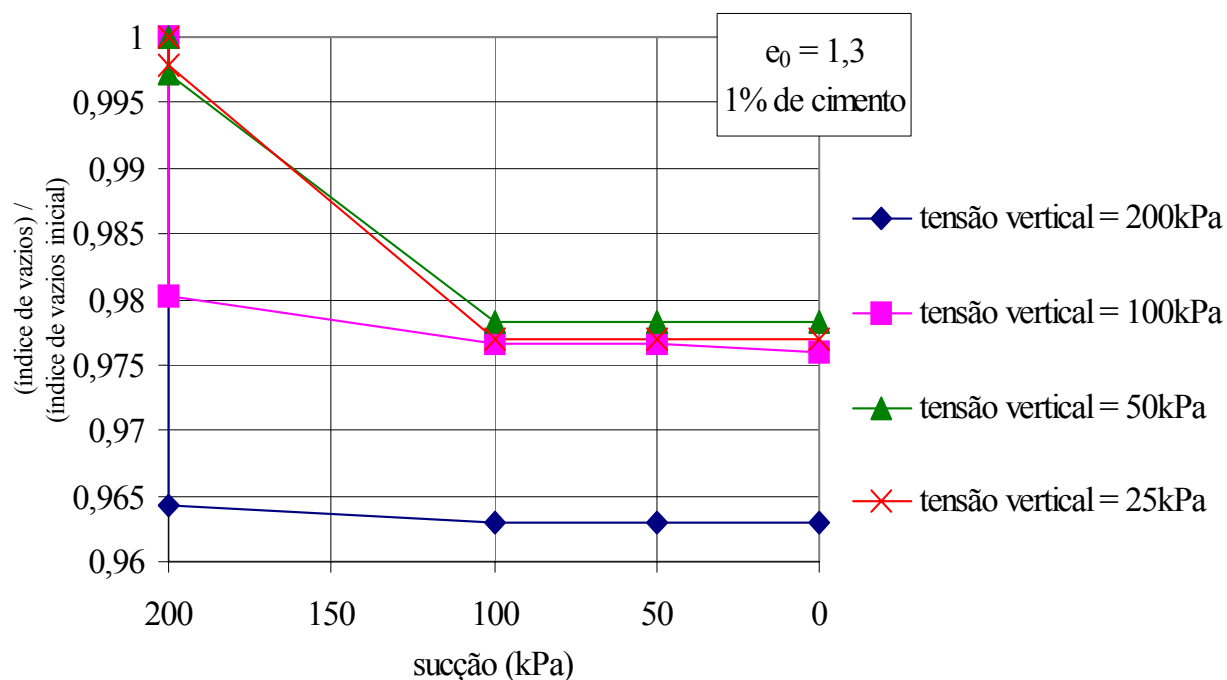


Figura 7.23 – Variação no índice de vazios pelo o índice de vazios inicial com a redução da sucção à tensão vertical constante, em amostras com a configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

Tabela 7.7 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos com controle de sucção, representadas na Figura 5.38.

Tensão Vertical [kPa]	Umidade Inicial ( $w_i$ ) [%]	Índice de Vazios Inicial ( $e_0$ )	Índice de Vazios Final Carreg. Vertical ( $e_{f_{carreg}}$ )	Índice de Vazios Final, ( $u_a - u_w$ ) = 0 ( $e_{f_{(u_a - u_w) = 0}}$ )
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

Os fenômenos físicos observados podem ser discutidos com base no modelo de Alonso et al. (1990), apresentado no Capítulo 2. Em todos os ensaios edométricos realizados observam-se baixos valores de pressão de pré-adensamento – no caso inundados este valor é inferior a 25 kPa, apresentando um aumento discreto com a elevação da sucção na faixa entre 50 e 200 kPa. As variações do índice de vazios à sucção constante, durante a aplicação das tensões verticais, podem ser interpretadas à

luz da pressão de pré-adensamento. Para valores de tensão vertical de 25 e 50 kPa observaram-se pequenas variações no índice de vazios, a estrutura original foi em grande parte preservada e observou-se, como consequência, um colapso expressivo da amostra durante a inundação entre 200 e 100 kPa. É possível sugerir portanto, que neste intervalo, a trajetória de inundação cruzou a curva LC (*loading-collapse*) no espaço  $(u_a - u_w)$  versus  $\log \sigma_v'$ . Em contrapartida, quando a tensão vertical atinge níveis de 100 a 200 kPa, acima da pressão de pré-adensamento, a variação do índice de vazios é expressiva, sugerindo a quebra da estrutura cimentante pela simples aplicação da carga vertical (à sucção constante). Como consequência da redução do índice de vazios, a curva LC é transladada no eixo isotrópico e sua inclinação torna-se mais acentuada, conforme ilustrado anteriormente na Figura 2.49. Em consequência, o colapso reduz com o aumento do nível de tensão vertical aplicado, exatamente como observado na Figura 7.23.

Finalmente, verifica-se que as amostras não atingiram o mesmo valor de índice de vazios final. A autora acredita que as amostras não atingiram a completa saturação ao final do carregamento. Se realmente não houve tempo suficiente para equalização ao final de cada etapa de redução da sucção, o colapso observado nestes ensaios será inferior àqueles calculados para o edométrico duplo (apresentado na Figura 7.24). A figura apresenta o potencial de colapso calculado a partir dos ensaios edométricos à sucção constante,  $(u_a - u_w) = 50, 100$  e  $200$  kPa, em relação ao ensaio inundado. Para comparação, também é apresentada a curva de potencial de colapso calculada a partir do ensaio à umidade constante.



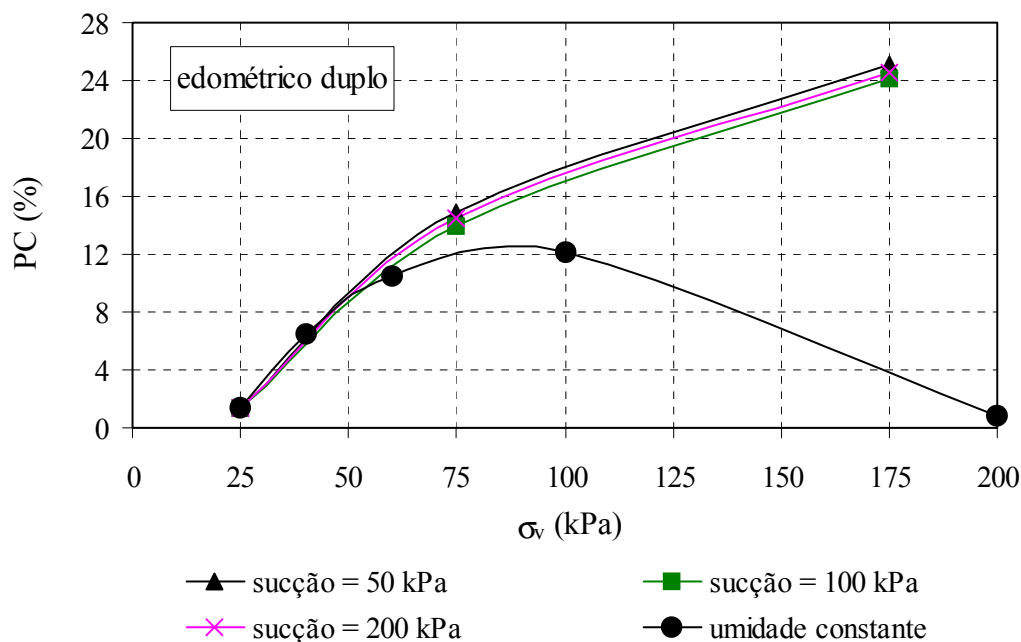


Figura 7.24 – Potencial de colapso obtido do ensaio edométrico duplo para sucções de 50, 100 e 200 kPa e umidade constante, amostras com configuração solo-cimento-poliestireno expandido ( $e_0 = 1,3$  e 1% de cimento).

### 7.3 Ensaio de Compressão Isotrópica com Controle de Sucção

O ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção realizado, em uma amostra moldada pela técnica em duas etapas (sem poliestireno), seguiu a trajetória de tensões e sucções representada na Figura 7.25. A Tabela 7.8 apresenta as características e índices físicos iniciais, bem como, o volume total da amostra, volume de ar e volume de água iniciais do corpo-de-prova.

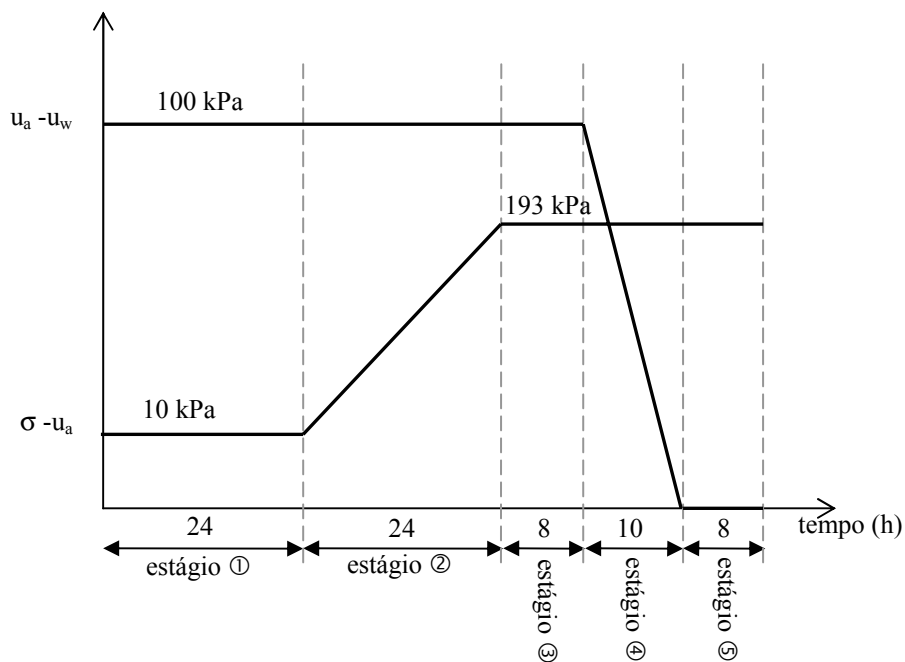


Figura 7.25 – Trajetória de tensões e sucções seguída no ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

A poro-pressão de ar ( $u_a$ ) foi mantida constante e igual a 150 kPa durante todo ensaio. O primeiro estágio consistiu na aplicação de uma tensão efetiva ( $\sigma - u_a$ ) igual a 10 kPa e de uma sucção ( $u_a - u_w$ ) de 100 kPa, este estágio foi mantido por 24 horas. A Figura 7.26 apresenta a variação do índice de vazios com a imposição da sucção e equalização da mesma em relação ao tempo. Nota-se uma pequena variação do índice de vazios no início do ensaio seguida da estabilização do índice de vazios em 1,32. Esta variação ocorreu devido à entrada de água na amostra, como pode ser visualizado na Figura 7.27. Verifica-se que com a imposição da sucção de 100 kPa, houve um aumento no grau de saturação (de aproximadamente 36% para aproximadamente 42%), ou seja, a sucção inicial da amostra era superior a 100 kPa (valor imposto).

Tabela 7.8 – Características, índices físicos e volumes iniciais da amostra ensaiada.

$e_0$	teor de cimento (%)	$w_i$ (%)	$Sr_i$ (%)	$V_{total_i}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{a_i}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{w_i}$ (cm <sup>3</sup> )
1,32	1	17,71	35,78	98,17	35,89	20,00

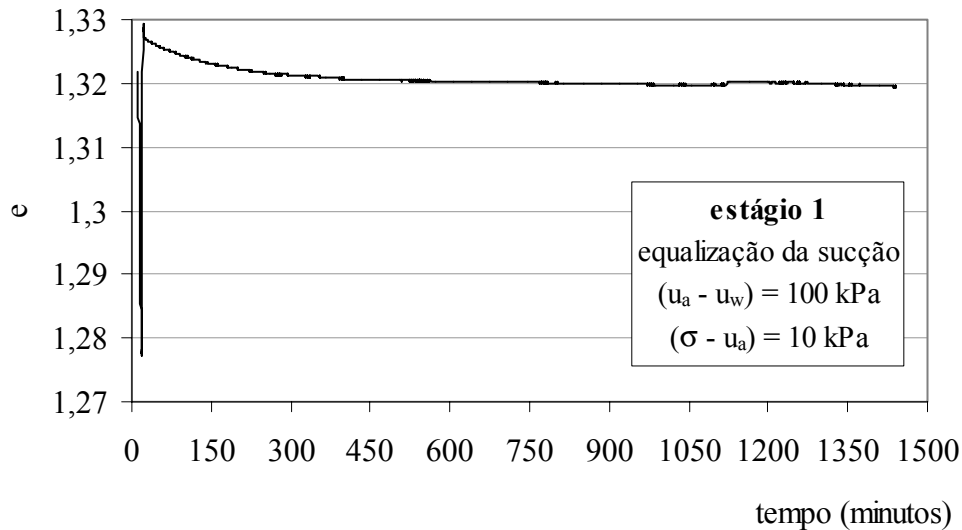


Figura 7.26 – Variação do índice de vazios em função do tempo, referente ao estágio 1 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

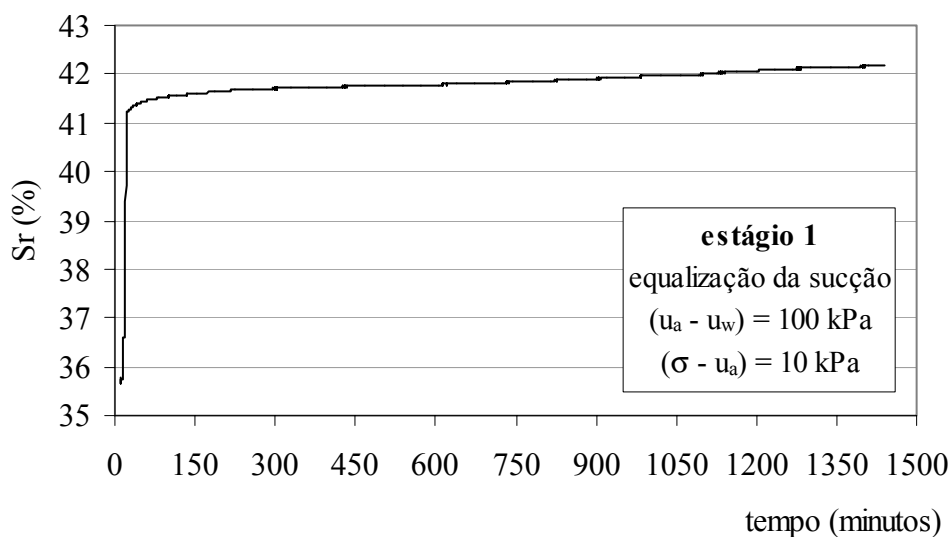


Figura 7.27 – Variação do grau de saturação em função do tempo, referente ao estágio 1 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

No segundo estágio, a sucção foi mantida em 100 kPa e aumentou-se a tensão efetiva (carregamento) até aproximadamente 193 kPa (limite imposto pelo compressor de ar utilizado pelo equipamento), com duração de 24 horas. A Figura 7.28 mostra a variação do índice de vazios com o aumento de  $(\sigma - u_a)$  aplicado ao corpo de prova. Ocorreu uma redução no índice de vazios de 1,32 até aproximadamente 0,9 pela carga aplicada, com sucção atuante de 100 kPa. A tensão de pré-adensamento observada foi da ordem de 30 kPa. A Figura 7.29 permite visualizar a variação ocorrida no grau de

saturação da amostra com a aplicação do carregamento. Analisando-se a figura, observa-se que a aplicação da carga causou um aumento no grau de saturação do corpo-de-prova, em torno de 20 % de aumento.

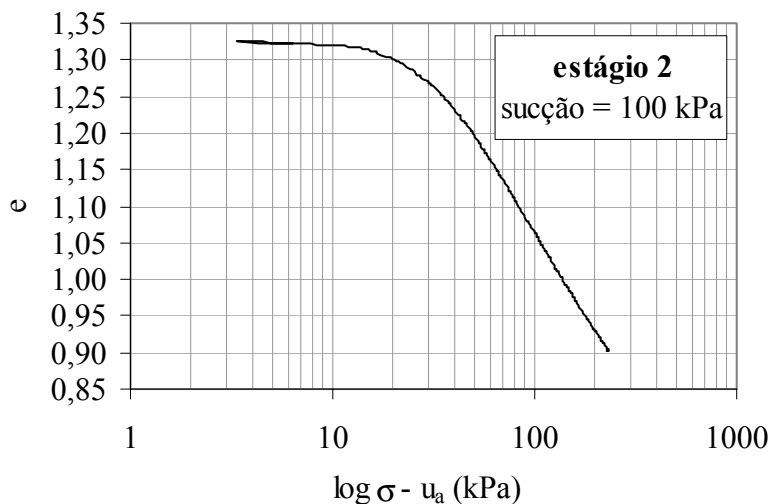


Figura 7.28 – Variação do índice de vazios com a aplicação da carga ( $\sigma - u_a$ ), referente ao estágio 2 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

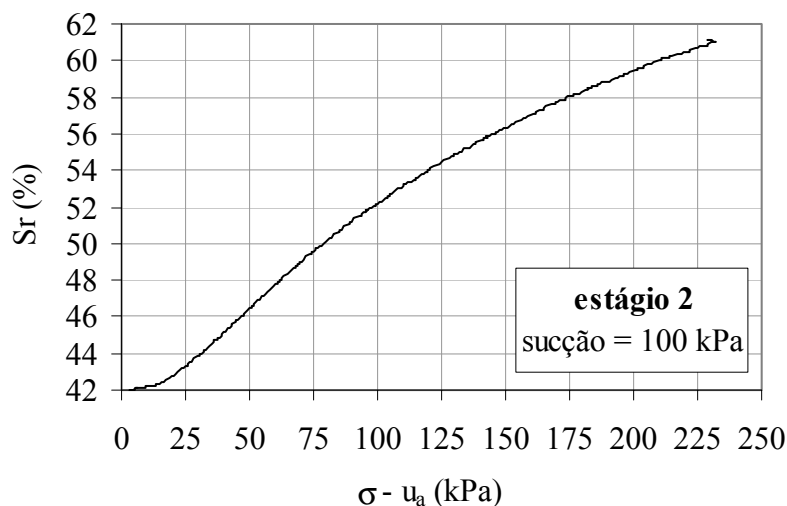


Figura 7.29 - Variação do grau de saturação com a aplicação da carga ( $\sigma - u_a$ ), referente ao estágio 2 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

O terceiro estágio foi realizado para obter-se a estabilização das deformações ocorridas pelo carregamento, por isso foram mantidos os mesmos valores de sucção e de tensão efetiva do final do estágio 2 por 8 horas. O estágio 4 foi realizado, em

aproximadamente 10 horas, consistindo na redução da sucção até 0 kPa, ou seja, saturação da amostra. A Figura 7.30 apresenta a variação no índice de vazios com a redução da sucção. Ocorreu um pequeno aumento do índice de vazios com a redução da sucção para zero, de aproximadamente 0,89 até 0,99. Não se observou a ocorrência de colapso, pois a estrutura já havia reduzido drasticamente o índice de vazios pela aplicação do carregamento. Este resultado é coerente com os resultados dos ensaios edométricos, que para amostras com o mesmo índice de vazios inicial e mesmo teor de cimentação.

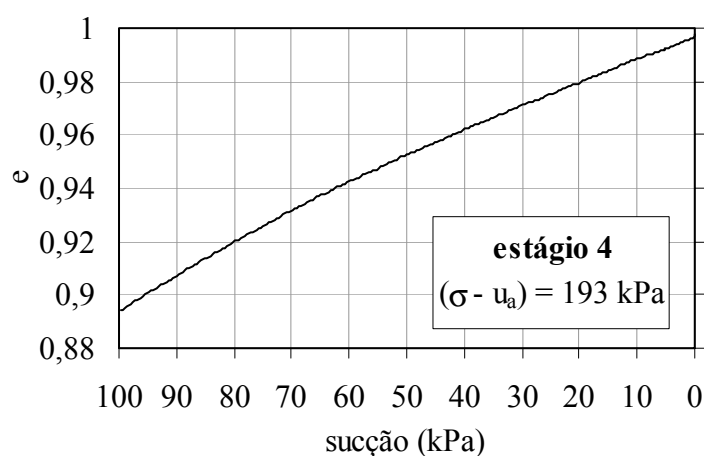


Figura 7.30 - Variação do índice de vazios pela redução da sucção de 200 para 0 kPa, referente ao estágio 4 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

A Figura 7.31 apresenta o aumento do grau de saturação ocorrido pela redução da sucção, estágio 4. O grau de saturação, também, variou em pequena magnitude, de aproximadamente 62 para 66%.

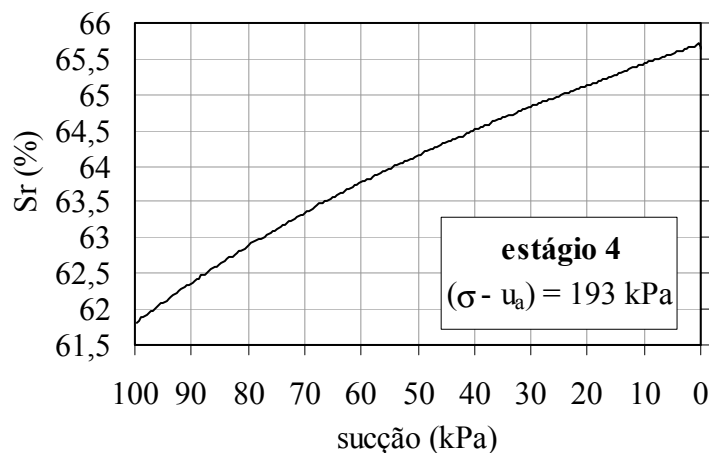


Figura 7.31 - Variação do grau de saturação pela redução da sucção de 200 para 0 kPa, referente ao estágio 4 do ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção.

No quinto estágio manteve-se a sucção ( $u_a - u_w = 0$  kPa) e a tensão aplicada por mais aproximadamente 8 horas, até a estabilização das deformações ocorridas pela saturação do corpo-de-prova. Após a estabilização das deformações o índice de vazios final da amostra foi de 1,08 e o grau de saturação final de 69,11%.

Este ensaio permitiu a obtenção da pressão de pré-adensamento para uma sucção de 100 kPa, sendo esta aproximadamente 30 kPa. Salienta-se que o simples carregamento isotrópico (à sucção constante de 100 kPa) gerou uma redução expressiva no índice de vazios e conseqüentemente não se observou colapso com a posterior inundação do corpo-de-prova.

## 8. MODELO CONSTITUTIVO NÃO SATURADO COM INCORPORAÇÃO DO EFEITO DA CIMENTAÇÃO E DO PROCESSO DE DESESTRUTURAÇÃO

### 8.1 Introdução

Nesta etapa do trabalho, será apresentado o modelo constitutivo sugerido por Wheeler (2004) baseado no modelo para solos não saturados (desenvolvido pelo grupo de Barcelona e descrito em Alonso et al., 1990), incorporando o efeito da cimentação (*bonding*) e a teoria de desestruturação (inicialmente apresentada por Gens e Nova, 1993), detalhados no item 2.5 do Capítulo 2. O objetivo deste capítulo é, ao introduzir um modelo constitutivo, rever qualitativamente os padrões observados experimentalmente, avaliando a adequabilidade e aplicabilidade do modelo proposto.

O modelo para solos não saturados desenvolvido por Alonso et al. (1990) é baseado, para condições saturadas, no modelo Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968) com uma extensão, para condições não saturadas, a inclusão de um parâmetro (sucção). O modelo considerando desestruturação do solo apresentado por Gens e Nova (1993) é baseado, também, para a condição saturada, no modelo Cam-Clay Modificado, porém adiciona um parâmetro de cimentação (*bonding*). O fato de ambos modelos serem baseados no modelo Cam-Clay Modificado para a condição saturada (Roscoe e Burland, 1968), permitiu a abordagem que será apresentada a seguir.

A incorporação de dois parâmetros no modelo Cam-Clay Modificado é necessária para uma correta representação da condição não saturada e do processo de desestruturação. A maioria das equações apresentadas por Alonso et al. (1990), no modelo para solos não saturados, permanece a mesma mas o termo que representa o tamanho da curva virgem de plastificação (intrinsic yield curve),  $p_{0i}(0)$ , é introduzido e, ao mesmo tempo, introduz-se o parâmetro  $x$  que representa a ligação entre partículas e pacotes de partículas do solo.

## 8.2 Desenvolvimento Matemático do Modelo Sugerido para Solos Colapsíveis

O desenvolvimento deste item foi baseado em Wheeler (2004) e Bitadi (2003).

### 8.2.1 Superfície de plastificação

A superfície de plastificação LC apresentada por Alonso et al. (1990) é dado por:

$$\left( \frac{p_0}{p^c} \right) = \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\left( \frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa} \right)} \quad (\text{Equação 2.56 bis})$$

Introduzindo-se o índice  $i$  para representar o tamanho da superfície de plastificação intrínseca, ou seja, sem o efeito da cimentação, obtém-se a seguinte equação:

$$\left( \frac{p_{0i}}{p^c} \right) = \left( \frac{p_{0i}^*}{p^c} \right)^{\left( \frac{\lambda_i(0)-\kappa}{\lambda_i(s)-\kappa} \right)} \quad (\text{Equação 8.1})$$

onde:

$p_{0i}$  é a tensão de pré-consolidação para uma sucção  $s$ , com uma cimentação inicial ( $x_0$ );

$p_{0i}^*$  é a tensão de pré-consolidação para condições saturadas, com uma cimentação inicial ( $x_0$ );

$\lambda_i(0)$  é a inclinação da linha de compressão virgem (*intrinsic compression line*) para uma sucção zero (condição saturada);

$\lambda_i(s)$  é a inclinação da linha de compressão virgem para uma sucção  $s$ . Adotando uma padronização da terminologia:  $p_{0i}$  é expresso por  $\bar{p}_{0i}(s)$  e  $p_{0i}^*$  é expresso por  $\bar{p}_{0i}(0)$ . A barra sobre o termo serve para representar tensões *net*. Substituindo os termos na Equação 8.1, tem-se a expressão:



$$\left(\frac{\bar{p}_{0i}(s)}{p^c}\right) = \left(\frac{\bar{p}_{0i}(0)}{p^c}\right)^{\left(\frac{\lambda_i(0)-\kappa}{\lambda_i(s)-\kappa}\right)} \quad (\text{Equação 8.2})$$

Para cada nível de sucção  $s$ , tem-se um valor de  $\bar{p}_{0i}$ .

A elipse obtida, em condições triaxiais, é calculada pela equação:

$$q^2 = M^2 \cdot [\bar{p} - (1+x) \cdot \kappa_s] \cdot (\bar{p}_0 - \bar{p}) \quad (\text{Equação 8.3})$$

onde o parâmetro  $(1+x)$  foi adicionado para definir onde a elipse, no caso de solo natural (indeformado), intercepta com o eixo  $\bar{p}$ . A Figura 8.1 apresenta a representação da superfície de plastificação intrínseca e a superfície de plastificação do solo cimentado nos eixos  $(p - u_a)$  versus  $q$  versus  $s$ .

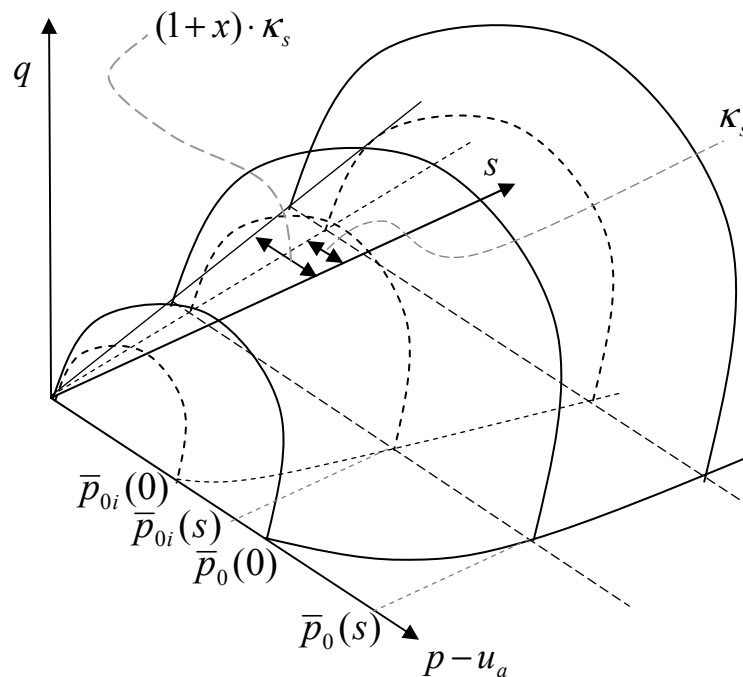


Figura 8.1 – Representação da superfície de plastificação do solo cimentado e a superfície de plastificação intrínseca do mesmo material.

A representação de seções da Figura 8.1 está apresentada na Figura 8.2 para sucção igual a zero e Figura 8.3 para uma sucção  $s$ , ambas no plano  $(\bar{p}, q)$ .

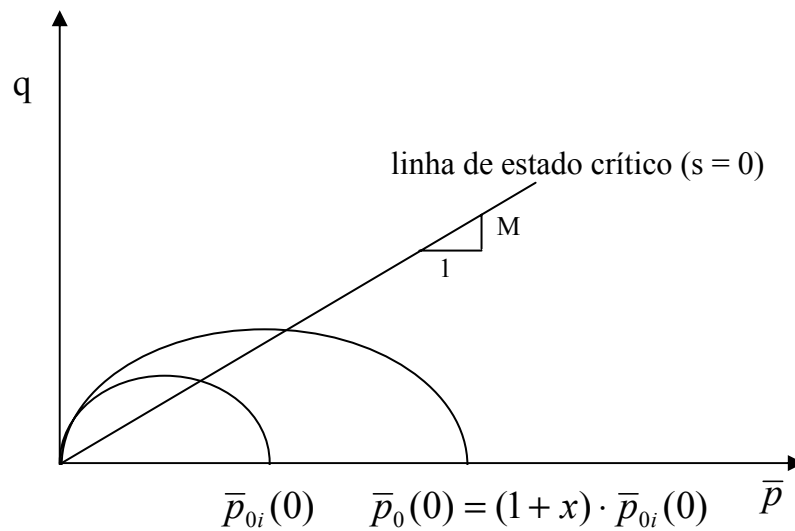


Figura 8.2 – Representação da superfície de plastificação, no plano  $(\bar{p}, q)$ , para sucção igual a zero.

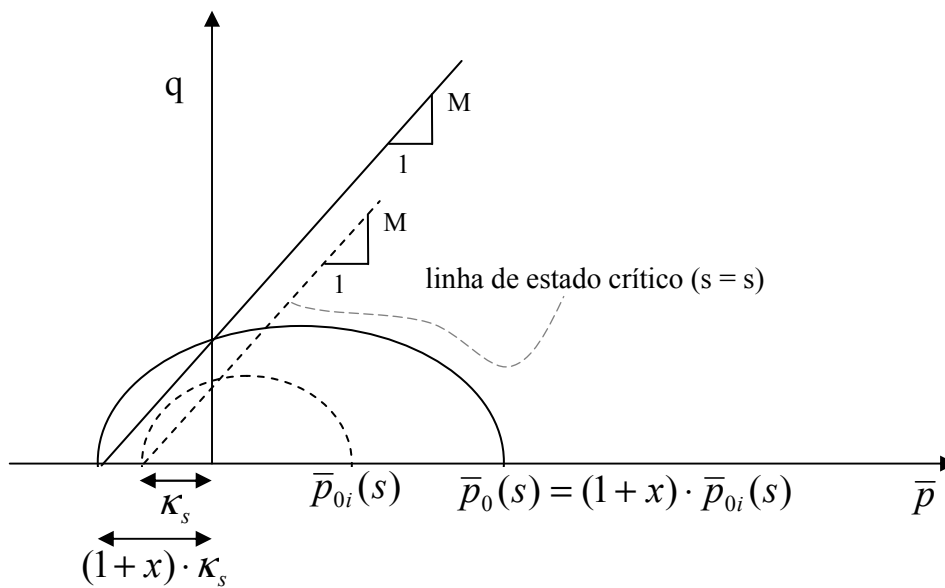


Figura 8.3 – Representação da superfície de plastificação, no plano  $(\bar{p}, q)$ , para uma sucção  $s$ .

A Figura 8.4 apresenta as curvas LC (*loading collapse*) do material remoldado e indeformado no plano  $(\bar{p}, s)$ .

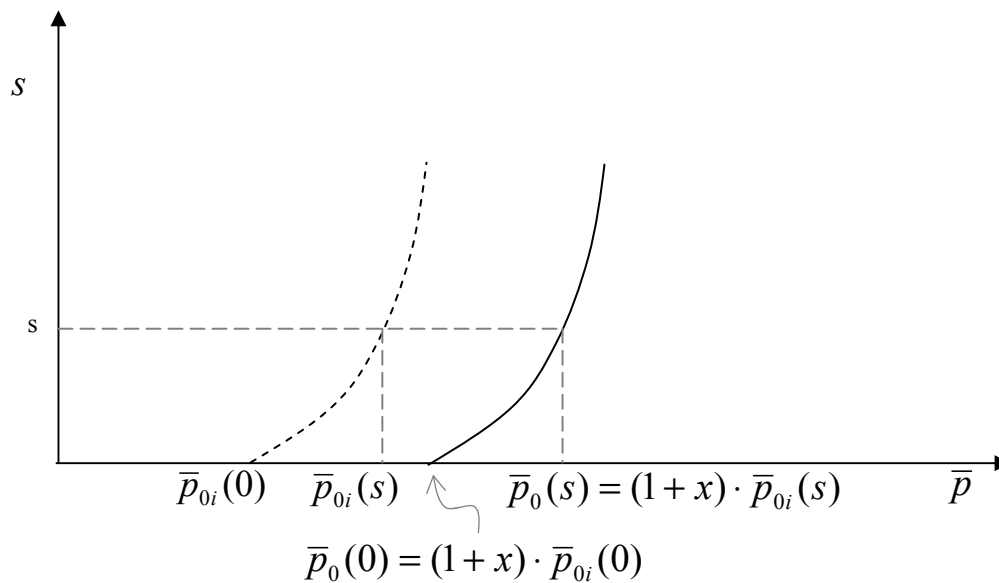


Figura 8.4 – Representação da curva LC (*loading collapse*), no plano  $(\bar{p}, s)$ , para a condição intrínseca (solo remoldado) e condição natural (solo indeformado).

### 8.2.2 Lei de fluxo associada

A lei de fluxo associada é bastante semelhante a do modelo BBM, porém com o parâmetro  $(1+x)$  associado. A expressão é obtida diferenciando-se a curva de plastificação e incorporando-se  $\eta^*$ . Conseqüentemente, obtém-se:

$$\frac{d\varepsilon_{s\ p}^p}{d\varepsilon_{v\ p}^p} = \frac{2 \cdot \eta^*}{M^2 - (\eta^*)^2} \quad (\text{Equação 8.4})$$

onde  $\eta^* = \frac{q}{\bar{p} + (1+x) \cdot \kappa_s}$  (Equação 8.5).

A Figura 8.5 apresenta a representação de  $\eta^*$  e do incremento de deformação plástica ( $d\varepsilon^p$ ), no plano  $(\bar{p}, d\varepsilon_v^p : q, d\varepsilon_s^p)$ , em relação à superfície de plastificação.

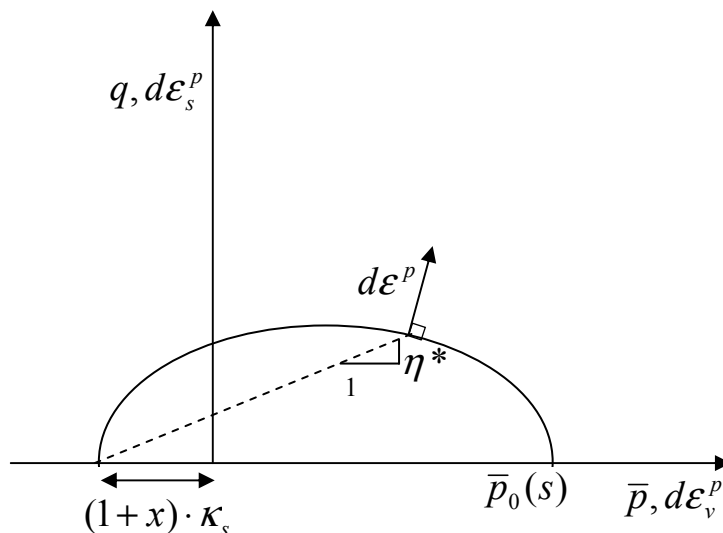


Figura 8.5 – Representação da inclinação  $\eta^*$  e do incremento de deformação plástica ( $d\varepsilon^p$ ), no plano  $(\bar{p}, d\varepsilon_v^p : q, d\varepsilon_s^p)$ .

### 8.2.3 Parâmetro de cimentação ( $\bar{p}_0$ ), lei de enrijecimento ( $d\varepsilon_v^p$ ) e a lei de desestruturação ( $dx$ )

A Equação 2.33,  $\bar{p}_0 = (1+x) \cdot \bar{p}_{0i}$ , expressa a variação no tamanho da superfície de plastificação LC (Equação 8.2) e  $x$  é o teor de cimentação. A Figura 8.6 apresenta a representação de  $\bar{p}_0$ , para uma dada sucção  $s$ , no plano  $(\ln \bar{p}, v)$ .

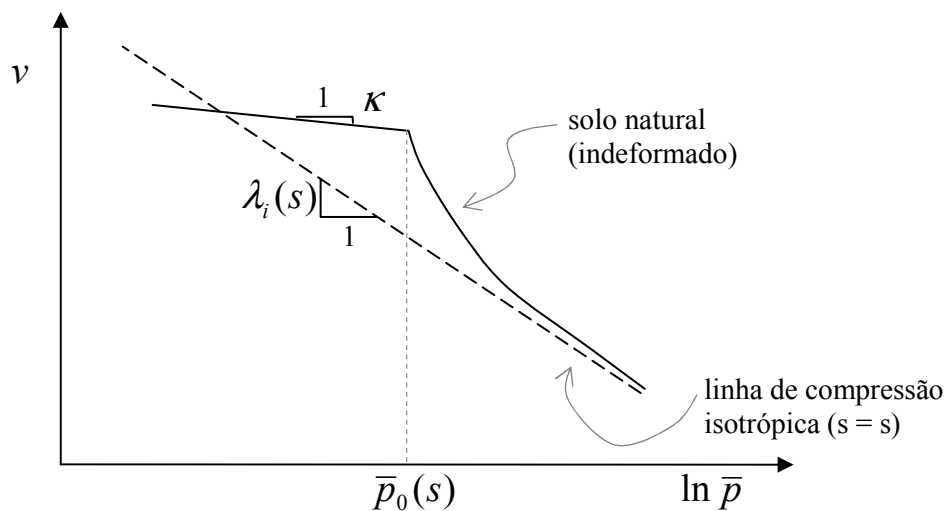


Figura 8.6- Representação de  $\bar{p}_0$  para uma da sucção  $s$ ,  $\bar{p}_0(s)$ , no plano  $(\ln \bar{p}, v)$ .

A lei de enrijecimento é definida em termos de  $\bar{p}_{0i}(0)$ , ao invés de  $\bar{p}_0(0)$ , em relação à condição intrínseca (sem o efeito da cimentação) e é expressa por:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda_i(0) - \kappa) \cdot d\bar{p}_{0i}(0)}{v \cdot \bar{p}_{0i}(0)} \quad (\text{Equação 8.6})$$

A lei de desestruturação, Equação 2.35, permanece a mesma do modelo saturado, ( $dx = -x \cdot (a \cdot |d\varepsilon_v^p| + b \cdot |d\varepsilon_d^p|)$ ).

#### 8.2.4 Inclinação da linha de compressão isotrópica ( $\lambda_i(s)$ )

A inclinação  $\lambda_i(s)$ , para uma sucção  $s$ , representada na Figura 8.6 é dada por:

$$\lambda_i(s) = \lambda_i(0) \cdot [(1-r)\exp(-\beta \cdot s) + r] \quad (\text{Equação 8.7})$$

#### 8.2.5 Estado crítico

A Equação 8.8 representa a linha de estado crítico.

$$q = M \cdot (\bar{p} + \kappa_s) \quad (\text{Equação 8.8})$$

#### 8.2.6 Volume específico

O volume específico, quando a tensão principal *net* é  $\bar{p}$  e o tamanho da curva de plastificação intrínseca é  $\bar{p}_{0i}(0)$ , é representado pela seguinte equação (Equação 8.9):

$$v = \Gamma(0) + (\lambda_i(0) - \kappa) \cdot \ln 2 - \lambda_i(0) \cdot \ln(\bar{p}_{0i}(0)) + \kappa \cdot \ln\left(\frac{\bar{p}_{0i}(0)}{\bar{p}}\right) - \kappa_s \cdot \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right)$$

(Equação 8.9)

onde  $N_i(s) = N_i(0) - \kappa_s \cdot \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right) - (\lambda_i(0) - \lambda_i(s)) \cdot \ln p^c$  (Equação 8.10) e

$N_i(0) = \Gamma(0) + (\lambda_i(0) - \kappa) \cdot \ln 2$  (Equação 8.11). As Equações 8.7, 8.10 e 8.11 estão representadas na Figura 8.7 para uma sucção igual a zero ( $s = 0$ ), na Figura 8.8 para uma sucção  $s$  (sendo  $s \neq 0$ ) e na Figura 8.9 para sucção igual a zero e a um valor  $s$ .

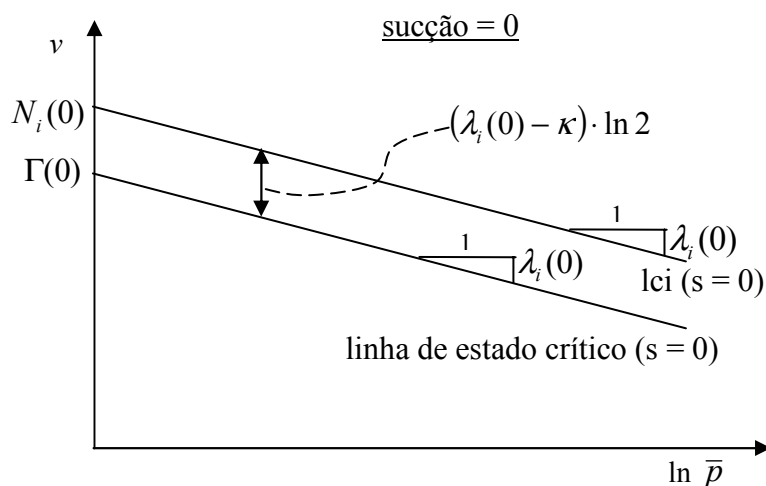


Figura 8.7 – Representação esquemática da linha de compressão isotrópica (lci) e da linha de estado crítico para sucção igual a zero, no plano  $(\ln \bar{p}, v)$ .

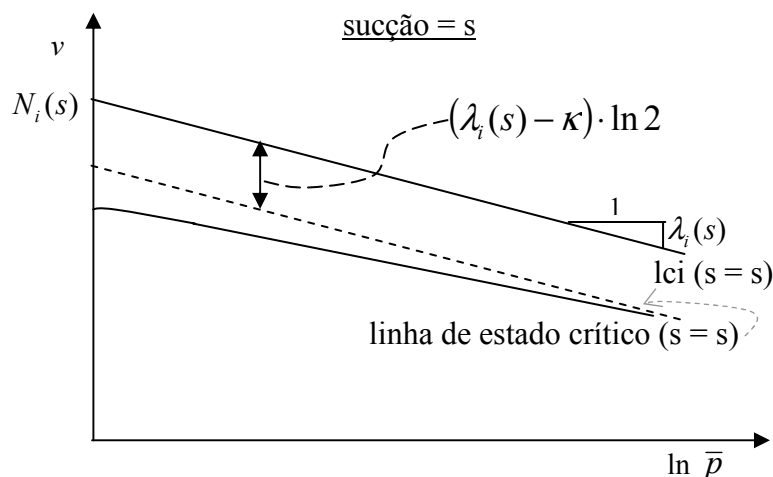


Figura 8.8 – Representação esquemática da linha de compressão isotrópica (lci) e da linha de estado crítico para uma sucção  $s$ , no plano  $(\ln \bar{p}, v)$ .

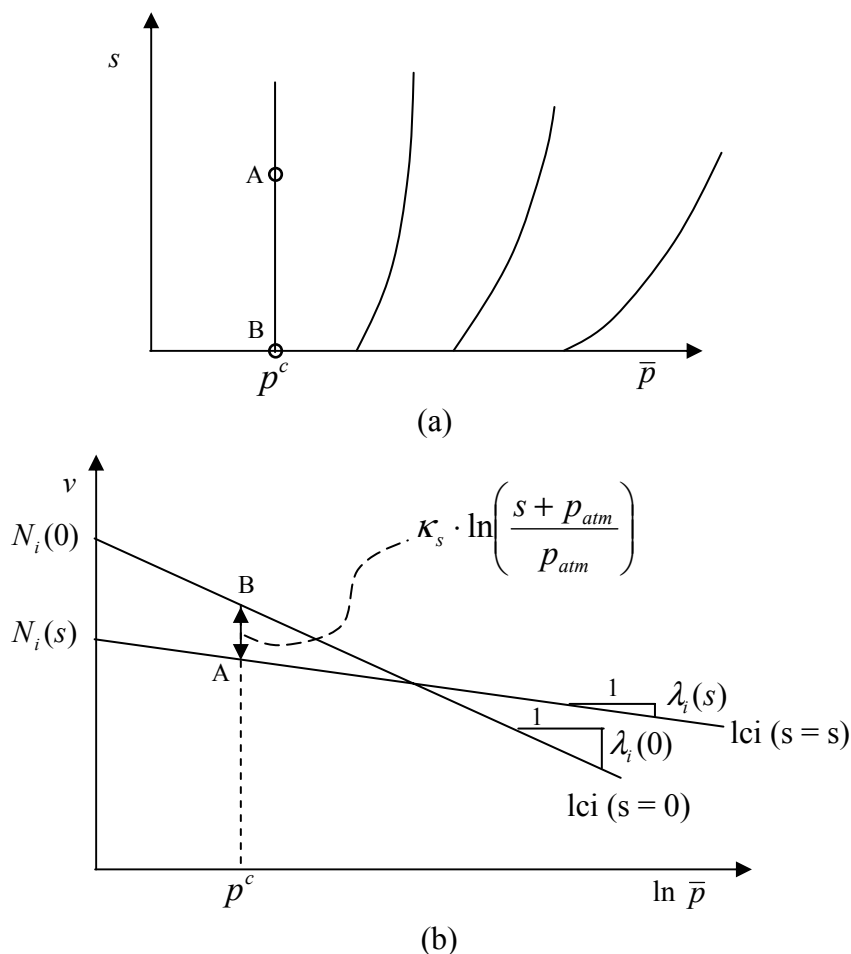


Figura 8.9 – Representação da variação da sucção do ponto A ( $s = s$ ) para o ponto B ( $s = 0$ ): (a) plano  $(\bar{p}, s)$ ; (b) linha de compressão isotrópica (lci), no plano  $(\ln \bar{p}, v)$ .

### 8.3 Análise Qualitativa

É importante salientar que enquanto o colapso é um processo que se deflagra de forma brusca e quase que instantânea, a degradação da cimentação ocorre como um efeito progressivo da destruição da cimentação do solo, aspectos incorporados ao modelo proposto.

A cimentação gera uma resistência adicional ao solo, permitindo que cargas maiores sejam aplicadas antes que iniciem as deformações plásticas. Porém, no momento que deformações plásticas adicionais ocorrem, estas são rápidas (*strain-softening*) e maiores que aquelas observadas no solo sem cimentação (para um mesmo

índice de vazios) devido ao processo de degradação gradual da cimentação. A contribuição da sucção reside em provocar um ganho adicional de resistência à estrutura cimentante. Estas características foram observadas no programa experimental e discutidas a seguir. A discussão é mais direcionada ao fenômeno de colapso observado nos ensaios edométricos, que são centrais à presente pesquisa.

Através da análise e avaliação dos resultados obtidos dos ensaios edométricos duplos e simples, pode-se produzir uma síntese do comportamento de solos colapsíveis, combinando aspectos conceituais aos valores medidos experimentalmente. Os resultados são apresentados em um espaço tri-dimensional ( $s$ ,  $\sigma_v$ ,  $e$ ), expresso em corte, em dois planos associados ( $s$ ,  $\sigma_v$ ) e ( $e$ ,  $\sigma_v$ ). São apresentados no espaço ( $s$ ,  $\sigma_v$ ) as curvas LC (*loading collapse*) para diferentes teores de cimentação. O formato destas curvas é qualitativo, porém indica-se a posição da curva LC para 1% de cimento com base na pressão de pré-adensamento medida, bem como no padrão de colapso observado nos ensaios. Para o teor de cimentação de 1%, adotado como referência, representam-se as trajetórias de carregamento e sucção em ensaios edométricos na umidade natural, inundado e com sucção controlada, no espaço ( $e$ ,  $\sigma_v$ ).

As trajetórias no ensaio em condições não saturadas, com umidade constante (sucção reduzindo ao longo do carregamento) são representadas pelos trechos AB, AC, AD. Já no ensaio em condições saturadas (inundado), a amostra segue a trajetória , AEH. Finalmente, tem-se a trajetória XY no ensaio de sucção controlada e constante. Seguindo-se primeiramente a trajetória AD, tem-se carregamento vertical à umidade constante. Como ocorre uma redução no índice de vazios pela aplicação da carga, há uma redução na sucção atuante (sendo a umidade constante). Quando acontece a inundação do corpo-de-prova, trecho CG, ocorre o colapso máximo (redução significativa do índice de vazios) e a sucção é reduzida a zero. Seguindo-se com o carregamento, correspondente ao trecho GH, ocorre uma redução do índice de vazios pela ação da carga vertical sob uma sucção zero.



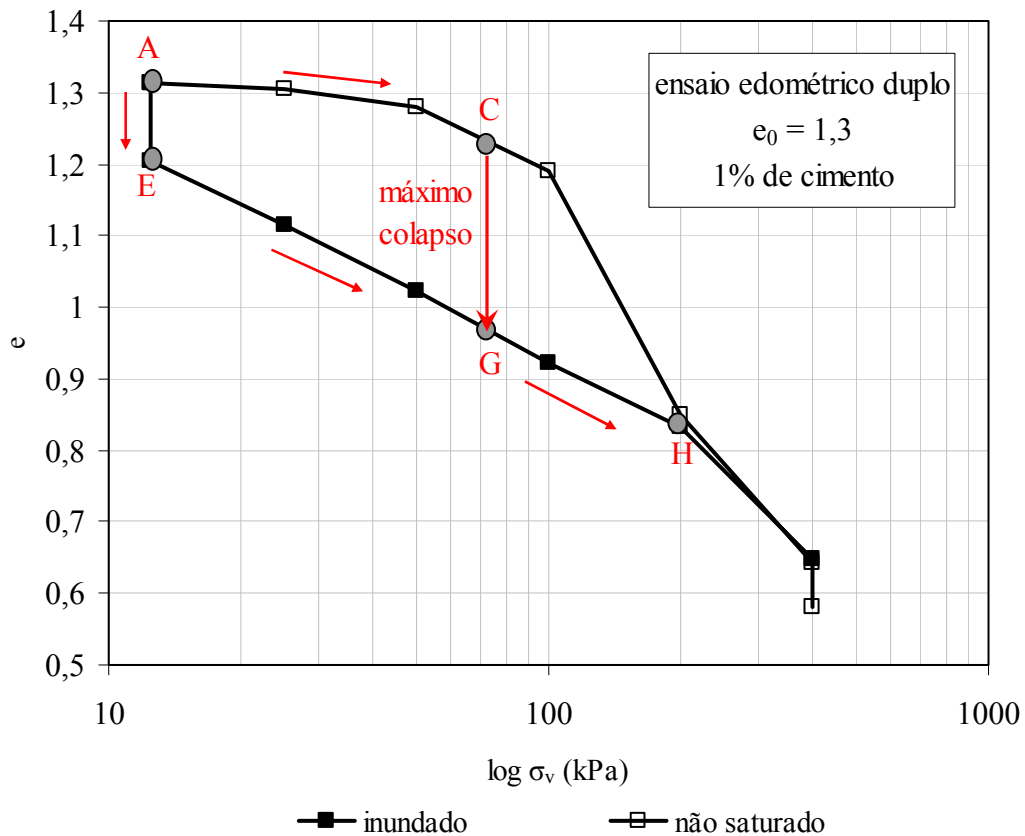
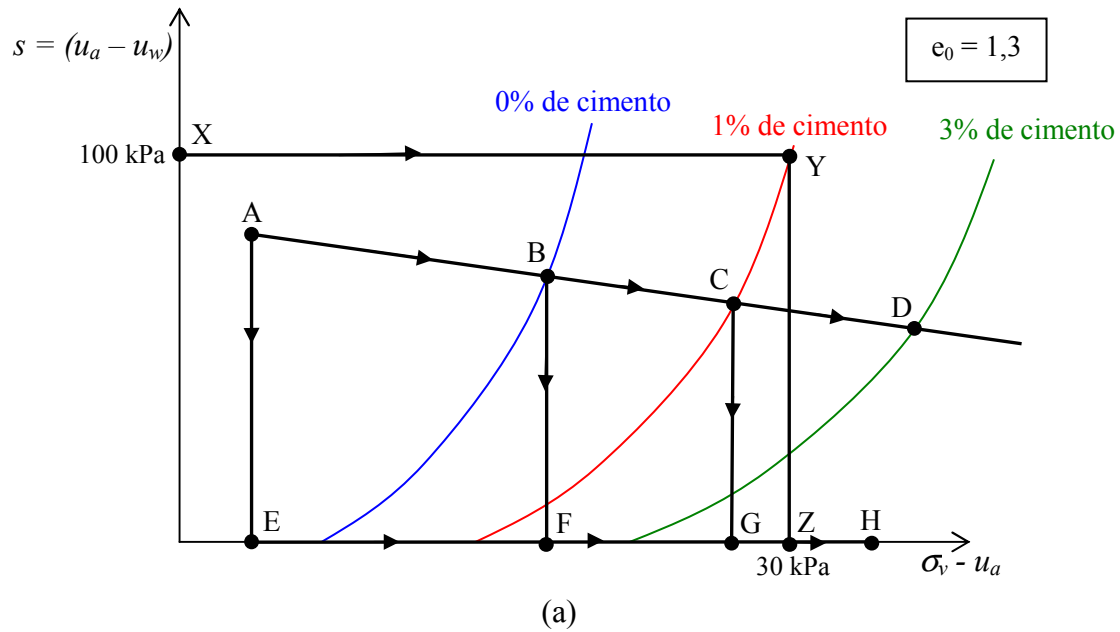


Figura 8.10 – Análise do modelo a partir de resultado obtido do ensaio edométrico duplo: (a) trajetórias de sucção e tensão seguidas; (b) diferença entre a curva não saturada e a curva inundada.

O modelo constitutivo proposto parte da premissa que, independentemente da trajetória de inundação e carregamento, para um determinado nível de tensão atuante,

sempre se observará a mesma magnitude de colapso. Nos ensaios edométricos duplos e simples observou-se que a trajetória de inundação influencia a magnitude de colapso. Para um certo nível de tensão, dependendo da trajetória de inundação seguida, obtém-se um maior ou menor colapso. A Figura 8.11 exemplifica a diferença na magnitude de colapso observado para diferentes trajetórias de inundação (ensaio edométrico duplo e simples). Os ensaios edométricos simples (carregado verticalmente até uma tensão vertical e após inundado, seguindo-se com o carregamento) seguiram as seguintes trajetórias: AEH, ABFH, ACGH. A Figura 8.11 apresenta a trajetória do ensaio edométrico simples com inundação a 100 kPa, seguindo a trajetória ACGH. O modelo constitutivo proposto é suficientemente robusto para representar o comportamento do solo, indicando que a magnitude do colapso é função do teor de cimentação, magnitude da sucção e nível de tensões; para uma mesma estrutura inicial a em dado índice de vazios. Necessita-se portanto incorporar o efeito da trajetória de inundação no modelo constitutivo ou, alternativamente, aceitar esta simplificação apesar de suas implicações na prática de projeto (subestimar recalques).

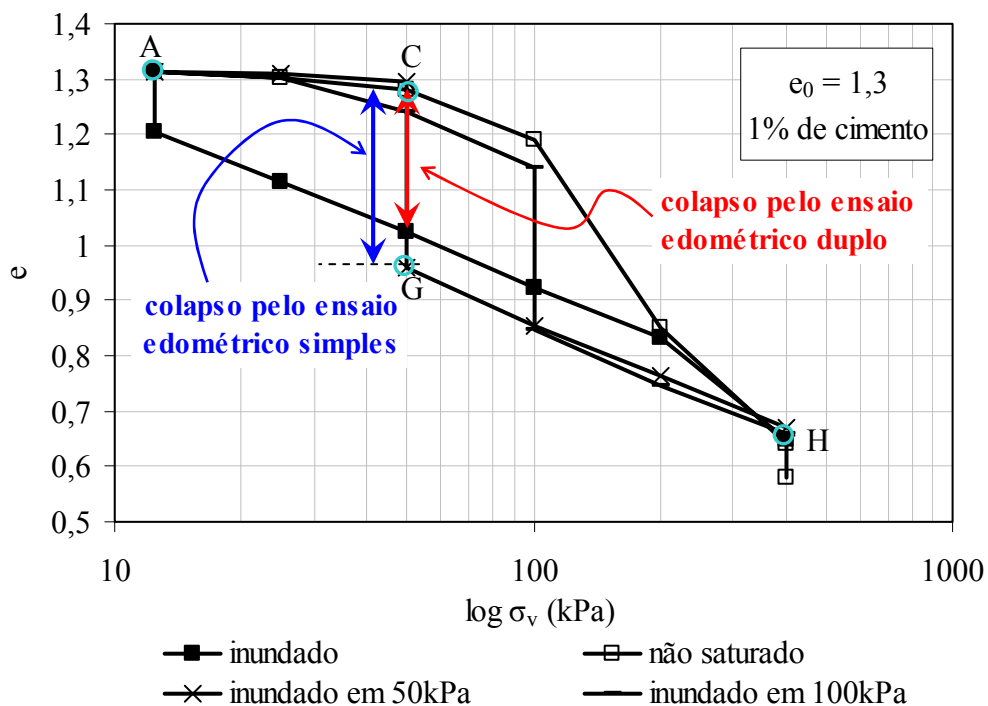


Figura 8.11 – Diferença no colapso observado no ensaio edométrico duplo e simples e detalhe do ensaio edométrico simples inundado a 100 kPa.

A cimentação aumenta a tensão de plastificação do material. Quanto maior o teor de cimentação do solo, maior será a tensão onde começam a ocorrer deformações plásticas (tensão de plastificação), ou seja, há uma expansão da superfície de plastificação no espaço ( $s$ ,  $\sigma_v$ ) ou ( $e$ ,  $\sigma_v$ ). Este comportamento foi sistematicamente observado nos ensaios e é reproduzido adequadamente pelo modelo.

Finalmente, discute-se uma única evidência produzida pelos ensaios triaxiais. Nestes ensaios observou-se que para as amostras reconstituídas (amostras desestruturadas partindo-se de um teor de cimentação), que parte da estrutura permanecia estável, como sugerido por Coop e Atkinson (1993) e Baudet e Stallesbrass (2001 e 2004). Solos cimentados, mesmo tendo sua matriz de cimentação totalmente quebrada (desestruturação), submetidos a grandes deformações não apresentam a mesma estrutura observada em solos não cimentados. O modelo proposto não considera esta particularidade de comportamento.

## 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

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.

### 9.1 Conclusões

#### 9.1.1 Técnicas de Preparo de Amostras

As duas técnicas de moldagem de corpos-de-prova propiciaram a obtenção de amostras com estrutura metaestável, colapsível, de comportamento similar a amostras colapsíveis naturais. Ambas as técnicas, com e sem introdução de partículas de poliestireno expandido, permitem, como desejado, a obtenção de amostras com índice de vazios e nível de cimentação variáveis, podendo-se pesquisar as configurações que forem de interesse. Deve-se considerar o fato que a técnica com introdução de poliestireno expandido permite a obtenção de amostras com elevado índice de vazios mesmo sem a parcela de cimentação, pois as partículas de poliestireno funcionam como sustentação do solo numa matriz porosa. Já com a técnica em duas etapas (sem partículas de poliestireno), não é possível a obtenção de amostras com elevado índice de vazios sem a introdução da parcela de cimento, pois o cimento atua criando ligações entre as partículas do solo.

Uma possível crítica à técnica de preparo com a introdução do poliestireno expandido refere-se à presença destas partículas dentro do corpo-de-prova. Os resultados da campanha experimental demonstraram, no entanto, que a introdução de partículas não altera as características de comportamento do material, seja de resistência, deformabilidade e permeabilidade. O coeficiente de condutividade hidráulica das amostras obtidas pela técnica é bastante elevado e portanto o poliestireno

não obstrui os caminhos de drenagem característicos de solos colapsíveis. Salienta-se entretanto que a distribuição da sucção (meniscos capilares) é distinta em amostras de mesmo índice de vazios, com e sem poliestireno.

Em termos de reprodutividade e homogeneidade das amostras obtidas, as duas técnicas demonstraram-se satisfatórias. Em termos de resistência à compressão não confinada, observou-se que quanto menor o índice de vazios inicial, mais pronunciado é o ganho de resistência à compressão simples para um mesmo tempo de cura.

### 9.1.2 Microscopia Ótica

A microscopia ótica propicia a correlação do comportamento mecânico (resposta frente a diferentes trajetórias de carregamento e inundação) com o arranjo estrutural do material. Observou-se que a cimentação aumenta o contorno dos agregados, diminui o volume dos poros e preenche fraturas provenientes do intemperismo dos grãos. Além disso, a cimentação promove uma estabilidade dos microagregados. O uso da microscopia em conjunto com ensaios de adensamento, possibilitou a identificação das mudanças na estrutura do solo em função do colapso (para diferentes níveis de carregamento, com ou sem inundação). Torna-se evidente a influência do nível de tensões (carregamento atuante) no colapso ocorrido por inundação.

As fotomicrografias também permitiram uma análise da distribuição dos vazios do solo. Através desta análise, observou-se a microestrutura de uma amostra indeformada e esta é semelhante à do tipo “microestrutura de agregados de partículas elementares”, classificação sugerida por Alonso et al. (1987). Notou-se a presença de vazios interagregados nos contornos das agregações que constituem os macroporos (macrovazios), com vazios intra-agregados circulares e em canais. Para amostras carregadas verticalmente (100 kPa) e inundada observa-se um arranjo mais compacto com menor quantidade de vazios intra-agregados (microvazios), além da diminuição significativa do volume dos mesmos. Observa-se, neste caso, uma maior concentração de vazios interagregados em canais do que circulares. Já na fotomicrografia de amostra carregada em 100 kPa, sem inundação, observa-se a presença combinada de um grande número de vazios intra-agregados circulares dentro dos pacotes de agregados, com cimentação evidente, além de um número significativo de vazios interagregados em

canais. A aplicação da carga vertical gera um rearranjo estrutural, diminuindo o formato e o tamanho dos vazios. Analisou-se, também, uma amostra inundada sem carregamento e ainda é evidente a presença de vazios intra-agregados em forma circular e em canal, além de vazios interagregados em canais em maior número e poucos vazios interagregados circulares. A inundação da amostra gera um rearranjo no esqueleto do solo, mudando o formato dos vazios na massa de solo. Entretanto, pela ocorrência generalizada de vazios, ainda representativa de uma estrutura metaestável, fica claramente evidenciado que novos níveis de carregamento serão acompanhados de deformação significativas na busca de um arranjo mais compacto.

### 9.1.3 Efeito da Cimentação

#### a) Cisalhamento direto.

Para índices de vazios elevados ( $e_0 = 1,3$ ), a adição de cimento não é suficiente para aumentar o ângulo de atrito, ou seja, o material possui estrutura metaestável que colapsa durante o ensaio de cisalhamento produzindo um valor de  $\phi'$  semelhante ao observado para amostras de solo sem cimento. No caso da configuração solo-cimento, com menor índice de vazios ( $e_0 = 0,6$ ), 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 e aproximando a envoltória de pico da envoltória correspondente ao valor residual. As configurações solo-cimento-poliestireno expandido e solo-poliestireno expandido não apresentam intercepto coesivo para índices de vazios elevados. Observa-se que para elevado índice de vazios ( $e_0 = 1,3$ ), a cimentação de 1% é totalmente destruída durante o ensaio, obtendo-se uma envoltória de ruptura linear praticamente coincidente com as envoltórias de ruptura de amostras sem cimentação com índices de vazios inicial de 1,3 e 0,6. Já para amostras cimentadas com menores índices de vazios ( $e_0 = 0,6$ ), observa-se que não ocorre a total desestruturação ao longo do ensaio.

## **b) Triaxial**

### *Modo de Ruptura*

O modo de ruptura das amostras triaxiadas apresentou uma forte influência do nível de tensões e da cimentação inicial. Além disso, com o aumento do grau de cimentação observa-se um comportamento apresentando ruptura cada vez mais frágil. O efeito da cimentação sobre o modo de ruptura depende do nível de tensões atuante: para baixas tensões, o efeito da cimentação é grande, enquanto que para tensões elevadas o modo de ruptura dúctil independe da cimentação.

### *Comportamento tensão-deformação*

Pela análise das curvas tensão-deformação notou-se um aumento gradual na rigidez inicial com o aumento do teor de cimento. No caso de amostras sem cimentação, verificou-se um comportamento compressível a pequenas deformações. A análise do comportamento tensão-deformação evidencia a influência da parcela de cimentação na resistência obtida das amostras. Mesmo para as amostras com apenas 1% de teor de adição de cimento, obteve-se uma máxima tensão desvio muito superior àquela obtida nas amostras sem cimentação. Já a adição de cimento de 1 ou 3%, não causa uma diferença tão significativa na resistência do material. Seguindo a análise para as tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa, nota-se que quanto menor o índice de vazios da amostra, maior a máxima tensão desvio obtida.

Ficou evidente um comportamento distinto em relação à rigidez inicial para as amostras sem cimentação e para as amostras reconstituídas (desestruturadas). As amostras reconstituídas apresentaram comportamento semelhante àquele observado para as amostras com cimentação, porém apresentando menores valores de rigidez inicial, indicando que a reconstituição da amostra não elimina todos os traços da estrutura cimentante.

O comportamento tensão-deformação pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo sofre deformações plásticas crescentes até a ruptura.

### *Envoltórias de Pico Totais*

O valor do ângulo de atrito varia em função do nível de cimentação, sendo pouco sensível a variações no índice de vazios, com as amostras cimentadas apresentando valores de  $\phi$  superiores às amostras não cimentadas.

A coesão é afetada pela estrutura cimentante, havendo uma tendência de ganho na parcela coesiva quando comparada ao solo sem cimentação. Verificou-se, também, um aumento na coesão com a redução do índice de vazios.

#### 9.1.4 Potencial de Colapso

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. Para todos os níveis de tensão estudados, o colapso observado pelo ensaio edométrico simples foi maior que o colapso obtido pelo ensaio edométrico duplo, em amostras com mesma configuração e condições iniciais.

A adição de cimento, mesmo que em pequena quantidade (1%), altera o comportamento do material em relação ao colapso. O material cimentado apresenta uma curva de potencial de colapso que cresce até uma determinada tensão vertical, onde ocorre o colapso máximo, e após diminui gradativamente com o aumento do carregamento atuante. Já o solo sem cimentação, apresenta um colapso de grande magnitude para baixas tensões que diminui com o aumento da carga atuante.

Com base nas observações e análises realizadas, considera-se que trajetória seguida nos ensaios (carregamento-inundação e inundação-carregamento) influencia os valores de potencial de colapso, ou seja, a trajetória de inundação é um dos fatores que comanda o fenômeno de colapso.

Em resumo, recomenda-se o uso criterioso de tabelas que classificam o potencial de colapso, pois estas foram elaboradas para valores determinados de tensão de referência. Para uma avaliação correta e abrangente é necessária a realização de ensaios edométricos para vários níveis de tensão e, assim, obter o potencial de colapso para uma faixa de tensões e não apenas para uma única tensão (como no caso de ensaio com



inundação em determinada tensão – ensaio de ponto único). No caso do material estudado, para a tensão de referência de 200 kPa, adotada por Jennings e Knight (1975), não se observa colapso. Entretanto, para tensões em torno de 100 kPa, ocorre colapso de grande magnitude.

### ***Influência da Sucção***

A redução volumétrica nos ensaios edométricos com sucção controlada foi muito pequena devido à imposição de sucção ao longo destes ensaios, sendo portanto nítida a mudança de comportamento produzida pelo efeito da sucção. Enquanto o ensaio inundado apresentou elevada deformação, a sucção confere grande rigidez às amostras. A amostra ensaiada na umidade natural apresenta comportamento intermediário, exibindo elevada rigidez inicial (inicialmente,  $u_a - u_w \cong 30kPa$ ) que reduz rapidamente com a variação de índice de vazios.

Verificou-se a ocorrência de deformação tanto em função da aplicação da tensão vertical (à sucção constante) como da ocorrência de deformação pela redução da sucção, colapso (à tensão vertical constante). Para um determinado valor de sucção, quanto maior o carregamento aplicado, maior a deformação observada. O colapso observado pela redução de sucção é maior quanto menor o nível de tensão atuante.

Os fenômenos físicos observados podem ser discutidos com base no modelo de Alonso et al. (1990), apresentado no Capítulo 2. Em todos os ensaios edométricos realizados observam-se baixos valores de pressão de pré-adensamento – no caso inundados este valor é inferior a 25 kPa, apresentando um aumento discreto com a elevação da sucção na faixa entre 50 e 200 kPa. Para valores de tensão vertical de 25 e 50 kPa observaram-se pequenas variações no índice de vazios, a estrutura original foi em grande parte preservada e observou-se, como consequência, um colapso expressivo da amostra durante a inundação entre 200 e 100 kPa. É possível sugerir portanto, que neste intervalo, a trajetória de inundação cruzou a curva LC (*loading-collapse*) no espaço  $(u_a - u_w)$  versus  $\log \sigma_v'$ . Em contrapartida, quando a tensão vertical atinge níveis de 100 a 200 kPa, acima da pressão de pré-adensamento, a variação do índice de vazios é expressiva, sugerindo a quebra da estrutura cimentante pela simples aplicação

da carga vertical (à sucção constante). Como consequência da redução do índice de vazios, a curva LC é transladada no eixo isotrópico e sua inclinação torna-se mais acentuada. Em consequência, o colapso reduz com o aumento do nível de tensão vertical aplicado.

O ensaio de compressão isotrópica com controle de sucção permitiu a obtenção da pressão de pré-adensamento para uma sucção de 100 kPa, sendo esta aproximadamente 30 kPa. Salienta-se que o simples carregamento isotrópico (à sucção constante de 100 kPa) gerou uma redução expressiva no índice de vazios e conseqüentemente não se observou colapso com a posterior inundação do corpo-de-prova.

#### 9.1.5 Análise Qualitativa do Modelo Constitutivo

É importante salientar que enquanto o colapso é um processo que se deflagra de forma brusca e quase que instantânea, a degradação da cimentação ocorre como um efeito progressivo da destruição da cimentação do solo, aspectos incorporados ao modelo proposto por Wheeler (2004), utilizado como base na presente pesquisa. Neste modelo o comportamento do solo é influenciado pelo teor de cimentação, magnitude da sucção e nível de tensões, para uma mesma estrutura inicial a em dado índice de vazios. O modelo constitutivo proposto parte da premissa que, independentemente da trajetória de inundação e carregamento, para um determinado nível de tensão atuante, sempre se observará a mesma magnitude de colapso. Nos ensaios edométricos duplos e simples observou-se que a trajetória de inundação influencia a magnitude de colapso. Necessita-se portanto incorporar o efeito da trajetória de inundação no modelo constitutivo ou, alternativamente, aceitar esta simplificação apesar de suas implicações na prática de projeto (subestimar recalques).

A cimentação aumenta a tensão de plastificação do material. Quanto maior o teor de cimentação do solo, maior será a tensão onde começam a ocorrer deformações plásticas (tensão de plastificação), ou seja, há uma expansão da superfície de plastificação no espaço ( $s, \sigma_v$ ) ou ( $e, \sigma_v$ ). Este comportamento foi sistematicamente observado nos ensaios e é reproduzido adequadamente pelo modelo.

Um aspecto central ao modelo, proposto por inúmeros autores (e.g. Burland, 1990; Gens e Nova (1993); Wheeler, 2004), consiste em representar o comportamento do solo cimentado em função da matrix não cimentada. Nestes ensaios observou-se que para as amostras reconstituídas (amostras desestruturadas partindo-se de um teor de cimentação), parte da estrutura permanece estável, como sugerido por Coop e Atkinson (1993) e Baudet e Stallesbrass (2003 e 2004). Como consequência, a cimentação  $x$  do modelo, deveria ser expressa como uma diferença entre a tensão de plastificação do solo cimentado e tensão de plastificação do solo desestruturado, na qual incide numa parcela decorrente da estrutura “estável” produzida pela introdução do cimento ao solo. O modelo proposto não considera esta particularidade de comportamento.

## 9.2 Sugestões para Futuros Trabalhos

Realização de ensaios com sucção controlada em amostras moldadas pelas técnicas de preparo apresentadas, visando aumentar o banco de dados do comportamento deste material em diferentes condições de interesse. Objetivando-se a obtenção dos parâmetros necessários para a análise do modelo constitutivo (para diferentes índices de vazios e teores de cimentação). Podendo-se, então, avaliar quantitativamente o modelo proposto por Wheeler (2004) e introduzir mudanças pertinentes para uma melhor reprodução do comportamento do material pelo modelo.

Realização de ensaios edométricos simples e duplo em amostras de vários solos naturais colapsíveis para comparação da magnitude de potencial de colapso prevista pelos diferentes métodos. A partir desta comparação, tentar explicar quais os fatores que influenciam o fenômeno de colapso.

Análise por microscopia ótica do arranjo estrutural de amostras, comparando-se diferentes solos colapsíveis naturais, laminados em condições indeformadas e após ensaiados edometricamente com carregamento e colapso por inundação.

Análise do comportamento de material colapsível, com estrutura metaestável, frente a grandes deformações. Observar se toda a estrutura é destruída, chegando-se ao mesmo comportamento do solo não cimentado ou parte da estrutura permanece estável, como o observado por Coop e Atkison (1993) e Baudet e Stallesbrass (2001 e 2004) para solos cimentados.

## 10. 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.** 1988. 174p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia), Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- ACAR, Y. B.; EL-TAHIR, A. E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 112, n. 11, p. 1001-1015, 1986.
- AITCHISON, G. D. Discussion In: 6<sup>TH</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1965, Montreal. **Proceedings...** Montreal, v. 3, p. 318-321, 1965.
- AITCHISON, G. D. Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structurally unstable soils (collapsible, expansible and others). In: VII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1973, Moscow. **Proceedings...** Moscow, v.3, p.161-189. 1973.
- AITCHISON, G. D. Relationships of moisture stress and effective stress functions an unsaturated soils. Pore pressure and suction in soils, **Butterworks**, London, 1961.
- ALONSO, E. E. An overview of unsaturated soil mechanics: from coarse materials to active clays. In: 1<sup>st</sup> MUSE SCHOOL FOCUSED ON FUNDAMENTALS OF UNSATURATED SOILS. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. 80 p. 2005.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special problem soils. In: 9<sup>TH</sup> EUROPEAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1987, Dublin. **Proceedings...** Dublin: General Report, section 5, p. 1-68. 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.
- ALONSO, E. E.; NAVARRO, V. Microstructural model for delayed deformation of clay: loading history effects. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 2, p. 381-392. 2005
- AL-TABBAA, A.; WOOD, D. M. An experimental based “bubble” model for clay. In: 8<sup>RD</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 1989, Niagara Falls. **Proceedings...** Niagara Falls, 1989.
- 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, 8p., New York, 1997.

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils.** D 2435 – 90. Annual Book of ASTM Standards, 11p., New York, 1990.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils.** D 5333 – 96. Annual Book of ASTM Standards, 3p., New York, 1996.
- 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. **Rochas e solos: simbologia:** NBR 134441, Rio de Janeiro, 1995, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Rochas e solos: terminologia:** NBR 6502, Rio de Janeiro, 1995, 18p.
- 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.** 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, v. 2, p. 202-209. 2000.

- BARDEN, L.; MADEDOR, A. O.; SIDES, G. R. Volume change characteristics of unsaturated clays. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 95, n. SM1, p. 33–51, 1969.
- BARDEN, L.; MCGROWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, v. 7, p. 49-60, 1973.
- BARRERA, M.B. et al. Hidro–mechanical behaviour of a clayey silt during controlled suction shearing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** Balkema. Jucá, de Campos & Marinho (eds.), 2002, Recife, v. 2, p. 491–194. 2002.
- BARROS, J. M. C. **Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais**. 1997. 437p. Tese de Doutorado em Engenharia. Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- BASMA, A.A.; TUNCER, E.R. Evaluation and control of collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 118, n. 10, p. 1491-1504. 1992.
- BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. 1999. 269p. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BASTOS, C. A. B.; GEHLING, W. Y.Y.; BICA, A. V. D. Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos residuais. In: PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL 1, 1998, Porto Alegre, **Anais ...** Porto Alegre, p.165–178. 1998.
- BAUDET, B; STALLEBRASS, S. Modelling the destructureation of soft natural clays. In: 10<sup>th</sup> CONF. INT. ASSOC. OF COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS (IACMAG), 2001, Tucson. v. 1. p. 297-301.
- BAUDET, B; STALLEBRASS, S. A constitutive model for structured clays. **Géotechnique**, London, v. 54, n. 4, p. 269-278, 2004.
- BICA, A. V. D. **Ensaio de Laboratório**. Notas de Aula. Programa de Pós – Graduação em Engenharia Civil. PPGEC / UFRGS, 1999.
- BICA, A. V. D.; CUNHA, L. O. B. P.; BRESSANI, L. A.; GEHLING, W. Y. Y. Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos não Saturados da Região de Porto Alegre - RS. In: 3º SIMPÓSIO NACIONAL SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1997. v. 2. p. 593-600.
- BISHOP, A.; BLIGHT, G. E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 13, n. 3, p. 177 – 198, 1963.
- BISHOP, A.W. The principle of effective stress. **Teknisk Ukeblad**, V. 39. p. 859-863, 1959.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D. J. **The measurements of soil properties in the triaxial test**. 2ed. London: Edward Arnold, 227p. 1962.

- BITADI, P. **Inclusion of destructuration in an elasto-plastic model for unsaturated clays**. 2003. 87p. Master of Science Thesis in Geotechnical Engineering. Department of Civil Engineering, University of Glasgow, UK.
- 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.
- BLIGHT, G. E. Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G. E. **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997. Capítulo de livro.
- 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**. 1996. 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BRESSANI, L. A. **Experimental properties of bonded soils**. London, 1990. 459p. Tese (PhD) – University of London, UK.
- BUISSON, M. S. R. **Influence of hydraulic hysteresis on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay**. Glasgow. In press. PhD Thesis – University of Glasgow, UK.
- BUISSON, M. S. R.; WHEELER, S. J. Inclusion of hydraulic hysteresis in an elasto-plastic framework for unsaturated soils. In: A. Tarantino and C. Mancuso (eds.), *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soil*, 2000, Rotterdam. **Proceedings...** Balkema. p. 109-119.
- BURLAND, J. B. 1990. 30th Rankine Lecture: On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 327-378, 1990.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J. H. F. Estudo do comportamento mecânico dos solos não saturados com base na sucção normalizada. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, Vol. 1, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Wai Y. Y. Gehling & Fernando Schnaid ee., 2001, p. 134-148.
- CANCIANI, W. **Estudo do colapso do solo através de ensaio de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. 1997. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.
- 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.
- CHEN, Z. -H.; FREDLUND, D. G.; GAN, K. Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, p. 321-329, 1999.
- 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. New York: ASCE - **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 107, n.GT3, p. 305-307, 1981.
- CLOUGH, G. W.; IWABUCHI, J.; RAD, N. S.; KUPPUSAMY, T. Influence of cementation on liquefaction of sands. **Journal of geotechnical Engineering**, New York, v. 115, n. 8, p. 1102-1117, 1989.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented sands under static loading. **Journal of geotechnical Engineering Division**, New York, v. 107, n. 6, p. 799-817, 1981.
- COLLINS, K.; MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, London, v. 24, n. 2, p. 223-253, 1974.
- CONSOLI, N. C. **Numerical modeling of the sedimentation and consolidation of tailings**. 1991. Ph.D. thesis. Concordia University, Canada.
- CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; ROLPHES JR, A. J. Engineering Properties Of Soil-Cemented Mixture In Weathered Unsaturated Soils. In: SECOND INTERNATIONAL CONF. ON GROUND IMPROVEMENT SYSTEMS, 1996, Tokio. **Proceedings...** International Conference on Improvement Geosystems. Japão, 1996. v. 1. p. 25-30.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n. 1, p. 53-67, 1993.
- COSTA, J. B. C. **Caracterização e constituição do solo**. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 1995. 527p.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**. London, v. 49, n. 6, p. 741-760, 1999.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soil rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1993. 3v. v. 1, p. 447-455.
- CUI, Y. J. Experimental unsaturated soil mechanics (swelling, collapsible and compacted soils) In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 3., UNSAT' 2002. Recife. **Proceedings ...** Balkema. Jucá, de Campos & Marinho (eds.), 2002, Recife, v. 3, p. 1089 – 1099.

- CUI, Y. J.; LOISEAU, C.; DELAGE, P. Microstructure changes of a confined swelling soil due the suction controlled by dration. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 3., UNSAT' 2002. Recife. **Proceedings ...** Balkema. Jucá de Campos & Marinho (eds.), 2002, Recife, v. 2, p. 593 – 598.
- CUI, Y. J. & DELAGE, P. Yielding and plastic behaviour of an unsaturayed compacted silt. **Géotechnique**, London, v. 46, n. 2, p. 291-311, 1996.
- CUI, Y.J.; DELAGE, P; SULTAN, N. An elasto-plastic model for compacted soils. In UNSATURATED SOILS CONFERENCE, 1995, Paris. **Proceedings...** Paris: Alonso & Delage (eds.), 1996, p. 703-709.
- CUNHA, L. O. B. P. **Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados da Região Metropolitana de Porto Alegre – RS**. 1997. 109p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y.; HOWAT, M. D. Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 1, p. 150-158. 1996.
- DELAGE, P.; GRAHAM, J. Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. In: UNSATURATED SOIL CONFERENCE, 1995, Paris. **Proceedings ...** Paris: Alonso & Delage (eds.), 1996, vol. 3, p. 1223-1256.
- DUDLEY, J. H. Review of collapsing soils. New York: ASCE – **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n.SM3, p. 925-947, 1970.
- DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. Non linear analysis of stress and strain in soil. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v.96, n.5, p.1629-1653, 1970.
- ESCARIO, V.; SAEZ, J. The shear strength of partily saturated soils. **Géotechnique**, v. 36, n. 3, p. 453-456, 1986.
- ESCARIO, V. Discussions of “Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil”. Discussions and closures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. February, p. 183-184, 2002.
- ESCARIO, V.; SAEZ, Y. Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. In: 3<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 1973, Haifa, p. 195 – 200.
- FERREIRA, P. M. V. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu**. 2002. 234p. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- 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. In: 12<sup>th</sup> INTERNATIONAL

- CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1989, p. 117-120.
- 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.
- FERREIRA, S. R. M. **Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação**. 1995. 379p. Tese de doutorado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- FERREIRA, S. R. M.; SILVA, M. J. R. Microestruturas de solos colapsíveis do semi-árido Pernambuco antes e após colapso. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Vilar (ed), 2004, São Carlos, p. 423 - 429.
- FEUERHARMEL, C **Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares- Gasoduto Bolívia- Brasil**. 2003. 128p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- FOOKES, P. G. **Tropical Residual Soils**, Edited by Geological Society Professional Hand Book, 1997.
- FREDLUND, D .G. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 16, p. 121 – 139, 1979.
- FREDLUND, D. G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 37, p. 963 – 986, 2000.
- FREDLUND, D .G.; MORGENSTERN, N .R. Constitutive relation for volumetric change in unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 13, n. 3, p. 261 – 276, 1976.
- FREDLUND, D. G. From theory to the practice of unsaturated soil mechanics. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3., 1997, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro, v. 2, p. 311 – 332, 1997.
- 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.; XING, A. 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.

- FREDLUND, D. G.; HASAN, J.U. One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 16, p. 521-531, 1979.
- FREDLUND, D. G. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 16, p. 121-139, 1979.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variable for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 103, GT5, p. 447-466, 1977.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 15, p. 313-321, 1978.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soil Behaviour**. New York: John Wiley & Sons, 1993. 517p.
- FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using soil-water characteristic. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 31, n. 3, p. 533-546, 1994.
- 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**. 1997. 253p. Tese de Mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. 2002. Collapsible soil: a theoretical and experimental study. In: [www.ejge.com/2002/Ppr0218/Ppr0218.htm](http://www.ejge.com/2002/Ppr0218/Ppr0218.htm)
- 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. **Proceedings...** Foz do Iguaçu, 1999, v. 1, p. 267-274.
- GALLIPOLI, D. **Constitutive and numerical modeling of unsaturated soils**. 2000. 288p. PhD Thesis – University of Glasgow, Glasgow - UK.
- GALLIPOLI, D.; GENS, A.; VAUNAT, J.; MEDERO, G. M. L'importanza del grado di saturazione nella modellazione del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi. In: INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA IARG 2003, Potenza, Italy. **Proceedings...** Potenza: Giugno 2003.

- GALLIPOLI, D.; GENS, A.; SHARMA, R.; VAUNAT, J. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. **Geotechnique**, London, v. 53, n. 1, p. 123-135, 2003.
- GALLIPOLI, D.; WHEELER, S. J.; KARSTUNEN, M. Modeling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. **Geotechnique**, London, v. 53, n. 1, p. 105-112, 2003.
- GAN, J. K. M., FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soils using the direc shear test. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 25, p. 500-510, 1988.
- GARCIA – TORNEL, A. J. **Un modelo elastoplastico para suelos no saturados**. 1988. 541p. Universidad Politecnica de Cataluña. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona.
- GEHLING, W. Y. Y. **Suelos expansivos: estudio experimental y aplicacion de um modelo teorico**. 1994. 454 p. Tesis Doctoral – Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tecnica Superior D'enginyers de Camins, Canalys y Ports, Barcelona.
- GEHLING, W. Y. Y. Aplicação de um modelo elastoplástico para solos não saturados. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, 1995. v. 1. p. 18-31.
- GEHLING, W. Y. Y.; ALONSO, A.; GENS, A. Stress path testing of an expansive compacted soils. In: FIRST CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1995, Paris-França. **Proceedings...** Paris: 1995. v. 1. p. 77-82.
- GEHLING, W. Y. Y.; ALONSO, A.; GENS, A. Elastoplastic model for unsaturated expansive soils. In: 3<sup>RD</sup> EUROPEAN CONF. NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 1994, Manchester. **Proceedings...** Manchester: 1994. v.1. p. 11-21.
- GEHLING, W. Y. Y.; DIAS, R. D.; ROISENBERG, A. Avaliação do comportamento de estacas em solos colapsíveis. . In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – VII COBRAMSEG, 1982, Recife. **Anais...** 1982, v. 4, p. 192-205.
- GEHLING, W. Y. Y.; MARTINS, F. B.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. Comportamento em Condições Edométricas de um Solo Residual de Arenito.. In: 3<sup>o</sup> SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1997, v. 1. p. 121-130.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOMECHANICAL ENGINEERING OF HARD SOILS AND SOFT ROCKS. 1993, Athens. **Proceedings...** Athens: A. Anagnostopoulos, F. Schlosser, N. Kalteziotis & R. Frank (eds.), 1993, p. 485-494.
- GENS, A. Constitutive modelling: Application to compacted soils. In: UNSATURATED SOILS CONFERENCE. 1996, Paris. **Proceedings...** Paris: Alonso & Delage (eds.), 1996, v. 3, p. 1179-1200.

- GENS, A. Constitutive modelling: Applications to compacted soils. In: 1<sup>TH</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. Paris, 1995. **Proceedings ...** Paris: Balkama, 1995, vol. 3, p. 1179 – 1200.
- GENS, A.; ALONSO, E. E. A framework for behaviour of unsaturated expansive clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 29, p. 1013-1032, 1992.
- GENS, A.; ALONSO, E. E.; SURIOL, J.; LORET, A. Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL, 1., UNSAT' 95. Paris, 1995, **Proceeding ...** Paris: Balkama, 1995, p. 83 – 88.
- GIBBS, H. J.; BARA, J. P. Stability problems of collapsing soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 93, n. 4, p. 557-594. 1967.
- GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T.; VILAR, O. M. Condicionantes estruturais do colapso de um solo argiloso tropical oriundo de basalto no norte do Paraná. In: 5<sup>o</sup> SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Vilar (ed), 2004, São Carlos, p. 439 - 444.
- HABIBAGAH, G.; MOKHBERI, M. 1998. A hyperbolic model for volume change behavior of collapsible soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 35, p. 264-272.
- HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002. 275 p. Tese de Doutorado em Engenharia (Geotécnica) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- HORN, M. R. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de granito não saturado**. 1997. 81p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotécnica) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- HOUSTON, S. Foundations and pavements on unsaturated soils – Part one: collapsible soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. 1995, Paris. **Proceedings...** Paris: Alonso & Delage (eds.), 1996, p. 1421-1439.
- HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; ZAPATA, C. E.; LAWRENCE, C. Geotechnical engineering practice for collapsible soils. **Geotechnical and Geological Engineering Journal**, v. 19, p. 355-355, 2001.
- HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, London, v. 17, n. 2, p.185-194, 1994.
- HOUSTON, S. L.; WALSH, K. D.; HOUSTON, W. N. Shear strength contribution of soil suction in cemented soil. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: T. M. P. de Campos & E. A. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v. 1, p. 25-34, 1997.

- HOUSTON, S.; MAHMOUD, H. H.; HOUSTON, W. N. Down-hole collapse system. In: **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 1995, v. 121, n. 4, p. 341-349.
- HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; SPADOLA, D. J. Prediction of field collapse of soil due to wetting. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 114, n. 1, p. 40-58. 1988.
- JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1963, Wiesbaden. **Proceedings...** Weisbaden: 1963, p. 19-24.
- JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. Limitation to the use of effective stresses in partly saturated soils, **Géotechnique**, London, v. 7, n. 2, p.125 – 144, 1962.
- JENNINGS, J. E. B.; KNIGHT, K. The prediction of total heave from the double oedometer test. **Trans. South Afr. Inst. of Civil Engineering**, v. 7, p. 285 – 291, 1957.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. In: 6<sup>th</sup> REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS & FOUNDATION ENGINEERING, 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.
- JOSA, A.; ALONSO, E. E.; LLORET, A.; GENS, A. Stress – strain behaviour of partially saturated soils. In: 9th EUROPEAN CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING. 1987, Dublin. **Proceedings...** Dublin, 1987, v. 2, p. 561 – 564.
- JOSA, A.; BALMACEDA, A.; GENS, A.; ALONSO, E. E. An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse. In: 3<sup>rd</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE COMPUTACIONAL PLASTICITY 1992. Barcelona. **Proceedings...** Barcelona: v. 1, p. 815–826, 1992.
- JUCÁ, J. F. T.; FRYDMAN, S. Experimental techniques. In: UNSATURATED SOILS/SOLS NON SATURÉS 1996. Paris. **Proceedings...** Alonso & Delage (eds), Paris, p. 1257-1292, 1996.
- KARUBE, D.; KATO, S. An ideal unsaturated soil and the Bishop's soil. In: 13<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING. 1994, New Delhi. **Proceeding...** New Delhi, 1994, v. 1, p. 43-46.
- KATO, S.; YOSHIMORI, Y.; SAKAKIBARA, T. Effects of intergranular adhesive force on failures criterion of granular materials. In: UNSATURATED SOILS: NUMERICAL AND THEORETICAL APPROACHES – INT. CONF. “FROM EXPERIMENTAL EVIDENCE TOWARDS NUMERICAL MODELING OF

- UNSATURATED SOILS, 2003, Weimar. **Proceedings...** Weimar: T. Schanz (ed), Springer, 2004. 2v., v. 2, p. 81-97.
- KAVVADAS, M.; BELOKAS, G. An anisotropic constitutive model for natural soils. In: COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS. 2001, **Proceedings...** Balkema, Rotterdam: Desai et al. (eds.), 2001, p. 335-340.
- KAVVADAS, M.; AMOROSI, A. A constitutive model for structured soils. **Géotechnique**, v. 50, n. 3, p. 263 – 273, 2000.
- KOSKINEN, M. **Anisotropy and D e-structuration of soft clays**. 2001. 81p. Master thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Helsinki University of Technology, Helsinki, Finlandia.
- KOSKINEN, M.; KARSTUNEN, M.; WHEELER, S. J. Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay. In: 5<sup>th</sup> EUROPEAN CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING (NUMGE 2002). 2002, Paris. **Proceedings...** Paris: P. Mestat (ed.), Presses de L'ENPC., 2002, p. 11-20.
- KRATZ DE OLIVEIRA, L. A. **Avaliação da Colapsibilidade de Solos com Base em Ensaios Pressiométricos**. 2002. Tese de Doutorado em Engenharia (Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. Avaliação do potencial de colapso de solos residuais mediante ensaios pressiométricos. In: 4<sup>o</sup> SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001. **Anais...** Porto Alegre: Wai Y. Y. Gehling & Fernando Schnaid (eds.), 2001, v. 1, p. 377-396.
- 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**. 1999. 143p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- KROPP, A.; McMAHON, D.; HOUSTON, S. Field wetting tests on a collapsive soil fill. In: ENGINEERING CHARACTERISTICS OF ARID SOILS 1994, USA. **Proceedings...** Balkema, Rotterdam: Fookes & Parry (eds). p. 343-352, 1994.
- LACERDA, W. A.; MAHLER, C. F.; FERREIRA, S. R. M. Ensaios de campo para determinação das propriedades de solos não saturados. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: T. M. P. de Campos & E. A. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v. 2, p. 505-536, 1997.
- LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE**. 84. n. SM2, paper 1654. 1958.



- 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.
- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HARDCASTLE, J. H. Collapse of compacted clayey sand. **Proceedings...** New York: ASCE: Journal of Geotechnical Engineering Division., v. 115, n. 9, p. 1252-1267, 1989.
- LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Permeability functions for unsaturated soils. **Proceedings...** New York: ASCE: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 123, n. 12, 1997.
- LEROUEIL, S.; BARBOSA, P. S. Combined effect of fabric, bonding and partial saturation on yielding of soils. In: UNSATURATED SOILS FOR ASIA 2000. Singapore. **Proceedings...** Singapore: Asia Conference in unsaturated Soils, p. 527-532, 2000.
- LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: **Characterisation and Engineering Properties of natural Soils**. Tan et al (eds). 2003. p. 29-254.
- LEROUEIL, S.; KABBAJ, M.; TAVENAS, F.; BOUCHARD, R. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. **Géotechnique**, London, v. 35, n. 2, p. 159 – 180, 1985.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of struin natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, London, v. 40 n. 3, p. 467-488, 1990.
- LIU, M. D.; CARTER, J. P. Modelling the destructuring of soils during virgin compression. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 4, p. 479 - 483, 2000.
- LLORET, A.; ALONSO, E.E. State surfaces for partially saturated soils. In: 11<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1985, San Francisco. **Proceedings...** San Francisco, 1985, v. 2, p.557-562.
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. Problemas de fundações em solo colapsível – estudo de caso. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, T. M. P. de Campos & E. A. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v. 1, p. 77-89, 1997.
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; RENÓFIO, A.; ALBIERO, J. H. Danos em edificações apoiadas em solo colapsível. In: 5<sup>o</sup> SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Vilar (ed), 2004, São Carlos, p. 357 – 362.
- LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. Determination of collapse potencial of soil. **Geotechnical Testing Journal**, v. 11, n. 3, p. 173-178, 1988.

- MAÂTOUK, A.; LEROUEIL, S.; ROCHELE, P. L. A. Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil. **Géotechnique**, London, v. 45, n. 3, p. 465-477, 1995.
- MACHADO, S. L. Study of the LC yield surface of a residual soil of granulito. In: UNSATURATED SOIL 2002, Recife. **Proceedings...** Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), 2002, v. 1, Recife., p. 139-143.
- 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)
- MACHADO, S. L.; CONCIANI, W.; CARNEIRO, B. J. I.; VILAR, O. M.; CINTRA, J. C. A. Uma nova técnica para estimativa da condutividade hidráulica de solos não saturados a partir de medidas de umidade em campo. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 26, n. 2, p. 129-140, 2003.
- MACHADO, S. L.; LIMA JR, E. M. Desenvolvimento da superfície de escoamento de um solo residual jovem de granulito. In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2001, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: Wai Y. Y. Gehling & Fernando Schnaid (eds.), 2001, v. 1, p. 63-75.
- MACIEL FILHO, C. L. **Introdução à Geologia de Engenharia**, Santa Maria: Ed. Da Universidade Federal de Santa Maria, RS, 1997.
- MAHMOUD, H. H. H.; HOUSTON, W. N.; HOUSTON, S. L. Apparatus and procedure for an in situ collapse test, **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, p. 431-440. 1995.
- MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 127, n. 3, p. 282-291, 2001.
- MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Yielding of weakly bonded artificial soil. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS.1994. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema. Shibuya, Mitachi and Miura (eds) 1994, Rotterdam, p. 315-320.
- MALANDRAKI, V.; TOLL, D. The definition of Yield for bonded material. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 14, n. 1, p. 67-1996.
- MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 2, p. 141-151, 2000.
- MÁNTARAS, F. M. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicado à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados**. 1995, 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MÁNTARAS, F. M. **Modelagem analítica da expansão de cavidade cilíndrica em solos coesivo – friccionais**. 2000. 180 p. Tese de Doutorado em Engenharia – PPGECC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- MANUAL de Formatação de Textos para Apresentação de Dissertações de Mestrado e Teses de Doutorado. Programa de Pós graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com método do papel filtro. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES - COBRASEF, 1995. Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: v.2, p. 515-522, 1995.
- MARINHO, F. A. M. Medidas de sucção em solos. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, T. M. P. de Campos & E. A. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v. 2, p. 373-397, 1997.
- MARINHO, F. A. M.; STANDING, J.; KUWAGIMA, R. M. Desenvolvimento de sucção em um solo residual compactado sob carregamento e descarregamento isotrópico. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 26, n. 2, p. 115-128, 2003.
- MARTINEZ, G. S. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras**. 2003. 262 p. Tese de Doutorado em Engenharia – (Geotecnia) Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.
- MARTINS, F. B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. 1994. 133 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MARTINS, F. B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente cimentado**. 2001. 303 p. Tese de Doutorado em Engenharia – (Geotecnia) Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.
- MARTINS, F. B.; BRESSANI, L. A.; COOP, M. R.; BICA, A.V. D. Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Vol. 38, p. 1177 – 1186, 2001.
- MARTINS, F. B.; BRESSANI, L. A.; DAVISON DIAS, R.; BICA, A. V. D. Propriedades geotécnicas do solo residual de arenito Botucatu. In: 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais ...**, São Paulo: ABMS, 1994, v. 2, p. 573 – 580.
- MARTINS, F. B.; FERREIRA, P. M. V.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. D. V. Comportamento tensão X deformação de um solo residual de arenito. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Proceedings ...** Brasília, 1998, v. 1, p. 27 – 33.
- MARTINS, F. B.; GEHLING, W. Y. Y.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. Comportamento Em Condições Edométricas de Um Solo Residual de Arenito. In: 3º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1997. v. 1. p. 121-130.

- MARTINS, F. B.; GEHLING, W. Y. Y.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. Ensaio de Comportamento em condições edométricas de um solo residual de arenito. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, T. M. P. de Campos & E. A. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, Rio de Janeiro, v. 1, p. 121-130, 1997.
- MATYAS, E. L.; RADHAKRISHNA, H. S. Volume change characteristics of partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 18, n. 4, p. 432-448, 1968.
- MCGROWN, A.; CILLINS, K. The microfabrics of some expansive and collapsing soils. In: V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DOS SOLOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES. 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, p. 332-332, 1975.
- MEDERO, G. M. **Análise do comportamento mecânico de um material colapsível**. 2001. 148p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y.; WHEELER, S. J. Techniques of sample preparation of artificial cemented highly collapsible soil. In: ADVANCED EXPERIMENTAL UNSATURATED SOIL MECHANICS - EXPERUS 2005, Trento, Italy, 2005. **Proceedings...** Trento: Balkema, Tarantino, A. Romero, E. Cui, Y.J. (eds), 2005, London, 2005. v. 1. p. 431-436.
- MEDERO, G. M.; WHEELER, S. J.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. 2004 a. Fatores que comandam o comportamento mecânico de um material colapsível. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Vilar (ed), 2004, São Carlos, p. 83 - 86.
- MEDERO, G. M.; WHEELER, S. J.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. 2004 b. Behaviour of an artificial cemented highly collapsible soil. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Vilar (ed), 2004, São Carlos, p. 79 – 82.
- MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. Análise do comportamento mecânico de um material colapsível. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2001. **Anais...** Porto Alegre: Editora Pallotti, 2001, v. 1, p. 235-258.
- MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y.; GALLIPOLI, D. Analysis of the mechanical response of an artificial collapsible soil. In: UNSATURATED SOILS: NUMERICAL AND THEORETICAL APPROACHES – INT. CONF. “FROM EXPERIMENTAL EVIDENCE TOWARDS NUMERICAL MODELING OF UNSATURATED SOILS, 2003, Weimar. **Proceedings...** Weimar: T. Schanz (ed), Springer, 2004. 2v., v. 1, 2003.
- 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 [URL:http://www.propesq.ufpe.br/anais/ctg/ctg13.htm](http://www.propesq.ufpe.br/anais/ctg/ctg13.htm)

- MILLER, H.; DJERBIB, Y.; JEFFERSON, I. F.; SMALLEY, I. J. Modelling the collapse of metastable loess soils. Disponível na Internet: [http://divcom.otago.ac.nz/SIRC/GeoComp/GeoComp98/42/gc\\_42.htm](http://divcom.otago.ac.nz/SIRC/GeoComp/GeoComp98/42/gc_42.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 URL: <http://www.propesq.ufpe.br/conic97/ctg/RES-80067.html>
- MURRAY, E. J. An equation of state for unsaturated soils. **Canadian Journal Geotechnical**, Canada, v. 39, p. 125-140, 2002.
- NICOTERA, M. V. Analise numerica di meccanismi di infiltrazione in una coltre piroclastica stratificata non satura. In: INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA 2003 – IARG 2003. Potenza. **Proceedings...** Potenza, 2003.
- NAKAHARA, S. **Determinação de Propriedades de um Solo Não Saturado Através de Ensaio Pressiométrico e de Laboratório**. 1995. 143p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- NISHIGATA, T.; NISHIDA, K.; ARAKI, S. 2002. Behaviour of unsaturated decomposed granite soil during water infiltration. In: UNSATURATED SOIL 2002, Recife. **Anais...** Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), v. 2.
- NISHIMURA, T.; HIRABAYASHI, Y.; FREDLUND, D. G.; GAN, J. K. M. Influence of stress history on the strength parameters of an unsaturated statically compacted soil. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 36, p. 251-261, 1999.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- O'ROURKE, T. D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 114, n. 10, p. 1126-1147, 1988.
- ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A.. 1995. 374p.
- PEIXOTO, R. J.; PEREIRA, J. H. F.; BEZERRA, L. M. Mechanical behaviour model for the collapsible clay of Brasília. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2001, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Wai Y. Y. Gehling & Fernando Schnaid (eds.), 2001, v. 1, p. 11-28.
- PEIXOTO, R. J.; PEREIRA, J. H. F.; GITIRANA JR, G. F. N. Superfície de estado do solo poroso colapsível do Distrito Federal (Brasil). In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2001, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Wai Y. Y. Gehling & Fernando Schnaid (eds.), 2001, v. 1, p. 93-109.

- PEREIRA, J. H. F.; FREDLUND, D. G. Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineers**, v. 126, n. 10, p. 907-916, 2000.
- PEREIRA, J. H. F.; FREDLUND, D. G. Closure to "Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil". Discussions and closures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineers**. February, p. 184-185, 2002.
- PEREIRA, J. H. F.; GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G.; NETO, M. P. C. Anisotropic stress-strain law for wetting-induced soil collapse. In: UNSATURATED SOIL 2002, Recife. Anais... Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), 2002, v. 1, p. 151-157.
- PINTO, C. S. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Ed. Oficina das Letras, 2000.
- POTTS, D. M. Numerical analysis: a virtual dream or practical reality? **Géotechnique**, London, v. 53, n. 6, p. 535-573, 2003.
- PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. 150p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental**. 2004. 229p. Tese de Doutorado em Engenharia (Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- RAHARDJO, H.; FREDLUND, D. G. Ko – volume change characteristics of an unsaturated soil with respect to various loading paths. **Geotechnical Testing Journal**, march 2003, v. 26, n. 1, p. 1-13.
- RAMPINO, C.; MANCUSO, C.; VINALE, F. Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures, and first experimental results. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, p. 1-12, 1999.
- RAO, S. M; REVANASIDDAPPA, K. Collapse behaviour of a residual soil. **Géotechnique**, 2002, v. 52, n. 4, p. 259-268.
- RAO, S. M; REVANASIDDAPPA, K. Role of matric suction in collapse of compacted clay soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, January 2000, p. 85-90.
- RAO, S.M.; SRIDHARAM, A.; RAMANATH, K.P. Collapse behavior of an artificially cemented clayey silt, **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, p. 334-341. 1995.
- REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil water chemistry. In: 8<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1973, Moscow. **Proceedings...** Moscow, 1973, v. 2.2, p. 177-183.

- 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.
- RIDLEY, A.M.; WRAY, W.K. Suction measurement: A review of the current theory and practices. In: UNSATURATED SOILS CONFERENCE. 1996, Paris. **Proceedings...** Paris: Alonso & Delage (eds.), 1996, p. 1293-1322.
- RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. Características estruturais, fisiológicas e mecânicas de dois perfis de solos colapsáveis de Ilha Solteira – SP, Brasil. Revista **Solos & Rochas**, v. 27, n. 2, p. 131-146, 2004.
- RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. Avaliação do efeito do esgoto doméstico como fluido de saturação no processo de colapso dos solos na área urbana de Ilha Solteira – SP (Brasil). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2002, v. 2, p. 573-582.
- ROGERS, C. D. F.; DIJKSTRA, T. A.; SMALLEY, I. J. Keynote lecture: classification of arid soils for engineering purposes: an engineering approach. In: ENGINEERING CHARACTERISTICS OF ARID SOILS. **Proceedings...** Fookes & Parry (eds). Balkema, Rotterdam, 1994, p. 99-131.
- ROMERO M., E. **Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay: an experimental study**. 1999. 403p. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- ROMERO, E Experimental techniques for testing unsaturated materials. In: 1<sup>st</sup> MUSE SCHOOL FOCUSED ON FUNDAMENTALS OF UNSATURATED SOILS. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. 78 p., 2005.
- ROMERO, E.; BARRERA, M.; LLORET, A.; GENS, A. 2002. Collapse under isotropic stress state of anisotropic and isotropic soils. In: UNSATURATED SOIL 2002, Recife. **Anais...** Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), v. 2.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. A. N.; WROTH, C. P. On the yielding of soils. **Géotechnique**, London, v. 8, p. 22 – 53, 1958.
- ROSCOE, K. H.; BURLAND, J. B. On generalized stress-strain behaviour of ‘wet’ clay. In: ENGINEERING PLASTICITY. 1968, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: J. Heyman and /f.A. Leckie (eds.), 1968. p. 535-609.
- ROTTA, G. **Plastificação de um solo cimentado curado sob tensão**. 2005. Tese de Doutorado em Engenharia (Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; COOP, M. R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, v. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.

- ROTTA, G.; PRIETTO, P.; GEHLING, W. Y. Y.; CONSOLI, N. C. Influencia do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia**, Rio de Janeiro, v. 24, n. 1, p. 23-43, 2001.
- ROTTA, G.; PRIETTO, P.; GEHLING, W. Y. Y.; CONSOLI, N. C. Comportamento mecânico de solos cimentados submetidos a Compressão Isotrópica. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia**, São Paulo, v. 242, n. 2, p.115-128, 2001.
- ROUAINIA, M; WOOD, D. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. **Géotechnique**, v. 50, n. 2, p. 153-164, 2000.
- SÁNCHEZ, M.; OLIVILLA, S.; GENS, A. A double structure formulation for the THM analysis of engineered barriers and seals. In: UNSATURATED SOIL 2002, Recife. **Anais...** Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), 2002, v. 1, p. 89-94.
- SANTOS JR, O. F.; LACERDA, W. A.; EHRLICH, M. Discussion of “Collapse of Saturated soil due to reduction in confinement”. **Journal of Geotechnical Engineering**, june 1996, p. 505-506.
- SANTOS, M. C. D.; MERMUT, A. R.; RIBEIRO, M. R. Micromorfologia de solos com argila de baixa atividade no sertão de Pernambuco. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Campinas, v. 15, p. 83-91, 1991.
- SARAMAGO, R. P.; MAHLER, C. F. Influência da constante dielétrica no comportamento dos solos colapsáveis. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: T. M. P. de Campos & E. A. Vargas Jr. (eds), Freitas Bastos Editora, 1997, v. 1, p. 65-70.
- SCHNAID, F. Comportamento de Fundações Superficiais Em Solos Cimentados. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia**, 1998.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Interpretação de provas de carga de fundações superficiais em camadas de solo-cimento. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia, Brasil**, v. 20, n. 2, p. 107-117, 1997.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; MANTARAS, F. M. O Uso do ensino pressiometrico na determinação de parâmetros de solos não saturados. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia**, São Paulo, v. 18, n. 03, p. 129-137, 1996
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Cone penetration in weakly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, USA, v. 122, n. 11, p. 948-948, 1996.
- SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189p.
- SCHNAID, F. Unsaturated constitutive surfaces from pressuremeter tests. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, Estados Unidos, v. 130, n. 2, p. 1-15, 2003.
- SCHNAID, F.; LEHANE, B.; FAHEY, M. In situ test characterization of unusual geomaterials. In: 2<sup>nd</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE



- CHARACTERIZATION, 2004, Porto. **Proceedings...** ICS-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Rotterdam : Millpress Science Publishers, 2004. v. 1. p. 49-74.
- SCHNAID, F.; MANTARAS, F. Cavity expansion in cemented materials: structure degradation effects. **Géotechnique**, Inglaterra, v. 53, n. 9, p. 797-807, 2003.
- SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; GEHLING, W. Y. Y. Avaliação do avanço da frente de saturação de um solo residual de granito não saturado. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001, Porto Alegre. **Anais...** 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2001. v. 4. p. 203-217
- SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; GEHLING, W. Y. Y. Avaliação do potencial de colapso de solos residuais mediante ensaios pressiométricos. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001, Porto Alegre. **Anais...** 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2001. v. 4. p. 377-396.
- SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; GEHLING, W. Y. Y. Variação do comportamento dilatante em solos residuais não saturados. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001, Porto Alegre. **Anais...** 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2001. v. 4. p. 218-234.
- SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L.A.; GEHLING, W. Y. Y. Previsão de colapsibilidade com base no ensaio pressiométrico. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÃO DE CAMPO, 2000, São Paulo. **Anais...** BIC'2000, 2000. v. 1. p. 299-311.
- SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; GEHLING, W. Y. Y. Unsaturated constitutive surfaces from pressuremeter tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, February 2004, 12 p.
- SCHNAID, F.; KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; GEHLING, W. Y. Y. Uso do ensaio pressiométrico na previsão do potencial de colapso de solos.. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia**, Brasil, v. 3, p. 1-12, 2000.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. Aspectos do comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados. **Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia, Brasil**, v. 20, n. 3, p. 145-166, 1998.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand behaviour in triaxial compression. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, Estados Unidos, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2000.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. Prediction of the behaviour of cemented soils under triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Estados Unidos, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.
- SCHNAID, F.; 1 ; 1. Comportamento de fundações superficiais em solo estratificado artificialmente cimentado. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** SEFE, 2000. v. 2. p. 271-281.

- SCHNAID, F. Aspects of the interpretation of insitu tests in residual soils. In: XI PANAMERICAN CONFERENCE ON GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1999, Foz do Iguaçu. **Proceedings...** XI Panamerican Conference on Geotechnical Engineering. Foz do Iguaçu, 1999. v. 3. p. 10-12.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N.; 1. Aspects of the interpretation of cone penetration in natural weakly-cemented deposits. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 1998, Atlanta. **Proceedings...** First International Conference on Site Characterization. ATLANTA: ISC'98, 1998. v. 2. p. 1159-1163.
- SCHNAID, F.; SILVA, F. G. Ensaaios pressimétricos em solos não saturados da região sul do Brasil. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997. **Anais...** Brasil. v. 2.
- SCHNAID, F.; MILITISTSKY, J.; CONSOLI, N. Prediction of shallow foundation behaviour on cemented soils. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS ON SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Symposium on Recent Developments on Soil and Pavement Mechanics. Roterdan: Balkema, 1997. v. 1. p. 291-296.
- SILVA, G. F. **Interpretação do Ensaio Pressiométrico no Efeito de Inundação em Solo Não-Saturado**. 1997. 101p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- SILVA FILHO, F. C.; ALMEIDA, M. S. S.; FUTAI, M. M. Critical state modeling of unsaturated soils. In: UNSATURATED SOIL 2002. Recife. **Anais...** Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), 2002, v. 1, p. 133-137.
- SILVA, M. J. R.; FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis do município de Petrolina – PE. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Vilar (ed), 2004, São Carlos, p. 489 - 494.
- SIVAKUMAR, V. **A critical state framework for unsaturated soils**. Sheffield, 1993. 236p. PhD Thesis – University of Sheffield, UK.
- SIVAKUMAR, V.; DORAN, I. G.; GRAHAM, J.; NAVANEETHAN, T. Relationship between  $K_0$  and overconsolidation ratio: a theoretical approach. **Géotechnique**, v. 52, n. 3, p. 225-230, 2001.
- SIVAKUMAR, V.; WHEELER, S. J. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression. **Géotechnique**, v. 50, n. 4, p. 359-368, 2000.
- SIVAKUMAR, V.; WHEELER, S. J. Discussion of “Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay, Parts 1 and 2”. **Géotechnique**, v. 53, n. 9, p. 842-843, 2003.
- SOARES, J. M. D. **Estudo do comportamento do depósito de argila mole da grande Porto Alegre**. 1997. 300p. Tese de Doutorado e Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- SOUZA NETO, J. B.; COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. Características geotécnicas de uma areia siltosa colapsível localizada no município de Petrolândia - PE. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2002, v. 2, p. 583-593.
- SOUZA NETO, J.B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devido à inundação (colapso)**. 2004. 432p. Tese de doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação**. 2000. 122p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- STALLEBRASS, S. E.; TAYLOR, R. N. The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. **Geotechnique**, v. 47, n. 2, p. 235-253, 1997.
- SUN, D.A.; MATSUOKA, H.; XU, Y. F. Collapse behavior of compacted clays in suction-controlled triaxial tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 27, p. 362-370. 2004.
- SURIOL, J.; GENS, A.; ALONSO, E. E. Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. 3., UNSAT'2002, Recife, **Proceedings ...** Recife, 2002, v. 2, p. 619 – 623.
- TAMAGNINI, R. An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. **Geotechnique**, London, v. 54, n. 3, p. 223-228, 2004.
- TANG, G. X.; GRAHAM, J. A possible elastic-plastic framework for unsaturated soil with high-plasticity, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, p. 894-907, 2002.
- TARANTINO, A.; TOMBOLATO, S. Stato critico di una argilla costipata soggetta a percorsi di imbibizione. In: INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA 2003 – IARG 2003, Potenza, giugno 2003.
- THOMAS, H. R.; HE, Y. Modelling the behaviour of unsaturated soil using an elastoplastic constitutive model. **Geotechnique**, v. 48, n. 5, p. 589-603, 1998.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. 149p. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- TOLL, D. G. **Triax** – Use Manual. Geotechnical Systems Group. University of Durham, UK. Version 4.2, November 2002.
- TOLL, D. G. A framework for unsaturated soil behaviour. **Geotechnique**, London, v. 40, n. 1, p. 31-44, 1990.

- TOLL, D. G. The influence of fabric on the shear behavior of unsaturated compacted soils. In: *ADVANCES IN UNSATURATED SOILS* (eds C. Shackelford, S. L. Houston e N.-Y. Chang), 2000, p. 222-234. Reston: American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication n. 99, 2000.
- TOLL, D. G.; ONG, B. H. Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay. *Géotechnique*, London, v.53, n.1, p. 93-103, 2003.
- TOLL, D. G.; ONG, B. H. Discussion of “Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay”. *Géotechnique*, London, v. 54, n.1, p. 69-71, 2004.
- TOMBOLATO, S.; TARANTINO, A. Superficie di ritenzione di un’argila costipata soggetta a percorsi di imbibizione. In: *INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA 2003 – IARG 2003*, Potenza, giugno 2003.
- TSAPARAS, I.; RAHARDJO, H.; TOLL, D. G.; LEONG, E. C. Infiltration characteristics of two instrumented residual soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40, p. 1012-1032, 2003.
- VANAPOLLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till. *Géotechnique*, v. 49, n. 2, p. 143 – 159, 1999.
- 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.
- VASSALO, R.; MANCUSO, C. Effetti della storia tensionale sulla rigidità a taglio di un limo costipato parzialmente saturo. In: *INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA 2003 – IARG 2003*, Potenza, giugno 2003.
- VATSALA, A.; NOVA, R.; SRINIVASA-MURTHY, B.R. Elastoplastic model for cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 679-687, 2001.
- VATSALA, A.; SRINIVASA-MURTHY, B.R. Suction in compacted soil. *Géotechnique*, v. 52, n.4, p. 279-283, 2002.
- VAUNAT, J. Elastoplastic framework to model unsaturated materials. In: *1<sup>st</sup> MUSE SCHOOL FOCUSED ON FUNDAMENTALS OF UNSATURATED SOILS*. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. 49 p., 2005.
- VENDRUSCOLO, M. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa**. 1996. Dissertação de Mestrado em Engenharia, (Geotecnia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- VILAR, O. M. et al. Ensaio de campo e laboratório em solos não saturados. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS 1995. Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: 1995.
- VILAR, O. M.; DAVIES, G. I. Comportamento colapsível de um solo arenoso em diferentes tipos de ensaios. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 2001, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Wai Y. Y. Gehling & Fernando Schnaid (eds.), 2001, v. 1, p. 354-376.
- VILAR, O.; DAVIES, G. I. 2002. Collapse behaviour analysis of a clayey sand using different testing procedures. IN: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. **Anais...** Recife: Jucá de Campos & Marinho (eds.), 2002, v. 2, p. 571 – 576.
- WANG, Q.; PUF AHL, D. E.; FREDLUND, D. G. A study of critical state on an unsaturated silty soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, p. 213-218, 2002.
- WESLEY, L. D. Influence of structure and composition on residual soils. **Proceedings...** New York: ASCE: Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 116, n. 4, p. 589-603, April, 1990.
- WHEELER, S. J. A conceptual model for soils containing large gas bubbles. **Géotechnique**, London, v. 38, p. 389-397, 1988.
- WHEELER, S. J. Desestructuration - where are we now? Proc. Workshop 2: Soft Clay Modelling for Engineering Practice, 2001, Graz- Austria: 16-19 of September.
- WHEELER, S. J. 1994. General report: Engineering behaviour and properties of arid soils. In: ENGINEERING CHARACTERISTICS OF ARID SOILS, 1994, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam: Fookes & Parry (eds.), A.A. Balkema, 1994, p. 161-172.
- 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. The undrained shear strength of soils containing large gas bubbles. **Géotechnique**, London, v. 38, n.3, p. 399-413, 1988.
- WHEELER, S. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. Notas de Aula: University of Glasgow, Glasgow, 2003.
- WHEELER, S. J., CUDNY, M., NEHER, H. P.; WILTAFSKY, C. Some developments in constitutive modelling of soft clays. In: WORKSHOP ON GEOTECHNICS OF SOFT SOILS – THEORY AND PRACTICE, 2003, Noordwijkerhout. **Proceedings...** Noordwijkerhout: Vermeer, Schweiger, Karstunen & Cudny (eds.), 2003, p. 3-22.
- WHEELER, S. J.; GALLIPOLI, D.; KARSTUNEN, M. Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.**, v. 26, p. 1561-1571, 2002.

- WHEELER, S.J.; KARUBE, D. State of the art report: constitutive modeling. In: UNSATURATED SOILS CONFERENCE. 1995, Paris. **Proceedings...** Paris: Alonso & Delage (eds.), 1996, p. 1323-1356.
- WHEELER, S. J.; SHARMA, R. S.; BUISSON, M. S. R. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. **Géotechnique**, London, v. 53, n. 2, p. 41-54, 2003.
- WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, London, v. 45, n. 1, p. 35-53, 1995.
- WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modeling. **Géotechnique**, London, v. 50, n. 4, p. 369-376, 2000.
- WHEELER, S.J.; SIVAKUMAR, V. Development and application of a critical state model for unsaturated soil. In Thomas Telford (ed.), **Predictive soil mechanics**, London: 709-728, 1993.
- WHEELER, S.J.; KARSTUNEN, M.; NAATANEN, A.. Anisotropic hardening model for normally consolidated soft clay. In: 7<sup>TH</sup> INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS (NUMOG VII), 1999 **Proceedings...** G.N. Pande, S. Pietruszczar & H.F. Schweiger (eds.), Graz. A.A. Balkema, 1999, p. 33-40.
- WHEELER, S. J. Model for cemented unsaturated soil. Private communication. 2004.
- WHEELER, S. J., NAATANEN, A., KARSTUNEN, M.; LOJANDER, M. An anisotropic elastoplastic model for soft clays. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.40, p. 403-418, 2003.
- WHEELER, S. J.; SHARMA, R. S.; BUISSON, M. S. R. Coupling of hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soil. **Géotechnique**, v.53, n.1, p. 41-54, 2003.
- WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge University Press. New York, USA, 1990. 462p.
- WROTH, D. M.; HOULSBY, G. T. Soil Mechanics: Property characterization and analysis procedure. In: 11<sup>TH</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1985. San Francisco, **Proceedings...** San Francisco, 1985, v.1, p. 1-55.
- YASULFUKU, N.; MURATA, H.; HYODO, M. Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stresses. **Soils and Foundations**, v.31, n.1, p. 95-109, 1991.
- ZENTAR, R.; KARSTUNEN, M.; WHEELER, S. J. Influence of anisotropy and destructuration on undrained shearing of natural clays. In: 5<sup>TH</sup> EUROPEAN CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING (NUMGE 2002), 2002, Paris. **Anais...** Paris: P. Mestat (ed.), Presses de L'ENPC, 2002, p. 21-26.

ZINGARIELLO, M. C.; MANCUSO, C. e WHEELER, S. J. Analisi sperimentale e modellazione del comportamento meccanico di un limo argilloso parzialmente saturo. In: INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORE DI GEOTECNICA 2003 – IARG 2003. Potenza, giugno 2003.