

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DA MICROESTRUTURA NO
COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE UMA ARGILA
SILTOSA NÃO SATURADA INCLUINDO PEQUENAS
DEFORMAÇÕES.**

MÁRCIA MARIA DOS ANJOS MASCARENHA

ORIENTADOR: PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, DSc.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-056/08

BRASÍLIA/DF: NOVEMBRO / 2008

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**INFLUÊNCIA DA MICROESTRUTURA NO
COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE UMA ARGILA
SILTOSA NÃO SATURADA INCLUINDO PEQUENAS
DEFORMAÇÕES.**

MÁRCIA MARIA DOS ANJOS MASCARENHA

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

**Prof. Pedro Murrieta Santos Neto, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**Prof. José Camapum de Carvalho, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Prof. Márcio Muniz de Farias, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Prof. Enrique Romero Morales, PhD (UPC)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**Prof. Wai Ying Yuk Gehling, PhD (UFRGS)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 28 de NOVEMBRO de 2008.

FICHA CATALOGRÁFICA

MASCARENHA, MARCIA MARIA DOS ANJOS	
Influência da Microestrutura no Comportamento Hidro-mecânico de uma Argila Siltosa não Saturada Incluindo Pequenas Deformações. [Distrito Federal] 2008	
xxii, 158 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2008)	
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil	
1. Solos não saturados	2. Microestrutura
3. Comportamento hidro-mecânico	4. Pequenas deformações
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MASCARENHA, M.M.A. (2008). Influência da Microestrutura no Comportamento Hidro-mecânico de uma Argila Siltosa não Saturada Incluindo Pequenas Deformações. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-056/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Influência da Microestrutura no Comportamento Hidro-mecânico de uma Argila Siltosa não Saturada Incluindo Pequenas Deformações.

GRAU / ANO: Doutor / 2008

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
SQN 409 Bl. Q 205 – Asa Norte
marciamascarenha@yahoo.com.br
70857-170 - Brasília/DF - Brasil

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho
aos meus pais, Antônio e Maria.*

HOMENAGEM PÓSTUMA

*Aos que perdi no decorrer da tese:
meu avô, Papai Luiz; minha avô, Nazaré;
tio Francisco e Luiz Paulo.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus irmãos (Airton, Socorro, Cláudia, Marcelo, Denise e Dionísio), aos meus sobrinhos (Vinicius, Guilherme e Gabriel) e aos meus cunhados (Lúcia, Chalton, George, Susana e Ticiania) pelo estímulo, apoio, torcida e participação em todas as minhas conquistas.

Ao Jean, pela nossa história e pelo suporte emocional nos momentos mais difíceis deste trabalho. Em particular pelo *abstract* e ajuda em alguns pontos específicos da tese.

À minha família e amigos do Piauí, pelo apoio mesmo à distância.

Ao meu orientador, Pedro Murrieta, pela orientação e por ter incentivado minha ida à UPC.

Ao meu co-orientador, amigo e conterrâneo, Manoel Porfírio, pela orientação, amizade e apoio. Obrigada por ter acreditado em mim e pelo incentivo em todos os momentos deste trabalho.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Em particular aos professores José Camapum e Márcio Muniz pelo carinho e apoio nos momentos mais necessários.

Ao Humberto Junior, secretário do PPGG, pela atenção e dedicação nos trâmites burocráticos deste trabalho.

Ao professor Eduardo Alonso, pela oportunidade de trabalhar na UPC e ao Enrique Romero, pelo apoio e incentivo durante minha estância na UPC e pelos ensinamentos sobre ensaios de laboratório.

Ao Professor Manuel Furtado (UFPI), pelo incentivo a seguir a carreira acadêmica.

À Capes e ao CNPq pelo apoio financeiro.

Aos amigos da UPC, Ana, Sam, Pati, Roger, Francesca, Alessio, Rodrigo, Sergio, Rafaela, Joanna, Vladimir e Ana Ramón, pelas contribuições, amizade e feliz convivência durante meu período em Barcelona.

Aos técnicos da UPC, José e Tomaz, e aos técnicos da UnB, Alessandro, Ricardo, Tiago e Vanilson, pelo carinho e ajuda nos ensaios de laboratório.

Aos amigos geotécnicos, com quem convivi estes últimos anos. Em particular ao Gregório, Janaina Tatto e Eder, pela companhia nos horários e dias mais inusitados, e à Lorena e Jana, pelo apoio pré-defesa.

À minha turma de mestrado, Allan, Karla, Jairo, Lu, Adriano e Renato, pela eterna amizade. Em especial à Karla, pela revisão dos capítulos 6 e 7.

Aos amigos de diversas épocas geotécnicas: Aline, Petrucio, Cris Roriz, Dany Quirino, Íris, Hector, Karina, Luiz Guilherme, Lu Dellabianca, Marianna, Mauricio, Sandra e Silvrano. Em particular à Marianna, pela revisão do capítulo 4. Em especial ao Luiz Guilherme, pela companhia em todas as etapas deste trabalho e, mais especificamente, pela revisão dos capítulos 1 e 2.

Às minhas antigas companheiras de república, Ana Cláudia, Edith, Elidiane, Fabricia, Jana Colmanetti, Márcia Bragança, Maruska, Patrícia, Nolan e Núbia, pela eterna amizade. Em particular à Elidiane, pela revisão do capítulo 5, e à Jana, pela revisão do capítulo 3.

À atual república, Ana, Caio e Giu, pela amizade e agradável convivência.

INFLUÊNCIA DA MICROESTRUTURA NO COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE UMA ARGILA SILTOSA NÃO SATURADA INCLUINDO PEQUENAS DEFORMAÇÕES.

RESUMO

O crescente interesse da engenharia geotécnica em incorporar conceitos de mecânica de solos não saturados em sua prática corrente e o desenvolvimento de técnicas de laboratório que permitem a reprodução das condições não saturadas encontradas em campo tem permitido, nas últimas décadas, uma grande evolução na compreensão do comportamento dos solos não saturados. No princípio, o comportamento mecânico, hidráulico e microestrutural do solo eram estudados de maneira isolada. Posteriormente, sentiu-se a necessidade de analisar esses comportamentos de maneira integrada, permitindo uma compreensão mais completa. Diante deste contexto, o trabalho desenvolvido nesta tese objetiva o estudo da relação existente entre o comportamento estrutural, hidráulico e mecânico de solos não saturados. O material estudado é uma argila siltosa natural sobre a qual foi construído o Canal Algerri-Balaguer (Catalunha, Espanha), localizado em uma zona de clima semi-árido. O solo possui uma alta porosidade e apresenta comportamento colapsível. O acoplamento entre os aspectos mecânicos e o comportamento hidráulico do solo foi investigado e completado pelo estudo das mudanças na microestrutura induzidas pelas ações mecânicas. Este estudo permitiu verificar a pouca influência das deformações no comportamento hidráulico e microestrutural deste solo. Dessa maneira, a reprodução do comportamento deste solo é representado adequadamente pelos modelos elastoplásticos convencionais. Além disso, as propriedades hidráulicas do solo foram determinadas a partir de técnicas para obtenção de sua distribuição estrutural. Reciprocamente, foi observada a possibilidade de compreensão do comportamento estrutural do solo a partir de suas características hidráulicas. Os resultados obtidos evidenciam a importância do uso paralelo das técnicas testadas para a determinação das curvas características e a caracterização microestrutural do material, permitindo um melhor entendimento do comportamento hidráulico e estrutural de solos não saturados. Em acréscimo, o comportamento de solos não saturados sob pequenas deformações tem sido investigado para relacionar as propriedades mecânicas sob pequenas deformações às características hidráulicas e estruturais do material. Os resultados indicam a existência de dois diferentes mecanismos de variação de módulo de rigidez máximo do solo com a sucção, caso este processo ocorra na macro ou na microestrutura do solo. Dessa forma, surge a necessidade de desenvolver uma nova estrutura para modelar o comportamento dos solos não saturados sob pequenas deformações considerando esses mecanismos.

INFLUENCE OF MICRO-STRUCTURE ON THE HYDRO-MECHANICAL BEHAVIOUR OF A UNSATURATED SILTY CLAY INCLUDING SMALL STRAIN

ABSTRACT

The increasing interest of geotechnical engineers to incorporate concepts of unsaturated soil mechanics in their current practice and the development of experimental techniques to reproduce *in situ* conditions in the laboratory have provided the bases for a significant advance in the comprehension of the behaviour of these materials during the last decades. If, at early times, the mechanical, hydraulic and micro-structural behaviour of the soil were studied separately, it emerged subsequently the need for an integrated analysis of these different aspects of soil response within a more comprehensive framework. The work presented in this thesis has been developed in this context and focus on the study of the interplay existing between the micro-structural, hydraulic and mechanical behaviour of an unsaturated soil. The material studied is a natural silty clay extracted from the basement layer of the Algèri-Balaguer canal (Catalonia, Spain) located in a semi-arid climatic zone. The soil presents a high porosity and a marked collapsible behaviour. In a first step, the cross coupling between the mechanical and hydraulic responses of the soil have been investigated and completed by the study of the micro-structural changes induced by mechanical actions. This study allowed for concluding on the low influence played by the deformations on the hydraulic and micro-structural behaviour of this particular soil that can be adequately modelled through conventional elastoplastic models. In a second step, an insight into the determination of the hydraulic properties of the soil from its micro-structural features has been performed by means of techniques providing the distribution of porosity within the material. Reciprocally, it has been verified the possibility to derive main features of soil micro-structure from its hydraulic response. The results obtained encourage strongly the parallel use of testing techniques allowing for the determination of the retention curve and the characterization of the micro-structural characteristics of the material for a better understanding of the hydraulic and structural behaviour of unsaturated materials. In a third step, the behaviour of the unsaturated soil at very small strains has been investigated in order to relate the mechanical properties at very small strains to the hydraulic state and the micro-structural characteristics of the material. The results evidence the existence of two different mechanisms of small-strain stiffness variation with suction, one occurring in the macro- and the other in the microstructure. This part ends by concluding on the necessity of developing a new framework to model the behaviour of unsaturated soils at very small-strains.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.2	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
2	COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS	4
2.1	MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS	4
2.1.1	MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS	4
2.1.2	MODELOS CONSTITUTIVOS HIDRO-MECÂNICOS	10
2.2	COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES.....	17
3	TÉCNICAS DE CONTROLE E MEDIDAS DE SUCCÃO EM LABORATÓRIO	32
3.1	TÉCNICAS DE CONTROLE DE SUCCÃO	32
3.1.1	TÉCNICA DE TRANSLAÇÃO DE EIXOS	32
3.1.2	TÉCNICA OSMÓTICA	36
3.1.3	TÉCNICA DE EQUILÍBRIO DE VAPOR.....	37
3.2	DISPOSITIVOS PARA MEDIÇÃO DE SUCCÃO	38
3.2.1	MÉTODOS DIRETOS	39
3.2.1.1	Placa de Sucção.....	39
3.2.1.2	Câmara de Pressão.....	39
3.2.1.3	Tensiômetro.....	40
3.2.2	MÉTODOS INDIRETOS	42
3.2.2.1	Ponto de Congelamento.....	42
3.2.2.2	Sensor de Condutividade Térmica.....	43
3.2.2.3	Método do Papel Filtro.....	44
3.2.2.4	Psicrômetros.....	46
3.3	COMPARAÇÕES EXPERIMENTAIS ENTRE AS DIVERSAS TÉCNICAS DE CONTROLE E MEDIDA DE SUCCÃO	50
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	54
4.1	DESCRIÇÃO DO MATERIAL ENSAIADO	54
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	57
4.2.1	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO SOLO.....	57
4.2.1.1	Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP).....	59
4.2.1.2	Microscopia Eletrônica de Varredura Ambiental (ESEM).....	62
4.2.2	COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO	64
4.2.2.1	Edômetros com Sucção Controlada.....	65
4.2.2.2	Psicrômetro de Transistor (SMI).....	66
4.2.2.3	Dewpoint PotentialMeter (WP4).....	67
4.2.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO	67

4.2.3.1	Ensaios Oedométricos Saturados.....	68
4.2.3.2	Ensaios Triaxiais Saturados.....	68
4.2.3.3	Edômetros com Sucção Controlada.....	72
4.2.3.4	Triaxial com Sucção Controlada.....	74
4.2.4	COMPORTAMENTO DO SOLO SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES	78
4.2.4.1	Coluna Ressonante.....	78

5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL, HIDRÁULICO E MECÂNICO DOS SOLOS.....83

5.1	ESTRUTURA DO SOLO	83
5.2	COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO.....	92
5.2.1	CURVAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO	92
5.2.1.1	Porosimetria por Injeção de Mercúrio.....	97
5.2.2	INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO MECÂNICO NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO..	105
5.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO.....	111
5.3.1	CALIBRAÇÃO DO MODELO BÁSICO DE BARCELONA	114

6 COMPORTAMENTO DO SOLO SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES..... 125

6.1	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	125
6.2	PROPOSTA DE SUPERFÍCIE DE ESTADO : $G_{MÁX}$, $U_A - U_{W}$, P	133

7 CONCLUSÕES.....144

7.1	ESTRUTURA DO SOLO	144
7.2	COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO	145
7.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO.....	146
7.4	COMPORTAMENTO DO SOLO SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES	147
7.5	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	148

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 150

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Propriedades iniciais dos corpos-de-prova ensaiados por Marinho <i>et al.</i> (1995)..	22
Tabela 3.1. Sugestão para tempo de equilíbrio para medição de sucção total em função do nível de sucção (Marinho, 1994).....	45
Tabela 3.2. Especificações do SMI.....	46
Tabela 3.3. Especificações do WP4.....	48
Tabela 4.1. Caracterização geotécnica do solo.	56
Tabela 4.2. Características e especificações do porosímetro por intrusão de mercúrio Micromeritics (Barrera, 2002).....	60
Tabela 4.3. Resumo dos ensaios e suas finalidades.	68
Tabela 4.4. Trajetórias dos ensaios de adensamento.	69
Tabela 5.1. Parâmetros de ajuste das curvas características.	96
Tabela 5.2. Condições iniciais dos solos ensaiados sem controle de sucção.....	112
Tabela 5.3. Parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM).	114
Tabela 5.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado em condições drenadas.	123
Tabela 5.5. Informações das amostras e dos ensaios realizados para amostras do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L’Albagés (Gómez, 2004 e Arnedo, 2004).	123
Tabela 5.6. Parâmetros do Barcelona Basic Model (BBM) para o canal Segarra-Guarrigue e a barragem L’Albagés (Arnedo, 2004).....	124
Tabela 6.1. Dados hidráulicos das amostras antes e depois dos ensaios.....	125
Tabela 6.2. Valores de sucção das amostras no início e no final dos ensaios obtidos da curva característica em relação ao grau de saturação.....	130
Tabela 6.3. Valores de sucção das amostras no início e no final dos ensaios obtidos da curva característica em relação ao teor de umidade.....	131
Tabela 6.4. Parâmetros do modelo de Mancuso <i>et al.</i> (2002).....	133
Tabela 6.5. Parâmetros da Equação 6.4 para valores de sucção inicial.....	140
Tabela 6.6. Parâmetros da Equação 6.4 para Cabarkapa <i>et al.</i> (1999), Mancuso <i>et al.</i> (2002) e Pintado (1993) citado por Alonso (2002).....	141

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Superfície de Estados para índices de vazios (Modificado de Matyas & Radhakrishna, 1968).	5
Figura 2.2. Superfície de Escoamento proposta por Alonso <i>et al.</i> (1990). (a) Vista 3D. (b) Projeções nos planos (p,q) e (p,s).	7
Figura 2.3. Superfície de Escoamento BExM no plano p-s (Modificado de Alonso <i>et al.</i> ,1999).	8
Figura 2.4. Funções de interação entre macro e micro deformações (Modificado de Alonso <i>et al.</i> 1999).	9
Figura 2.5. Resultados de testes isotrópicos representados por um diagrama múltiplo SWEP (Modificado de Romero, 1999).	11
Figura 2.6. Curvas características da Boom Clay para solos a diferentes densidades secas (Modificado de Romero, 1999).	14
Figura 2.7. Curvas de Escoamento LC, SI, SD para estado de tensões isotrópicos (Modificado de Wheeler <i>et al.</i> , 2003).	16
Figura 2.8. $G_{máx}/G_{máx}$ seco <i>versus</i> grau de saturação a diversas pressões de confinamento (Modificado de Quian <i>et al.</i> , 1993).	19
Figura 2.9. Relação entre o grau de saturação do solo e o módulo de rigidez máximo.	20
Figura 2.10. Relação entre o grau de saturação do solo e o módulo de rigidez máximo (Mendonza, 2004).	21
Figura 2.11. Relação entre a sucção e o módulo de rigidez máximo do solo (Mendonza 2004).	22
Figura 2.12. Relação entre a sucção e o módulo de rigidez máximo do solo (Modificado de Marinho <i>et al.</i> 1995).	23
Figura 2.13. Relação entre a sucção do solo e o módulo de rigidez máximo, a distintas tensões de confinamento (Modificado de Alonso, 2002).	23
Figura 2.14. Variação do módulo de rigidez do solo com as mudanças no estado de tensão (Modificado de Pineda <i>et al.</i> , 2008).	24
Figura 2.15. Variação do módulo de rigidez máximo do solo com a sucção (Modificado de Cabarkapa <i>et al.</i> , 1999).	25

Figura 2.16. Variação da velocidade de onda de cisalhamento com a sucção (Modificado de Xu <i>et al.</i> , 2008).	25
Figura 2.17. $G_{m\acute{a}x}/G_{m\acute{a}x}$ seco <i>versus</i> grau de saturação a diversos índices de vazios (Quian <i>et al.</i> , 1993).	27
Figura 2.18. $G_{m\acute{a}x}$ <i>versus</i> sucção a diversos índices de vazios (Mendonza, 2004).	27
Figura 2.19. Variação do módulo de rigidez com o estado de tensão do solo (Mancuso <i>et al.</i> , 2002).	28
Figura 2.20. Dados experimentais e curvas ajustadas (Modificado de Mancuso <i>et al.</i> , 2002)	30
Figura 2.21. Variação do módulo de rigidez máximo do solo com a sucção (Modificado de D’Onza <i>et al.</i> , 2008).	31
Figura 3.1. Recalque e mudança de volume de água <i>versus</i> tempo durante o equilíbrio de sucção: a) processo de difusão de ar; b) processo de evaporação de ar (Farulla & Ferrari, 2005).	34
Figura 3.2. Esquema da câmara triaxial baseada na técnica de translação eixos para ensaios com controle de sucção (Rodrigues, 2007).	35
Figura 3.3. Montagem do equipamento triaxial e acessórios (Rodrigues, 2007).	35
Figura 3.4. Edômetro baseado na técnica osmótica para ensaio com controle de sucção (Soto, 2004).	36
Figura 3.5. Traixial baseado no método de equilíbrio de vapor para ensaio com controle de sucção (Lima, 2007).	38
Figura 3.6. Câmara de pressão alternativa (Rodrigues, 2007).	40
Figura 3.7. Tipos de tensiômetros: a) Tensiômetro simples com manômetro (Azevedo & Silva, 1999); b) Tensiômetro com alta capacidade do Imperial College (Soto, 2004).	41
Figura 3.8. Sensor de condutividade térmica (Modificado de Fredlund, 1992).	44
Figura 3.9. Tipos de fluxo do solo para o papel filtro (Marinho, 1995).	45
Figura 3.10. SMI : a) Figura; b) Esquema gráfico.	46
Figura 3.11. Curva de calibração típica do SMI.	48
Figura 3.12. WP4: a) Figura; b) Esquema gráfico.	48
Figura 3.13. Frascos para a obtenção de curva características por transferência de vapor (Lima, 2007).	49
Figura 3.14. Curva de retenção de uma argila compactada: $e = 0,59$ e $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ (Modificado de Cardoso <i>et al.</i> , 2007).	50

Figura 3.15. Processo de equalização nas câmaras dos psicrômetros SMI and WP4 (Cardoso <i>et al.</i> , 2007).	51
Figura 3.16. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Hoffman <i>et al.</i> , 2005).	52
Figura 3.17. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Delage <i>et al.</i> , 2008).	52
Figura 3.18. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Soto, 2004).	53
Figura 3.19. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Rodrigues, 2007).	53
Figura 4.1. Situação geográfica dos canais Alguerry-Balaguer e Segarra-Garrigues e da barragem de L'Albagés (modificado de Gómez, 2004).	55
Figura 4.2. Trecho B do canal Alguerry-Balaguer.	55
Figura 4.3. Curva granulométrica do solo utilizado nesta pesquisa.	56
Figura 4.4. Composição mineralógica do solo por meio de difração de raio-X.	57
Figura 4.5. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos para obtenção de amostras para realização de ensaios de MIP e ESEM: a) com sucção controlada; b) convencional.	58
Figura 4.6. Porosímetro por intrusão de mercúrio Micromeritics.	59
Figura 4.7. Curvas de extrusão e intrusão da Boom clay em ensaios de MIP (Romero, 1999).	61
Figura 4.8. Microscópio Eletrônico de Varredura Ambiental Electroscan 2020.	64
Figura 4.9. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos com controle de sucção: a) E_{CC} ; b) $E_{Escalonado}$.	65
Figura 4.10. Trajetória de tensões do ensaio oedométrico para obtenção de amostras para realização de ensaios de WP4.	67
Figura 4.11. Trajetória de tensões dos ensaios triaxiais saturados: a) Convencional; b) Multi-estágio.	69
Figura 4.12. Equipamento triaxial saturado e seus acessórios.	70
Figura 4.13. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos com controle de sucção: a) $E(s = 400 \text{ kPa})$; b) $E(s = 50 \text{ kPa})$.	72
Figura 4.14. Oedométrico com sucção controlada: a) componentes; (b) acessórios de medição.	73
Figura 4.15. Trajetória de tensões do ensaio triaxial com sucção controlada.	75

Figura 4.16. Triaxial com sucção controlada: a) vista interna; b) vista externa; c) acessórios; d) aquisição de dados.	76
Figura 4.17. Curva modelo de módulo de rigidez-deformação (Atkinson & Salfords, 1991).	79
Figura 4.18. Coluna ressonante e acessórios.	79
Figura 5.1. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos para obtenção de amostras para realização de ensaios de MIP: a) E_{col1} ; b) E_{col2} .	83
Figura 5.2. Consolidação das amostras para a realização dos ensaios de MIP.	84
Figura 5.3. Curvas de intrusão e extrusão do solo da amostra no estado natural.	85
Figura 5.4. ESEM com aumento de 250 e 1000x para a amostra natural ($e = 0,71$).	86
Figura 5.5. Relação entre o PSD e os diâmetros dos poros da amostra no estado natural.	87
Figura 5.6. Curvas de intrusão e extrusão do solo para amostras natural e colapsada.	87
Figura 5.7. Curvas de intrusão e extrusão do solo para amostras natural e colapsada (índices de vazios normalizados).	88
Figura 5.8. Relação entre o PSD e os diâmetros dos poros das amostras no estado natural e colapsadas.	89
Figura 5.9. Distribuição de poros para amostras compactadas a distintas densidades: a) Romero (1999); b) Buenfil (2007).	90
Figura 5.10. Distribuição de poros para amostras compactadas a distintas densidades (Romero <i>et al.</i> , 2005).	90
Figura 5.11. ESEM com aumento de 250 e 1000x para a amostra com $e = 0,53$.	91
Figura 5.12. ESEM com aumento de 250 e 1000x para a amostra com $e = 0,45$.	91
Figura 5.13. Curva característica, em trajetória de umedecimento, em relação ao teor de umidade (dados experimentais).	93
Figura 5.14. Curva característica, em trajetória de umedecimento, em relação ao grau de saturação (dados experimentais).	93
Figura 5.15. Curva característica, em trajetória de secagem, em relação ao teor de umidade (dados experimentais).	94
Figura 5.16. Curva característica, em trajetória de secagem, em relação ao grau de saturação (dados experimentais).	94
Figura 5.17. Curva característica do solo em relação ao teor de umidade (curva ajustada e dados experimentais).	96
Figura 5.18. Curva característica do solo em relação ao grau de saturação (curva ajustada e dados experimentais).	96

Figura 5.19. Curvas características obtidas pelo MIP e por outra técnica não identificada pelos autores (Prapaharan <i>et al.</i> , 1985).	99
Figura 5.20. Curvas características obtidas pelo MIP e outras técnicas: a) $e = 0,62$; b) $e = 0,97$ (modificada de Romero, 1999).	100
Figura 5.21. Curvas características obtidas pelo MIP e outras técnicas: a) $e = 0,82$; b) $e = 0,55$ (modificada de Buenfil, 2007).	100
Figura 5.22. Curvas características do solo (equação e MIP):a) em relação à umidade; b) em relação ao grau de saturação.	101
Figura 5.23. Distribuição de poros a partir da curva característica do solo.	102
Figura 5.24. Distribuição de poros a partir da curva característica do solo para a Boom clay compactada.	103
Figura 5.25. Curvas características do solo do <i>Campus</i> Experimental da Universidade de Brasília para as profundidades de 1 e 9 m (Guimarães, 2002).	104
Figura 5.26. Distribuição de poros a partir da curva característica para o solo do <i>Campus</i> Experimental da Universidade de Brasília.	104
Figura 5.27. Microscopia eletrônica de varredura com ampliação de 3.000x: a) profundidade de 1,0 m e b) profundidade de 9,0 m (Guimarães, 2002).	105
Figura 5.28. Representação do ensaio E_{CC} no diagrama SWEP.	106
Figura 5.29. Representação do ensaio $E_{escalonado}$ no diagrama SWEP.	107
Figura 5.30. Curvas características do solo para distintos índices de vazios.	109
Figura 5.31. Curvas características: a) S_r versus pF; b) S_r versus e.pF.	110
Figura 5.32. Trajetória de tensões do ensaio oedométrico com controle de sucção $E_{escalonado}$.	110
Figura 5.33. Curvas características do solo para distintos índices de vazios em um gráfico tridimensional: a) $(u_a - u_w, e, w)$; b) $(u_a - u_w, e, S_r)$.	111
Figura 5.34. Relação entre tensões e índices de vazios normalizados em ensaios oedométricos sem controle de sucção.	112
Figura 5.35. Relação entre a tensão vertical de inundação do solo e o potencial de colapso para ensaios oedométricos sem controle de sucção.	113
Figura 5.36. Relação entre tensões e índices de vazios normalizados em ensaios oedométricos com sucção controlada.	113
Figura 5.37. Envoltória de ruptura.	114
Figura 5.38. Superfície de Escoamento LC obtida por meio dos parâmetros da Tabela 5.3.	115

Figura 5.39. Variação do colapso com a tensão de inundação: a) para valores de $\lambda(s)$ decrescente com a sucção; b) para valores de $\lambda(s)$ crescente com a sucção (Farias <i>et al.</i> , 2006).	115
Figura 5.40. Resultados experimentais e do modelo para os ensaios oedométricos E(sat), E (400) e E (s=50 kPa).	116
Figura 5.41. Resultados experimentais e do modelo para os ensaios oedométricos E (200), E (800), E (nat) e E (s=400 kPa).	117
Figura 5.42. Resultados experimentais e do modelo para o ensaio oedométrico com controle de sucção $E_{\text{escalonado}}$.	119
Figura 5.43. Compressibilidade isotrópica dos ensaios triaxiais saturado e com sucção de 200 kPa (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).	120
Figura 5.44. Relação entre ε_{axq} e $\varepsilon_{ax\varepsilon_v}$ para o ensaio triaxial saturado convencional (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).	120
Figura 5.45. Relação entre ε_{axq} e $\varepsilon_{ax\varepsilon_v}$ para o ensaio triaxial saturado multi-estágio (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).	121
Figura 5.46. Relação entre ε_{axq} e $\varepsilon_{ax\varepsilon_v}$ para ensaio triaxial com sucção de 200 kPa (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).	121
Figura 5.47. Curvas granulométricas dos canais Alguerri-Balaguer e Segarra-Garrigues e da barragem L'Albanés.	122
Figura 5.48. Curva característica do solo da barragem L'Albanés e do canal Alguerri-Balaguer, em trajetória de umedecimento.	122
Figura 5.49. Resultados experimentais e do modelo para ensaios oedométricos sem controle de sucção do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L'Albagés.	124
Figura 6.1. Relação de G <i>versus</i> γ (%) para amostra com grau de saturação inicial de 13,9 %, a diferentes tensões de confinamento.	126
Figura 6.2. Relação de G <i>versus</i> γ (%) para amostra com grau de saturação inicial de 17,2 %, a diferentes tensões de confinamento.	126
Figura 6.3. Relação de G <i>versus</i> γ (%) para amostra com 30,4 % de grau de saturação inicial, a diferentes tensões de confinamento.	126
Figura 6.4. Relação de G <i>versus</i> γ (%) para amostra com 59,9 % de grau de saturação inicial, a diferentes tensões de confinamento.	127
Figura 6.5. Relação de G <i>versus</i> γ (%) para amostra com 89,1 % de grau de saturação inicial, a diferentes tensões de confinamento.	127

Figura 6.6. Relação de $G_{m\acute{a}x}$ <i>versus</i> grau de saturação inicial a diferentes tensões de confinamento.	128
Figura 6.7. Relação de $dG_{m\acute{a}x}/dS_{rin}$ <i>versus</i> S_{rin} a diferentes tensões de confinamento.	129
Figura 6.8. Relação de $dG_{m\acute{a}x}/dw_{in}$ <i>versus</i> w_{in} a diferentes tensões de confinamento.	129
Figura 6.9. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e sucção inicial do solo, a diferentes valores de tensão de confinamento: a) valores de sucção inicial do solo obtido utilizando o grau de saturação; b) valores de sucção inicial do solo obtido utilizando o teor de umidade.	132
Figura 6.10. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e sucção inicial do solo, a diferentes valores de tensão de confinamento, para valores de sucção inferiores a 200 kPa.	132
Figura 6.11. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 100$ e 200 kPa.	134
Figura 6.12. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 300$ e 400 kPa.	134
Figura 6.13. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 500$ e 600 kPa.	134
Figura 6.14. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 700$ kPa.	135
Figura 6.15. Determinação do teor de umidade da microestrutura pela curva característica e curva de distribuição de poros.	136
Figura 6.16. Menisco ar-água entre duas esferas sólidas: a) efeito da sucção na força normal entre as esferas; b) força normal <i>versus</i> sucção (modificado de Mancuso <i>et al.</i> , 2002).	137
Figura 6.17. Força normal normalizada <i>versus</i> sucção.	138
Figura 6.18. Relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e tensão média a diferentes valores de sucção.	139
Figura 6.19. Relação entre valores de B e $(u_a - u_w)$.	140
Figura 6.20. Variação de $G_{m\acute{a}x}$ com o estado de tensão do solo.	140
Figura 6.21. Variação de $G_{m\acute{a}x}$ com o estado de tensão para os solos ensaiados por Cabarkapa <i>et al.</i> (1999), Mancuso <i>et al.</i> (2002) e Pintado (1993) citado por Alonso (2002).	142

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A	valor de sucção para umidade higroscópica.
A, b e c	parâmetros da superfície de estado proposta.
A, χ e ζ	parâmetros para cálculo de $G_{\text{máx}}$ (Viggiani & Atkinson, 1995).
b, c, d, f	parâmetros de ajuste da curva de saturação (Pereira, 1996).
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
AVEA	disco cerâmico de alto valor de entrada de ar.
B	parâmetro de Skempton.
BBM	Modelo Básico de Barcelona.
BE _x M	<i>Barcelona Expansive Model</i> .
CR	coluna ressonante.
c'	coesão efetiva.
D	diâmetro.
e	índice de vazios.
e_f	índice de vazios final.
$e_{\text{máx}}$	máximo índice de vazios penetrado pelo mercúrio.
e_{nw}	índices de vazios penetrado pelo mercúrio.
ES	ensaios sísmicos
ESEM	microscopia eletrônica de varredura ambiental.
e_w	teor de água.
e_0	índice de vazios inicial.
f_D e f_I	funções que relacionam deformações macro e microestrutural no modelo Barcelona Expansive Model.
f_{LC}	função de plastificação LC no BBM.
f_{SI}	função de plastificação SI no BBM.
f_r	frequência de ressonância.
G	aceleração da gravidade.
G	módulo de rigidez do solo.
$G_{\text{máx}}$	módulo de rigidez máximo do solo.
$G_{\text{máx seco}}$	módulo de rigidez máximo do solo na amostra seca.
H	altura.
HCT	tensiômetro de alta capacidade.
h_r	umidade relativa .
IP	índice de plasticidade.
KCL	cloreto de potássio.
k_1	constante que relaciona módulo de rigidez do solo e frequência de ressonância.
k_2	constante que relaciona deformação angular e frequência de ressonância.
L	calor de fusão da água.
LC	superfície de escoamento devido ao carregamento.
LVDT	<i>linear variable differential transformer</i> .
m, n e α	parâmetros para curva característica (van Genuchten, 1980).
M	inclinação da linha de estados críticos.
MIP	porosimetria por injeção de mercúrio.
M_w	massa molecular da água.
n	porosidade.
NaCl	cloreto de sódio.

NBR	Normas Brasileiras.
OCR	razão de pré-adensamento.
p	tensão média.
P	pressão absoluta aplicada no MIP.
p_a	pressão atmosférica.
p_c	tensão de referência do BBM.
PEG	polietileno de glicol.
pF	logaritmo da sucção na base 10.
p_r	pressão de referência.
p_s	parcela de efeito coesivo produzido por acréscimo de sucção.
PSD	densidade de tamanho de poros.
p_0	tensão de escoamento isotrópica para sucção igual a s.
p_0^*	tensão de escoamento isotrópica para condição saturada.
p_0^*	tensão de escoamento para sucção igual a s^* .
p^*	tensor de tensão de Bishop.
p'	tensão média efetiva.
q	tensão desvio.
r	parâmetro que define a máxima rigidez do solo no BBM.
R	raio.
R	constante universal dos gases.
r_1	raio do menisco de água.
r_G	razão entre o módulo de rigidez para o valor de sucção $(u_a - u_w)^*$ e o máximo valor que o módulo de rigidez atinge a uma dada sucção.
S	sucção.
SD	superfície de escoamento devido ao decréscimo de sucção.
SEM	microscopia eletrônica de varredura.
SI	superfície de escoamento devido ao incremento de sucção.
s_D^*	sucção de escoamento modificado devido ao decréscimo de sucção.
s_i^*	sucção de escoamento modificado devido ao incremento de sucção.
SMI	Soil Mechanics Instrumentations
S_{nw}	saturação <i>nowetting</i> .
S_r	grau de saturação.
S_{rf}	grau de saturação final.
S_{rin}	grau de saturação inicial.
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos.
s_0	sucção de escoamento.
s^*	sucção modificada.
t	tempo.
T	temperatura.
t_d	depressão do ponto de congelamento da água.
TC	triaxial convencional.
TE	triaxial especial.
u_a	poropressão do ar.
$u_a - u_w$	sucção.
$(u_a - u_w)_f$	sucção final.
$(u_a - u_w)_{in}$	sucção inicial.
$(u_a - u_w)^*$	sucção na transição entre as zonas de água livre e meniscos.

UPC	Universidade Politécnic da Catalunha.
u_w	poropressão da água.
V	volume específico.
V_e	valor de aceleração convertida em tensão fornecida pelo acelerômetro.
V_s	velocidade de onda de cisalhamento.
v_w	volume de água.
w	umidade.
w_f	umidade final.
w_{in}	umidade inicial.
w_L	limite de liquidez.
w^m	teor de umidade microscópico
w^M	teor de umidade macroscópico
w_{nat}	umidade natural.
w_p	limite de plasticidade.
WP4	Dewpoint PotentiaMeter.
w_r	umidade higroscópica.
w_{sat}	umidade de saturação.
α	parâmetro de van Genuchten (1980), relacionado ao valor de entrada de ar da curva característica.
β	parâmetro que controla a razão de incremento de rigidez do solo com a sucção.
β_G	parâmetro que controla a razão do incremento do módulo de rigidez do solo com o incremento da sucção.
χ	parâmetro de Bishop (1959).
δ	ângulo de deslocamento.
ΔN	força normal de contato entre os grãos de solo.
ΔN_{sat}	força normal de contato entre os grãos de solo na condição saturada.
ϵ_a	deformação axial.
ϵ_{vm}^e	deformação volumétrica elástica na microestrutura.
ϵ_{vm}^p	deformação volumétrica plástica na macroestrutura.
ϵ_v	deformação volumétrica.
ϕ	ângulo de atrito interno.
ϕ^b	ângulo de atrito devido à sucção matricial.
ϕ_{hg}	ângulo de contato entre o mercúrio e a amostra.
ϕ_w	ângulo de contato entre a água e a amostra.
γ	deslocamento angular.
γ	peso específico.
γ_d	peso específico seco.
γ_{hg}	tensão superficial do mercúrio.
$\gamma_{máx}$	deslocamento angular máximo.
γ_s	peso específico dos sólidos.
γ_w	tensão superficial da água.
κ	parâmetro de rigidez elástica para mudanças em tensão no BBM.
κ_c	parâmetro que descreve o incremento de coesão com sucção no BBM.
κ_s	parâmetro de rigidez elástica para mudanças em sucção no BBM.
$\lambda(s)$	parâmetro de rigidez da linha virgem para mudanças em tensão no BBM.
λ_w	tensão superficial da água.
λ_0	parâmetro de rigidez da linha virgem para amostra saturada no BBM.

μ	parâmetro para cálculo de $G_{\text{máx}}$ que depende do índice de plasticidade.
η, θ, φ e ω	parâmetros de ajuste da curva de saturação (Gallipoli <i>et al</i> , 2003).
ν	Módulo de Poisson.
ρ	recalque.
ρ_w	massa específica da água.
σ	tensão total.
σ_v	tensão vertical.
$\sigma - u_a$	tensão média.
σ_1	tensão axial.
σ_3	tensão de confinamento.
$\sigma_{3\text{pre}}$	tensão de confinamento de pré-consolidação.
σ'	tensão efetiva do solo.
τ'	tensão de cisalhamento.
ψ	sucção total.

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o estudo da mecânica dos solos não saturados tem apresentado uma grande evolução, devido à necessidade desse conhecimento em problemas práticos da engenharia. Dentre essas questões práticas, podemos citar a construção e manutenção de fundações, pavimentos, barragens e canais, uma vez que estes estão submetidos a mudanças de grau de saturação durante sua construção e vida útil.

A evolução da mecânica dos solos não saturados se deve, além da necessidade prática, ao desenvolvimento de técnicas de controle e medidas de sucção, que permitem a reprodução em laboratório das condições não saturadas encontradas em campo. Paralelamente a isso, vários modelos constitutivos têm sido desenvolvidos para analisar o comportamento desses solos, sendo os trabalhos de Bishop (1959), Matyas & Radhakrishna (1968) e Fredlund *et al.* (1978) as primeiras tentativas nesse sentido.

No princípio os solos não saturados eram analisados separando o comportamento mecânico, relacionado à deformabilidade e resistência, e o comportamento hidráulico, relacionado ao fluxo e armazenamento. Mais recentemente, surgiu a necessidade de acoplar esses dois aspectos para uma compreensão mais completa dessa problemática.

Com o advento de modernas técnicas de ensaios que caracterizam a microestrutura do solo, os estudos do comportamento hidromecânico de solos não saturados baseados na caracterização microestrutural ganharam espaço, possibilitando o surgimento de modelos constitutivos que acoplam essas três dimensões do comportamento do solo.

Dessa forma, neste trabalho busca-se o entendimento do comportamento estrutural, hidráulico e mecânico de solos não saturados, bem como as relações entre esses níveis de comportamento.

Por outro lado, o foco de interesse nos estudos de solos não saturados sempre foi as grandes deformações. No entanto, tem sido verificado que a sucção exerce influência durante o desenvolvimento de pequenas deformações. Portanto, nesta pesquisa também se dará atenção ao comportamento dos solos não saturados sob pequenas deformações.

Este trabalho deveria ter como objeto de estudo a argila colapsível do Distrito Federal, porém, devido a problemas burocráticos com a entrada deste material na Espanha, optou-se por utilizar a argila siltosa do Canal Algerri-Balaguer, localizado na Catalunha, visto que ambos são solos não saturados, porosos e de caráter colapsível.

Diante do exposto acima, foram definidos os objetivos específicos desta pesquisa, os quais serão detalhados a seguir.

1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO

Estudo do comportamento estrutural, hidráulico e mecânico de solos não saturados, porosos e colapsíveis, quando submetidos a variações no estado de tensões.

Verificação da influência dos aspectos mecânicos no comportamento hidráulico desse solo e vice-versa, assim como a relação entre a estrutura do solo e este comportamento hidromecânico.

Determinação de propriedades hidráulicas do solo a partir de técnicas para obtenção de sua distribuição estrutural e o caminho inverso, em que análises do comportamento estrutural do solo serão feitas a partir de seu comportamento hidráulico.

Estudo do comportamento do solo no âmbito de pequenas deformações e proposta de uma superfície de estado relacionando o módulo de rigidez do solo ao estado de tensão, considerando a influência da microestrutura do solo.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado em sete capítulos:

- Capítulo 1: O tema estudado é abordado de maneira geral, descrevendo sua importância e objetivos específicos do assunto.
- Capítulo 2: É realizada uma revisão bibliográfica sobre a evolução dos modelos constitutivos para solos não saturados e do avanço das pesquisas relacionadas ao comportamento dos solos não saturados sob pequenas deformações.
- Capítulo 3: Neste capítulo são descritas algumas técnicas de controle e medidas de sucção em laboratório, bem como suas capacidades e limitações.
- Capítulo 4: É feita a descrição do solo escolhido para esse trabalho, especificando a localização e caracterizações geotécnicas e mineralógicas. Além disso, são mencionados os objetivos do programa experimental e os equipamentos utilizados.
- Capítulo 5: Os resultados e as análises dos ensaios realizados para compreensão do comportamento estrutural, hidráulico e mecânico do solo são apresentados, assim como são mostradas as simulações numéricas executadas utilizando o Modelo Básico de Barcelona (BBM).
- Capítulo 6: Os resultados de ensaios de coluna ressonante são apresentados nesse capítulo e uma superfície de estado relacionando $G_{\text{máx}}$, $u_a - u_w$ e p é proposta e validada por diversos tipos de solo.
- Capítulo 7: As conclusões dos aspectos mais relevantes do trabalho são enfatizadas e algumas sugestões para pesquisas futuras são apresentadas.

2 COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Este capítulo está dividido em dois subitens, um relacionado aos modelos constitutivos para solos não saturados e o outro ao comportamento dos solos não saturados sob pequenas deformações.

No primeiro subitem se apresentará a evolução ocorrida nas últimas décadas na representação do comportamento de solos não saturados, desde modelos mecânicos macroestruturais até os modelos que acoplam o comportamento hidráulico ao mecânico e o comportamento micro ao macroestrutural.

No segundo subitem se comentará o avanço ocorrido no estudo do comportamento do solo sob pequenas deformações, desde os primeiros ajustes matemáticos apresentados para solos saturados até a influência exercida pela sucção a esse nível de deformação.

2.1 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS

2.1.1 MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS

Devido ao bom desempenho do conceito de tensões efetivas para solos saturados, verificou-se a necessidade de se propor expressões que explicassem o comportamento de solos não saturados. Com este propósito, Bishop (1959) incluiu na expressão de Terzaghi um parâmetro que representa a influência da sucção na tensão efetiva dos solos, conforme a Equação 2.1. Essa equação apresenta bons resultados na previsão da resistência ao cisalhamento, embora não represente o comportamento volumétrico dos solos não saturados.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.1)$$

onde σ' é a tensão efetiva do solo; σ é a tensão total; u_a é a pressão do ar nos poros; u_w é a pressão na água dos poros; $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial e χ é o parâmetro que depende do grau de saturação, variando entre zero para solo perfeitamente seco e 1 para solo saturado.

Devido à dificuldade em encontrar uma equação de tensão efetiva simples, Matyas & Radhakrishna (1968) perceberam a necessidade de descrever o comportamento dos solos não saturados por meio de combinações entre a tensão na fase sólida (σ) e as pressões nos poros do ar (u_a) e da água (u_w). Fredlund & Morgenstern (1976) sugerem que as melhores combinações entre as tensões de cada fase são $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, pois separam os componentes de tensão na estrutura sólida das poropressões na fase líquida.

Matyas & Radhakrishna (1968) definiram o conceito de superfície de estado para analisar o comportamento dos solos não saturados. Seguindo a teoria dos solos saturados, onde o comportamento é representado pelo estado de tensões e o índice de vazios, e partindo-se da necessidade de duas variáveis de tensão, os autores propuseram as funções de estado relacionando as diferentes variáveis de estado entre si (Figura 2.1).

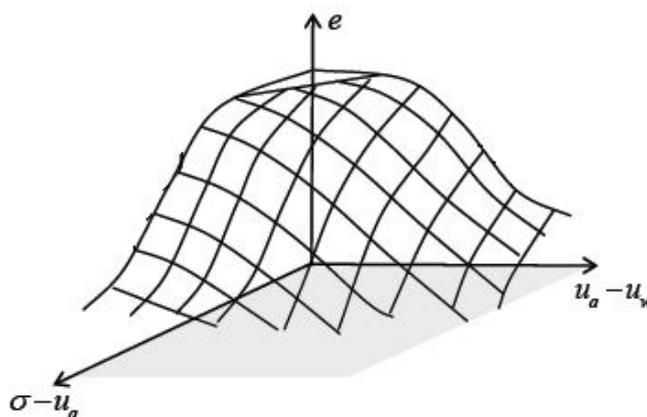


Figura 2.1. Superfície de Estados para índices de vazios (Modificado de Matyas & Radhakrishna, 1968).

Fredlund *et al.* (1978) estenderam o critério de ruptura de Mohr Coulomb para solos não saturados por meio de um novo ângulo, relacionando mudanças na resistência ao cisalhamento às variações dos valores de sucção, conforme a Equação 2.2.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.2)$$

onde τ é a tensão de cisalhamento; c' é a coesão efetiva, ou seja, é o intercepto da envoltória de ruptura com o eixo de tensão cisalhante, onde a tensão normal e a sucção mátrica na ruptura são iguais a zero; ϕ é o ângulo de atrito interno associado com a variável de tensão normal e ϕ^b é o ângulo indicativo do coeficiente de incremento de resistência cisalhante relativa à sucção mátrica.

Com o intuito de descrever o comportamento de solos moderadamente expansivos parcialmente saturados, submetidos a trajetórias de tensão e sucção, Alonso *et al.* (1990) propuseram o Modelo Básico de Barcelona (BBM), que é uma extensão do modelo Cam-Clay Modificado. Utilizando como variáveis de estado a tensão média, a tensão desvio, a sucção matricial e o índice de vazios, os autores definiram uma superfície de escoamento no espaço definido por essas variáveis.

Este modelo constitutivo permite a reprodução do comportamento do solo quando este é submetido a trajetórias de carregamento e molhagem e prevê deformações de expansão em trajetórias de molhagem sob baixas tensões confinantes e colapso sob altas tensões de confinamento.

As Equações 2.3 e 2.4 definem matematicamente as superfícies de escoamento propostas por Alonso *et al.* (1990).

$$f_{LC}(p, q, s, p_0^*) = q^2 - M^2 (p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (2.3)$$

$$f_{SL}(p, q, s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (2.4)$$

onde p é a tensão média; q é a tensão desvio; s é a sucção; p_0^* é a tensão de escoamento isotrópica para condição saturada; p_0 é a tensão de escoamento isotrópica para sucção igual a s ; p_s é a parcela de efeito coesivo produzido por acréscimo de sucção; M é a inclinação da linha de estados críticos e s_0 é a sucção de escoamento, ou seja, o limite superior de sucção a partir do qual ocorreram deformações plásticas.

A Figura 2.2 mostra a superfície de escoamento proposta, onde LC e SI são curvas que marcam o início das deformações plásticas devido aos incrementos de tensão e sucção, respectivamente. Dessa forma, quaisquer trajetórias que ocorram dentro da superfície de escoamento são ditas como elásticas e produzem deformações totalmente recuperáveis.

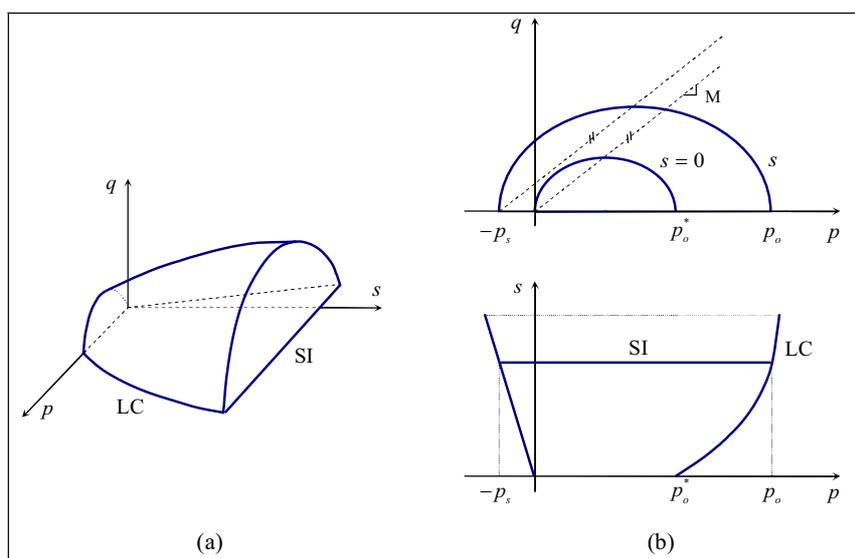


Figura 2.2. Superfície de Escoamento proposta por Alonso *et al.* (1990). (a) Vista 3D. (b) Projeções nos planos (p,q) e (p,s).

Segundo Alonso *et al.* (1999) o BBM apresenta algumas limitações, tais como a dificuldade em representar a resposta de solos muito expansivos, o surgimento de deformações de expansão plásticas durante ciclos de molhagem e secagem e a relação entre as deformações de expansão com o estado de tensão inicial e a trajetória seguida.

Com o intuito de representar as expansões irreversíveis que ocorrem em solos expansivos, Gens & Alonso (1992) propuseram modificações no BBM, baseadas na existência de dois níveis na estrutura do solo: a microestrutura na qual ocorre expansão e contração dos argilos minerais e a macroestrutura responsável pelo rearranjo dos macroporos da estrutura do solo. A microestrutura é assumida como saturada e, portanto, as deformações microestruturais são governadas pela tensão efetiva. Nesta nova proposta, uma linha neutra é definida no espaço de tensão e sucção, ao longo da qual nenhuma deformação ocorre e separa a zona de deformações de expansão e de contração.

Alonso *et al.* (1999) melhoraram matematicamente a proposta de Gens & Alonso (1992), surgindo o Barcelona Expansive Model (BExM). Esse modelo acrescenta duas superfícies de escoamento, que definem o começo das deformações plásticas da macroestrutura devidas, respectivamente, à contração (SI) e à expansão (SD) da microestrutura. A compressão e a expansão da microestrutura ocorrem devido ao aumento e diminuição da sucção.

A Figura 2.3 mostra as superfícies de escoamentos e o novo domínio elástico demarcado pelas superfícies LC, SI e SD. Vale ressaltar que existe um acoplamento entre essas superfícies, pois a ativação das superfícies SI ou SD produzem deformações elastoplásticas na macroestrutura, o que provocará o deslocamento da superfície LC.

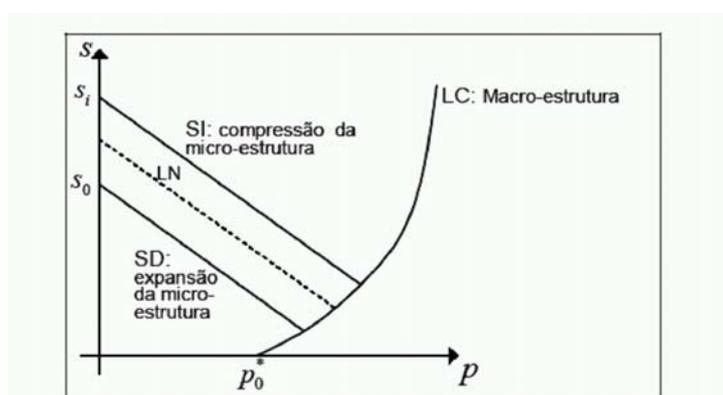


Figura 2.3. Superfície de Escoamento BExM no plano p-s (Modificado de Alonso *et al.*,1999).

No modelo proposto por Alonso *et al.* (1999) a relação entre o incremento de deformação volumétrica plástica macroestrutural e a expansão/compressão elástica microestrutural é dada por duas funções, f_D e f_I , que dependem da razão p/p_0 no caso de um estado isotrópico de tensões. Assim, Alonso *et al.* (1999) sugerem que as deformações na macroestrutura sejam calculadas a partir das deformações na microestrutura, de acordo com as Equações 2.5 e 2.6, caso as superfícies SD ou SI sejam ativadas, respectivamente.

$$d\varepsilon_{vM}^p = f_D d\varepsilon_{vm}^e \quad (2.5)$$

$$d\varepsilon_{vM}^p = f_I d\varepsilon_{vm}^e \quad (2.6)$$

onde ε_{vM}^p é a deformação volumétrica plástica na macroestrutura e ε_{vm}^e é a deformação volumétrica elástica na microestrutura.

Os diferentes mecanismos de interação micro-macroestrutural e sua representação pelas funções de acoplamento f_D e f_I são resumidos na Figura 2.4. A existência de valores negativos representa a redução ou aumento no volume dos macroporos quando ocorrem deformações excessivas de expansão ou contração da microestrutura. Nesta figura existe um ponto onde, após um grande número de ciclos de sucção, as deformações de expansão e contração desenvolvidas se equiparam e nenhuma deformação volumétrica é observada.

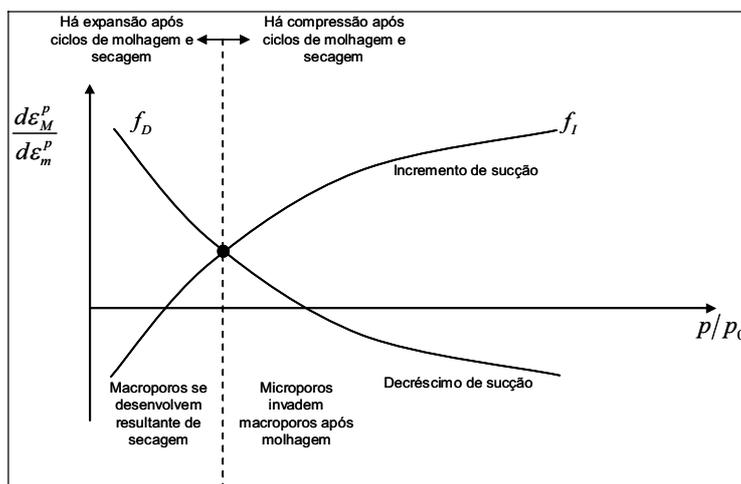


Figura 2.4. Funções de interação entre macro e micro deformações (Modificado de Alonso *et al.* 1999).

O BExM representa adequadamente as deformações volumétricas plásticas ocorridas devido ao aumento ou diminuição da sucção no solo. No entanto, as mudanças irreversíveis do grau de saturação devido a esses ciclos não foram consideradas. Dessa forma, novas pesquisas foram desenvolvidas com a finalidade de representar o acoplamento entre o comportamento mecânico e hidráulico do solo e alguns dos modelos propostos serão comentados a seguir.

2.1.2 MODELOS CONSTITUTIVOS HIDRO-MECÂNICOS

Um dos aspectos básicos da influência das ações mecânicas do solo em seu comportamento hidráulico consiste na relação entre a tensão média ou índice de vazios do solo com a curva característica.

Camapum de Carvalho & Leroueil (2000) propuseram um modelo de transformação da curva característica a fim de obter uma curva única e representativa de diferentes índices de vazios para a mesma distribuição de poros. Nesse caso, a representação da curva de retenção é dada pelo grau de saturação (S_r) ou umidade (w) na abscissa e $e.pF$ na ordenada, sendo pF o logaritmo da sucção em centímetro de coluna de água na base 10.

Romero *et al.* (1999), analisando curvas características em dois tipos de solos argilosos, verificaram a existência de dois mecanismos de armazenamento de água: um na microestrutura (intra-agregados) e outro na macroestrutura (inter-agregados) do solo. A macroestrutura é dependente dos índices de vazios e conseqüentemente sensível a ações mecânicas. Essas ações mecânicas produzem mudanças na macroporosidade, afetando os meniscos e a água livre contida nos inter-agregados, mas sem influenciar a porosidade intra-agregada. Dessa forma, pode-se definir a microestrutura como a região do solo não afetada por carregamentos.

Com o intuito de compreender o acoplamento do comportamento hidromecânico do solo, Romero (1999) propôs a representação de um ensaio com ciclos de sucção e tensão por meio de um diagrama múltiplo SWEP (sucção, teor de água, índice de vazios e tensão média).

Nesse diagrama, a curva de retenção do solo (e_w versus $u_a - u_w$) é completada com os gráficos da trajetória de tensões (p versus $u_a - u_w$), da compressão isotrópica (p versus e) e com as curvas que representam as variáveis volumétricas (e_w versus e), conforme a Figura 2.5.

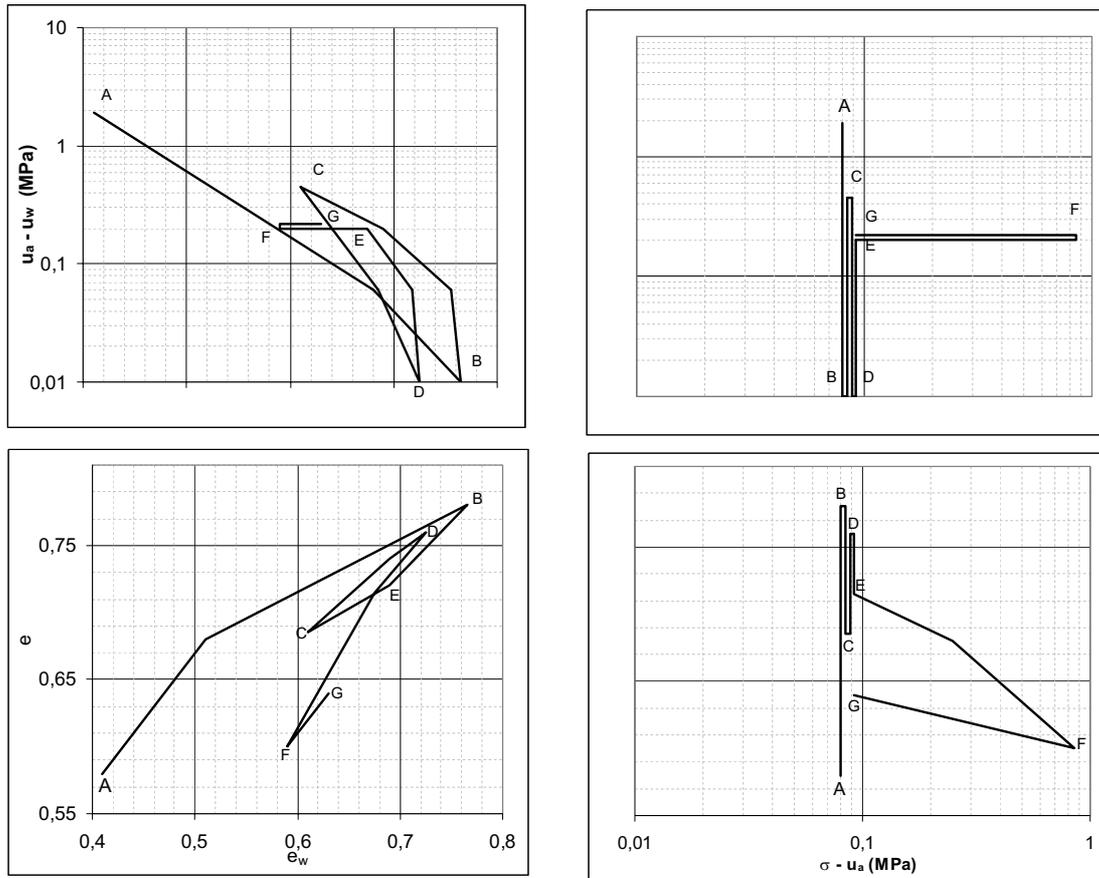


Figura 2.5. Resultados de testes isotrópicos representados por um diagrama múltiplo SWEP (Modificado de Romero, 1999).

Quase todos esses diagramas são representações convencionais usadas em mecânica dos solos não saturados, exceto o plano volumétrico de variável do estado. Nesse diagrama, e_w é o teor de água do solo, o qual é obtido pela Equação 2.7.

$$e_w = e \times S_r \quad (2.7)$$

Outros trabalhos têm uma diferente abordagem sobre o comportamento hidromecânico como, por exemplo, Pereira (1996). A partir de resultados de ensaios realizados em um permeâmetro triaxial, o autor propôs uma superfície de estado no qual relaciona volume de água no solo com as variáveis de tensão e sucção, as quais são determinadas por meio das Equações 2.8 e 2.9.

$$S_r = S_{r0} + \frac{1 - S_{r0}}{\left(1 + \frac{u_a - u_w}{d}\right)^f} \quad (2.8)$$

$$S_{r0} = b + c \log(\sigma - u_a) \quad (2.9)$$

onde b, c, d e f são coeficientes de ajuste dos dados obtidos experimentalmente.

Cordão Neto (2005) afirma que essa superfície se torna inadequada para ser a relação constitutiva utilizada numa solução acoplada do problema de consolidação, devido à consideração da tensão média líquida como uma das variáveis. Isso porque a saturação está mais relacionada com o volume de vazios que com o estado de tensão.

Dessa forma, o autor modifica a superfície definida pela Equação 2.8 ao considerar que o índice de vazios é uma variável mais adequada que a tensão média para representar o teor volumétrico de água contida no solo. Além disso, o índice de vazios traz como vantagem o fato de representar a história de tensões do solo. A nova superfície proposta é determinada pela Equação 2.10.

$$S_r = b + c \log(e) + \frac{1 - (b + c \log(e))}{\left(1 + \frac{u_a - u_w}{d}\right)^f} \quad (2.10)$$

Kaway *et al.* (2000) analisaram a influência do índice de vazios do solo na forma da curva de retenção, em relação ao grau de saturação. Os autores observaram que os valores de entrada de ar, em trajetória de secagem, e os valores de entrada de água, em trajetória de umedecimento, decrescem com o aumento dos índices de vazios.

Dessa forma, Gallipoli *et al.* (2003) propuseram uma curva de retenção onde a variação do grau de saturação em solos não saturados é influenciada pela sucção e pelos índices de vazios, conforme a Equação 2.11. Quando combinado com um modelo elastoplástico, este é capaz de representar mudanças irreversíveis do grau de saturação.

$$S_r = \left\{ \frac{1}{1 + [\varphi(v-1)^\omega (u_a - u_w)]^\eta} \right\}^\theta \quad (2.11)$$

onde v é o volume específico do solo e η, θ, φ e ω são constantes do solo.

No entanto, essa nova relação proposta não considera a influência da histerese durante umedecimento e secagem. Além disso, o modelo não reproduz as mudanças dos valores de grau de saturação ocasionadas pela modificação na forma dos índices de vazios e das passagens interconectadas ocorridas durante o cisalhamento da amostra.

Vaunat *et al.* (2000) apresentaram um modelo constitutivo que reproduz a histerese hidráulica dos solos em trajetórias de secagem e umedecimento. Este modelo utiliza a mesma estrutura e as mesmas variáveis de estado do BBM, diferenciando-se desse pelo acréscimo de duas superfícies de escoamento (SI e SD), as quais definem as mudanças plásticas no teor de umidade do solo devido à secagem e ao umedecimento. Estas duas superfícies são acopladas entre si, mas não são influenciadas pela superfície de escoamento referente ao carregamento. A grande vantagem desse modelo é a capacidade de prever as mudanças irreversíveis do grau de saturação devido a ciclos de umedecimento e secagem.

As superfícies de escoamento SI e SD utilizadas por Vaunat *et al.* (2000) foram propostas por Romero (1999), que modificaram a expressão para curva característica de Van Genuchten (1980), acrescentando um fator de correção dependente da sucção, o qual faz a curva tender a uma relação linear a altos valores de sucção. A nova equação proposta e o fator de correção são apresentados nas Equações 2.12 e 2.13. A Figura 2.6 apresenta essas superfícies para um solo compactado com distintos valores de índices de vazios.

$$w = w_{sat} C_{u_a - u_w} \left\{ \frac{1}{1 + [\alpha(u_a - u_w)]^n} \right\}^m \quad (2.12)$$

$$C_{u_a - u_w} = \left\{ 1 - \frac{\ln \left[1 + \frac{(u_a - u_w)}{a} \right]}{\ln 2} \right\}^m \quad (2.13)$$

onde w_{sat} é a umidade do solo quando saturado; a é o valor de sucção para umidade higroscópica e n , m e α são os mesmos parâmetros de van Genuchten (1980), sendo o último relacionado ao valor de entrada de ar da curva.

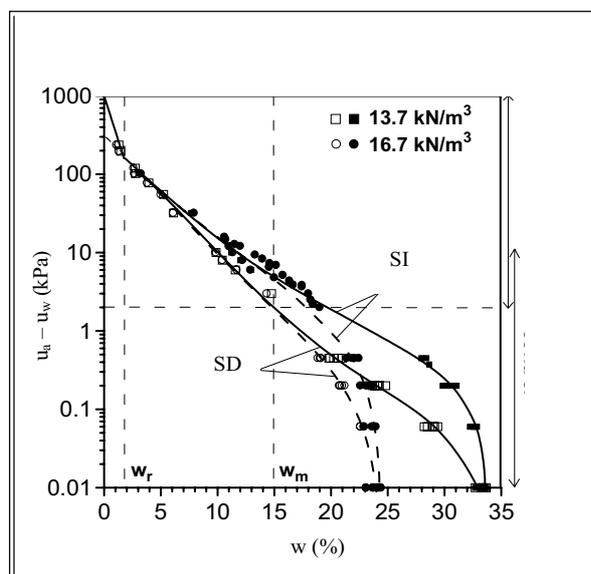


Figura 2.6. Curvas características da Boom Clay para solos a diferentes densidades secas (Modificado de Romero, 1999).

Wheeler *et al.* (2003) afirmaram que as variáveis de estado empregadas na maioria dos modelos constitutivos elastoplásticos para solos não saturados são as tensões, sucção e volume específico. A influência da condição não saturada do solo é expressa somente por meio da sucção, sem qualquer influência direta da saturação. No entanto, solos com o mesmo valor de sucção, tensão e volume específico podem apresentar diferentes comportamentos mecânicos, pois as forças de contato entre partículas podem ser diferentes para solos com alto ou baixo grau de saturação. Além disto, deve-se levar em conta a ocorrência de histerese hidráulica na curva característica durante trajetórias de secagem ou de umedecimento.

Por isso os autores propuseram um novo modelo elastoplástico, incorporando a influência das mudanças plásticas do grau de saturação no comportamento tensão – deformação e a situação reversa, onde as deformações volumétricas plásticas influenciam o comportamento da curva característica.

Assim como em Vaunat *et al.* (2000), este modelo trata o grau de saturação (S_r) como uma variável igual à deformação, considerando o endurecimento das superfícies de escoamento SI e SD. Isso possibilita a representação das deformações plásticas do grau de saturação, sendo essa a grande vantagem desses modelos em relação ao BBM.

O modelo elastoplástico proposto por Wheeler *et al.* (2003) é baseado no BBM, diferenciando-se pelas variáveis de estado utilizadas, que são o volume específico (v), o grau de saturação (S_r), o tensor de tensão de Bishop (p^*) e a sucção modificada (s^*). As duas últimas variáveis citadas são definidas, respectivamente, pelas Equações 2.14 e 2.15.

$$p^* = p - S_r u_w - (1 - S_r) u_a \quad (2.14)$$

$$s^* = n(u_a - u_w) \quad (2.15)$$

onde n é a porosidade do solo.

As superfícies de escoamento propostas por Wheeler *et al.* (2003) são uma linha vertical, para a LC, e linhas horizontais, para a SI e SD, devido à apropriada escolha das variáveis de tensões, conforme verificado na Figura 2.7. As três superfícies são acopladas entre si, com o movimento de uma causando o movimento das outras duas. As Equações 2.16, 2.17 e 2.18. definem matematicamente essas superfícies, as quais são visualizadas na Figura 2.7.

$$p^* = p_0^* \quad (2.16)$$

$$s^* = s_I^* \quad (2.17)$$

$$s^* = s_D^* \quad (2.18)$$

onde p_0^* , s_I^* e s_D^* definem a posição das três superfícies de escoamento.

Sheng *et al.* (2004) apresentaram uma completa formulação de um modelo constitutivo elastoplástico para solos não saturados, a qual incorpora ao BBM alguns aspectos dos

modelos de Vaunat *et al.* (2000) e Wheeler *et al.*(2003), reformulando as equações constitutivas para implantação em códigos de elementos finitos.

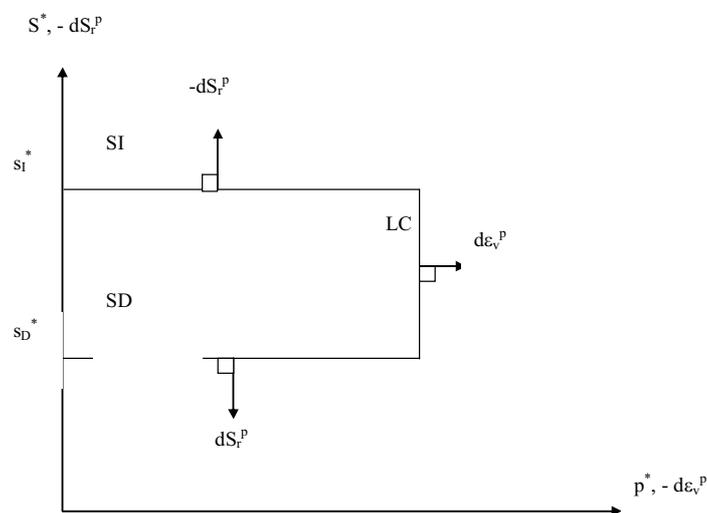


Figura 2.7. Curvas de Escoamento LC, SI, SD para estado de tensões isotrópicos (Modificado de Wheeler *et al*, 2003).

As variáveis de estado utilizadas nesse modelo são os índices de vazios, o grau de saturação, os tensores de tensão de Bishop e a sucção, permitindo que todas as equações constitutivas desenvolvidas se apliquem aos estados saturados e não saturados.

Em relação ao comportamento volumétrico do solo, esse modelo diferencia-se do BBM por considerar que a relação é linear entre o logaritmo da tensão principal e o logaritmo do volume específico, enquanto no BBM a linearidade é em relação ao volume específico escalar.

Em relação ao comportamento hidráulico, esse modelo adota as duas superfícies de escoamento propostas por Romero (1999) devido aos acréscimos e decréscimos de sucção. No entanto, para que essas curvas sejam únicas para cada solo e independentes do índice de vazios, os autores definiram essas superfícies no plano S_r versus $(u_a - u_w)$, permitindo que a projeção dessas curvas no plano p versus $(u_a - u_w)$ sejam linhas horizontais. Assim como no modelo de Vaunat *et al.* (2000), as duas superfícies de escoamento devido à variação de sucção são acopladas entre si, mas não são influenciadas pela superfície de escoamento referente ao carregamento.

A partir de resultados experimentais, os autores mostraram que esse modelo constitutivo pode reproduzir fatores importantes do comportamento de solos colapsíveis e expansivos, tais como a histerese hidráulica e as variações volumétricas plásticas do solo devido a ciclos de umedecimento e secagem.

2.2 COMPORTAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Nos últimos anos tem sido notada a importância do comportamento do solo sob pequenas deformações em alguns problemas geotécnicos como, por exemplo, em túneis e escavações. Dessa forma, o interesse na compreensão desse comportamento aumentou e algumas pesquisas têm sido realizadas nesse sentido, entre elas os trabalhos de Jardine *et al.* (1986), Viggiani e Atkinson (1995), Puzrin e Burland (1998) e Clayton e Heymann (2001). O desenvolvimento de novas técnicas de medidas de deformações auxiliou nesse propósito, pois permitiu a obtenção de valores de deformação menores que 0,1%.

Várias equações empíricas foram desenvolvidas para estimar a variação do módulo de rigidez de areias e argilas a partir de resultados de ensaios de laboratório, utilizando-se de equipamentos dinâmicos como os elementos flexores e a coluna ressonante.

Baseados em ensaios de coluna ressonante, Ywasaki *et al.* (1978) e Hardin (1978), citado por Inci *et al.* (2003), desenvolveram equações empíricas para a determinação do módulo de rigidez máximo dos solos. A equação proposta por Ywasaki *et al.* (1978) determina esse módulo para a areia, enquanto a equação proposta por Hardin (1978) foi desenvolvida para areias e argilas (Equações 2.19 e 2.20, respectivamente).

$$G_{máx} = 90000 \left(\frac{2.17 - e}{1 + e} \right)^2 \sigma'^{0.38} \quad (2.19)$$

onde e é o índice de vazios e σ' é a tensão efetiva em kPa.

$$G_{máx} = 625 \frac{(OCR)^{\mu}}{0.3 + 0.7e^2} \sqrt{P_a \sigma'} \quad (2.20)$$

onde μ é um parâmetro que depende do índice de plasticidade, p_a é a pressão atmosférica e OCR é a razão de pré-adensamento.

Viggiani & Atkinson (1995) utilizaram transdutores de flexão para medir valores de módulo de rigidez ($G_{\text{máx}}$) em argilas saturadas e observaram que o módulo de rigidez pode ser representado pela Equação 2.21.

$$\frac{G_{\text{máx}}}{p_r} = A \left(\frac{p'}{p_r} \right)^\chi OCR^\zeta \quad (2.21)$$

onde p_r é a pressão de referência usada para fazer a equação não dimensional, A é o índice de rigidez, χ representa a rigidez do material sobre a pressão de referência e ζ é a sensibilidade da rigidez à história do estado de tensão. Esses parâmetros são constantes para um tipo de solo.

Coop & Jovicic (1999) afirmaram que os valores de $G_{\text{máx}}$ em areias podem ser obtidos pela Equação 2.21, sendo que, ao contrário da argila, o valor de m não é constante para um tipo de solo. Para as areias, esse parâmetro depende da maneira como o estado de tensão foi atingido, ou seja, se o solo é normalmente consolidado ou sobreconsolidado.

As equações mencionadas anteriormente são apenas ajustes de dados dos valores do módulo de rigidez do solo, os quais são obtidos por meio de ensaios de laboratório. Posteriormente, começa a surgir o interesse no desenvolvimento de modelos constitutivos que representem o comportamento tensão-deformação dos solos sob pequenas deformações.

As pesquisas mencionadas acima estão restritas ao âmbito dos solos saturados e, por outro lado, o foco de interesse nos estudos de solos não saturados sempre foi o comportamento sob grandes deformações. Portanto, nos modelos constitutivos para solos não saturados, os valores do módulo de rigidez do solo são considerados constantes ou apenas função da variação de tensões. Dessa forma, são necessárias mais pesquisas relacionadas à influência da sucção e do grau de saturação no módulo de rigidez dos solos sob pequenas deformações.

Um dos primeiros trabalhos a tratar desse tema foi o de Quian *et al.* (1993), que analisaram a influência do grau de saturação no módulo de rigidez da areia Ottawa F-125, por meio de ensaios em coluna ressonante. Os ensaios foram realizados em amostras com o mesmo valor de índice de vazios inicial, submetidas a diferentes valores de tensão de confinamento.

A Figura 2.8 apresenta a variação do grau de saturação com a relação entre o módulo de rigidez máxima do solo para um determinado grau de saturação e o módulo de rigidez máxima do solo seco, em cinco diferentes tensões de confinamento. Verifica-se a existência de um grau de saturação ótimo próximo a 3%, no qual o módulo de rigidez atinge um valor máximo. Esse valor de grau de saturação ótimo é independente dos valores de tensão de confinamento.

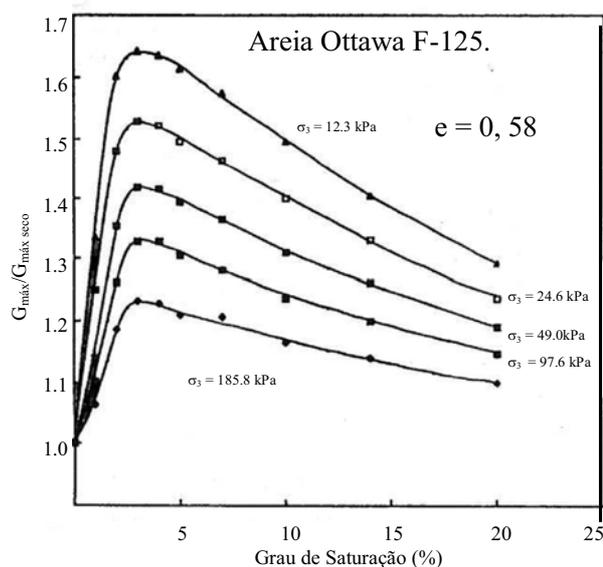


Figura 2.8. $G_{\text{máx}}/G_{\text{máx seco}}$ versus grau de saturação a diversas pressões de confinamento (Modificado de Quian *et al.*, 1993).

Com o intuito de compreender o comportamento de solos não saturados sob pequenas deformações, Inci *et al.* (2003) realizaram ensaios em uma argila siltosa de alta plasticidade utilizando o método de transmissão de pulsos ultrasônicos. A Figura 2.9 apresenta a relação entre o grau de saturação e o módulo de rigidez do solo para a argila compactada em diferentes teores de umidade e energias de compactação.

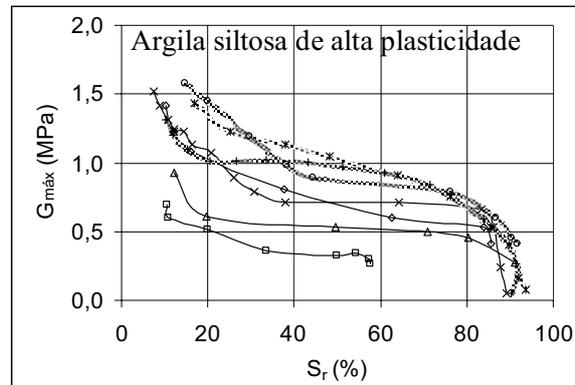


Figura 2.9. Relação entre o grau de saturação do solo e o módulo de rigidez máximo (Modificado de Inci *et al.*, 2003).

Verifica-se na Figura 2.9 que o módulo de rigidez aumenta com a diminuição do grau de saturação, ocorrendo três estágios de comportamento durante a secagem. No primeiro estágio ocorre um rápido incremento de rigidez do solo com a diminuição do grau de saturação. No segundo estágio existe uma suavização nesse incremento até baixos valores de saturação. Por fim, a reduzidos valores de saturação, o módulo volta a incrementar de forma mais acentuada.

Segundo os autores, a ocorrência desses estágios está diretamente relacionada à curva característica do solo. No primeiro estágio, o incremento de rigidez ocorre devido à forte densificação que o solo sofre ao perder umidade. Com o avanço da secagem do solo, a dessaturação torna-se progressivamente mais difícil devido à diminuição da condutividade da água e o aumento da condutividade do ar. Dessa forma, ocorrem pequenos incrementos de sucção ao se diminuir a saturação, o que justifica a suavização na forma da curva.

No último estágio a secagem ocorre nos poros menores, aumentando a sucção com pouca variação do teor de umidade. Nesse caso, não ocorre variação volumétrica, e sim reorientação das partículas do solo. Caso essa reorientação ocorra em uma direção favorável, há um aumento da rigidez do solo.

A existência dessas três zonas bem definidas relacionadas com a curva característica do solo também foi verificada por Mendonza (2004) em uma argila de alta plasticidade, conforme a Figura 2.10. O módulo de rigidez foi determinado por meio de elementos flexores, para cinco

amostras compactadas estaticamente, com diferentes índices de vazios e umidade de compactação.

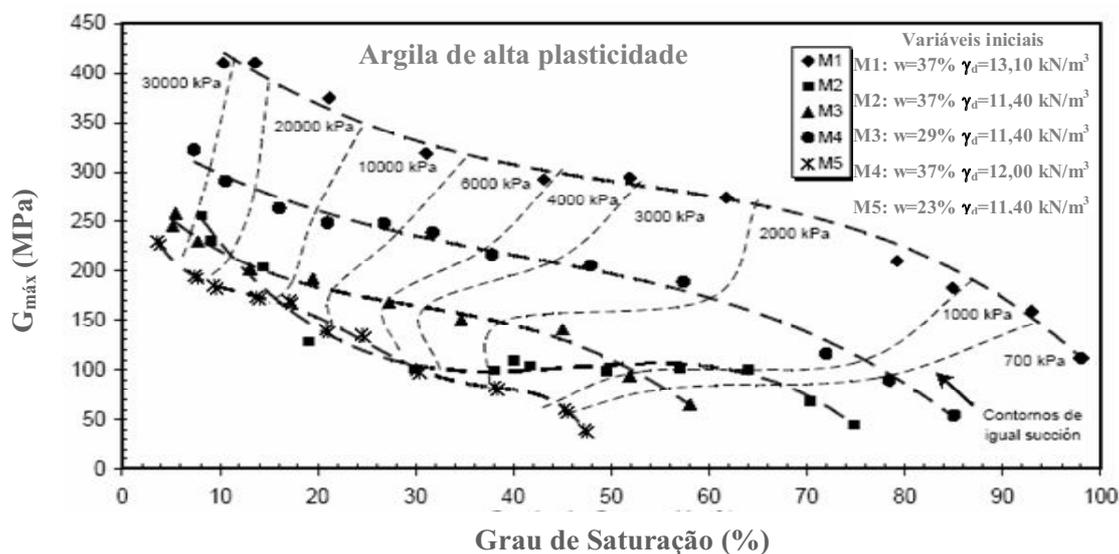


Figura 2.10. Relação entre o grau de saturação do solo e o módulo de rigidez máximo (Mendonza, 2004).

Mendonza (2004) relacionou os módulos de rigidez das amostras compactadas mencionadas anteriormente com os valores de sucção obtidos por meio do método do papel filtro. Os resultados são apresentados na Figura 2.11, onde se observa que os módulos de rigidez apresentam uma correlação linear com os valores de sucção, sem a existência de um valor ótimo de sucção.

Marinho *et al.* (1995) realizaram ensaios de elementos flexores em uma argila de alta plasticidade (London clay), compactadas estaticamente sob distintos teores de umidade e índices de vazios iniciais (Tabela 2.1). Esses corpos-de-prova eram secados ao ar gradativamente e, a cada estágio de secagem, eram realizadas medidas do módulo de rigidez por meio dos elementos flexores e medidas de sucção por meio do método do papel filtro.

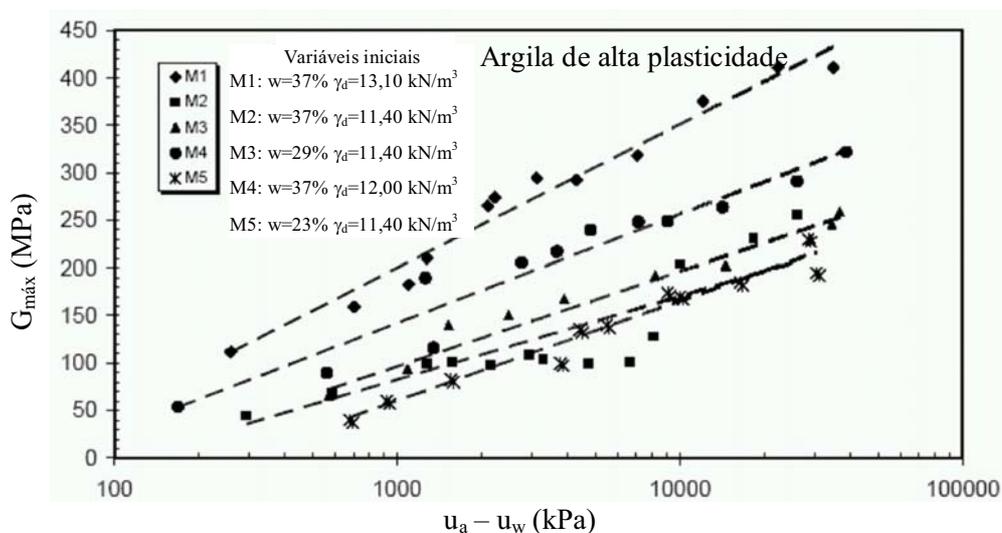


Figura 2.11. Relação entre a sucção e o módulo de rigidez máximo do solo (Mendonza 2004).

Tabela 2.1. Propriedades iniciais dos corpos-de-prova ensaiados por Marinho *et al.* (1995).

Corpo-de-prova	w (%)	e	S _r (%)	u _a -u _w (kPa)
CP1	21.7	0.72	83	1900
CP2	26.5	0.76	96	859
CP3	31.5	0.89	97	370
CP4	41.8	1.22	95	60

A Figura 2.12 apresenta a relação entre a sucção e o módulo de rigidez máximo do solo para os quatro corpos-de-prova definidos na Tabela 2.1. Observa-se que ocorre um aumento dos valores de $G_{máx}$ até um valor ótimo de sucção, ocorrendo uma estabilização ou redução do módulo de rigidez a partir desse valor, sendo que essa sucção ótima aumenta com o incremento dos valores de sucção inicial.

Pintado (1993), citado por Alonso (2002), realizou um estudo sobre a influência da sucção no módulo de rigidez de uma argila expansiva, utilizando o equipamento de coluna ressonante. Os corpos de prova foram moldados em distintos teores de umidade e os ensaios realizados sob diferentes tensões de confinamento. Estes corpos de prova apresentam índices de vazios de 0,68 e peso específico aparente seco de 16,2 kN/m³. Os valores de sucção foram obtidos por meio da técnica do papel filtro. Os resultados estão apresentados na Figura 2.13.

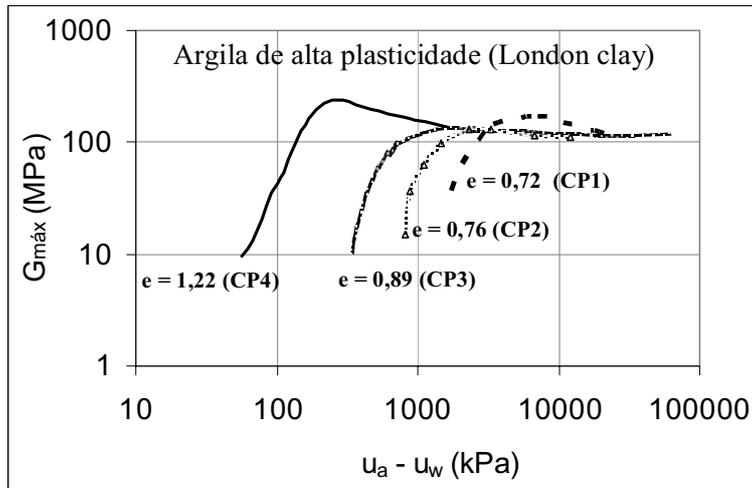


Figura 2.12. Relação entre a sucção e o módulo de rigidez máximo (Modificado de Marinho *et al.* 1995).

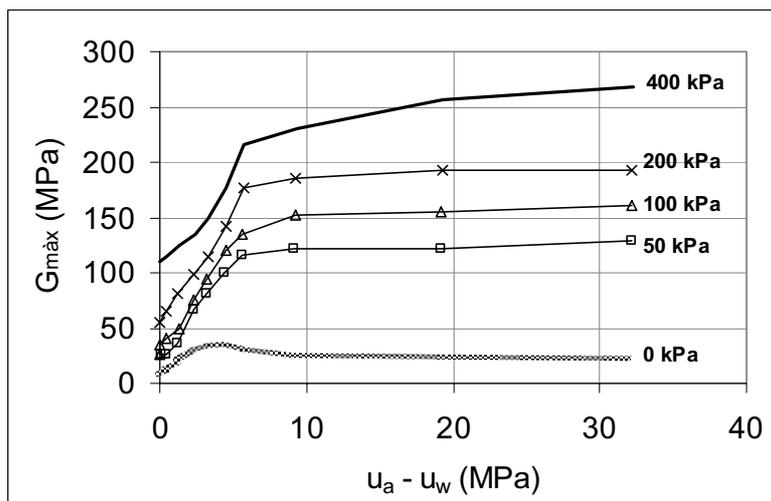


Figura 2.13. Relação entre a sucção do solo e o módulo de rigidez máximo, a distintas tensões de confinamento (Modificado de Alonso, 2002).

Para o ensaio realizado sem tensão de confinamento, existe um valor de sucção ótimo, em torno de 4 MPa. Ao contrário, nos ensaios realizados com tensão de confinamento, o $G_{máx}$ incrementa rapidamente com a sucção e tende a se estabilizar a valores de sucção superiores a 10 MPa.

Pineda *et al.* (2008) realizaram ensaios de coluna ressonante na Boom clay, em duas amostras com distintos valores de sucção inicial, sendo o ensaio executado em duas distintas tensões de

confinamento. A Figura 2.14 apresenta a relação entre os valores de módulo de rigidez (G) e o deslocamento angular do solo (γ). Os autores observaram que o valor do módulo de rigidez do solo incrementa com o aumento da tensão efetiva e/ou sucção.

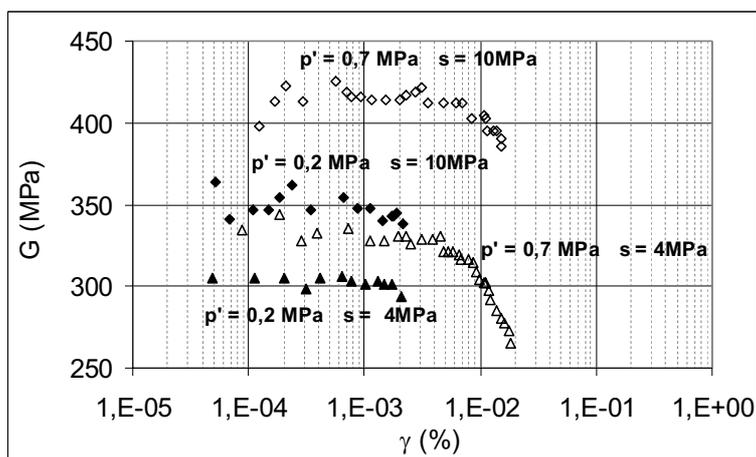


Figura 2.14. Variação do módulo de rigidez do solo com as mudanças no estado de tensão
(Modificado de Pineda *et al.*, 2008).

Cabarkapa *et al.* (1999) desenvolveram um equipamento triaxial com sucção controlada que permite medir os valores de rigidez do solo sob pequenas deformações por meio de elementos flexores. Os autores ensaiaram um silte de quartzo em três diferentes valores de sucção (50, 100 e 200 kPa) e no estado seco. Após a equalização da sucção, a amostra era submetida a uma trajetória de carga e descarga e os valores de módulo de rigidez eram medidos a intervalos regulares de deformação.

Na Figura 2.15 consta a relação entre a tensão média e o módulo de rigidez do solo, em trajetórias de carga e descarga, sob distintos valores de sucção. Verifica-se que o módulo de rigidez do solo aumenta com a sucção, porém apresenta uma redução de valor na amostra seca. Outro fator importante a considerar é a histerese ocorrida na trajetória de carga-descarga, visto que o módulo de rigidez, para cada valor de p , é maior no descarregamento que no carregamento.

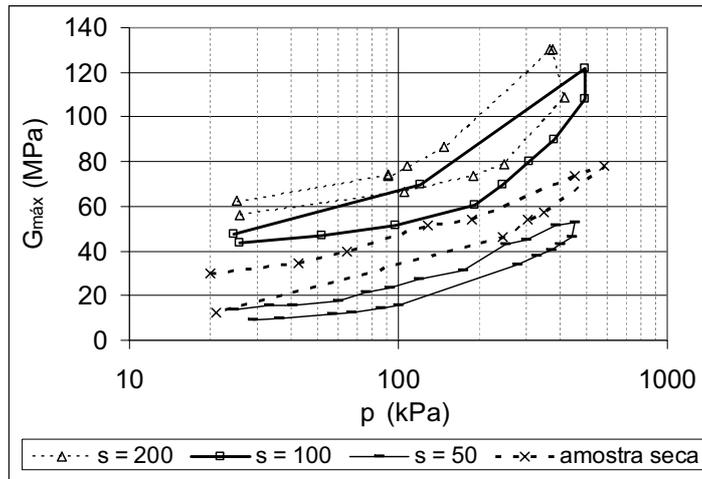


Figura 2.15. Variação do módulo de rigidez máximo do solo com a sucção (Modificado de Cabarkapa *et al.*, 1999).

Cabarkapa *et al.* (1999) verificaram que a Equação 2.21, proposta por Viggiani & Atkinson (1995) para determinar o módulo de rigidez de um solo saturado, também se aplica a solos não saturados, inclusive utilizando-se os mesmos valores dos parâmetros, exceto o parâmetro A (índice de rigidez), que varia com a sucção.

Xu *et al.* (2008) realizaram ensaios triaxiais em trajetórias de secagem e umedecimento, com tensão média constante, usando um triaxial equipado com elementos flexores, a fim de verificar o efeito de ciclos de sucção nos valores de velocidade de onda de cisalhamento. Os resultados são apresentados na Figura 2.16.

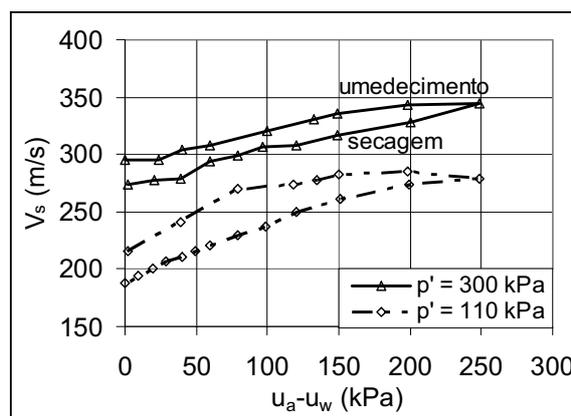


Figura 2.16. Variação da velocidade de onda de cisalhamento com a sucção (Modificado de Xu *et al.*, 2008).

A velocidade de onda de cisalhamento (V_s) incrementa com o estado de tensão, sendo que o incremento de V_s com a sucção ocorre em uma relação não linear, com maior razão de incremento ocorrendo para baixos valores de sucção, tendendo à estabilização a valores de sucção maiores.

Assim como na curva característica, existe uma histerese entre as curvas de umedecimento e secagem na variação de V_s com a sucção. Em uma mesma sucção, os valores de V_s medidos na trajetória de umedecimento são maiores que os valores obtidos na trajetória de secagem. Segundo os autores, isso é devido às deformações irreversíveis ocorridas durante a trajetória de secagem e umedecimento, uma vez que na secagem ocorrem deformações elásticas e plásticas de contração e no umedecimento, apenas expansão elástica.

Os resultados obtidos por Cabarkapa *et al.* (1999), mostrados na Figura 2.15, seguem a mesma linha de raciocínio. Em uma mesma sucção, os valores de $G_{máx}$ medidos na trajetória de descarregamento são maiores que os valores obtidos no carregamento, possivelmente devido às deformações irreversíveis ocorridas durante essas trajetórias.

Com o intuito de verificar a influência do índice de vazios inicial no comportamento tensão-deformação de solos não saturados sob pequenas deformações, Quian *et al.* (1993) realizaram ensaios na areia Glazier Way, sendo que as amostras apresentavam distintos valores de índices de vazios iniciais e tensão de confinamento constante.

Na Figura 2.17 consta a relação entre o grau de saturação e o módulo $G_{máx}/G_{máx\ seco}$ para essas amostras, onde um grau de saturação ótimo pode ser observado. Observa-se que, quanto maiores os índices de vazios iniciais da amostra, menores são os valores de $G_{máx}/G_{máx\ seco}$.

Mendonza (2004) também observou o incremento do módulo de rigidez máximo do solo com a diminuição dos valores de índice de vazios iniciais da amostra, conforme a Figura 2.18. Segundo o autor, esse comportamento ocorre devido à existência de maior número de contatos entre as partículas em amostras com pequenos índices de vazios, que geram maiores forças normais nos contatos granulares e, portanto, um aumento na rigidez.

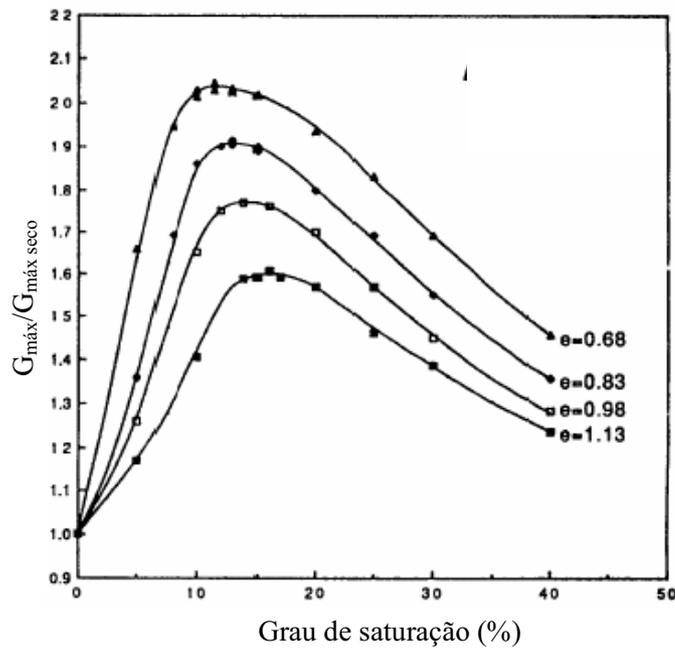


Figura 2.17. $G_{\text{máx}}/G_{\text{máx seco}}$ versus grau de saturação a diversos índices de vazios (Quian *et al.*, 1993).

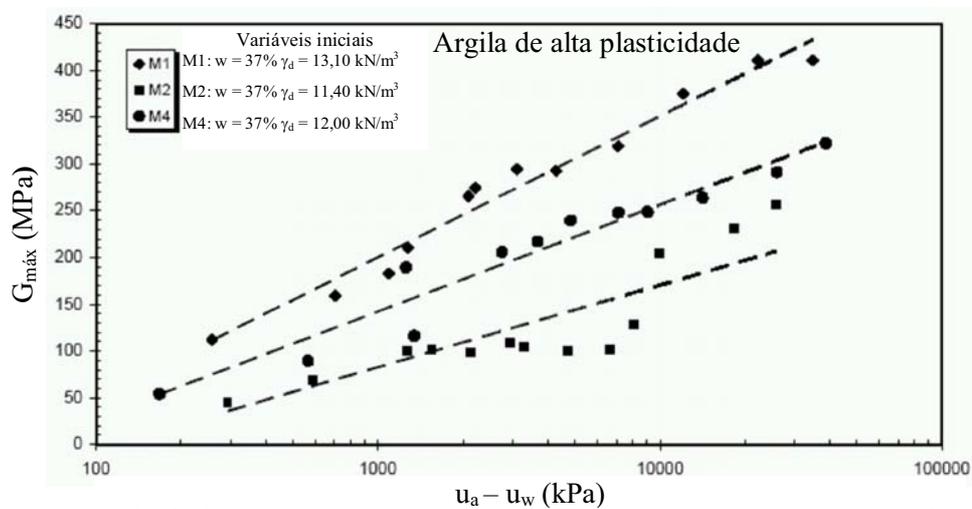


Figura 2.18. $G_{\text{máx}}$ versus sucção a diversos índices de vazios (Mendonza, 2004).

De acordo com os ensaios de elementos flexores realizados por Mendonza (2004), o módulo de rigidez do solo varia com a sucção e, durante a secagem, ocorrem modificações na estrutura do solo que se acentuam com a variação do índice de vazios. Dessa forma, o autor propõe uma equação matemática para determinar o valor do módulo de rigidez máximo do solo que englobe essas variáveis (Equação 2.22).

$$G_{m\acute{a}x} = A \left[\frac{(2,3 - e)^2}{1 + e} \right] \ln(u_a - u_w)^\chi \quad (2.22)$$

onde A e χ s\~{a}o par\~{a}metros ajustados experimentalmente, e \u00e9 o \u00edndice de vazios e $u_a - u_w$ \u00e9 a suc\~{c}\~{a}o do solo .

Mancuso *et al.* (2002) realizaram ensaios de coluna ressonante com suc\~{c}\~{a}o controlada em um silte arenoso compactado na umidade \u00f3tima. Os ensaios foram realizados em intervalos de suc\~{c}\~{a}o de 0 a 400 kPa, nas tens\~{o}es de confinamento de 100, 200 e 400 kPa. Conforme a Figura 2.19, os valores de rigidez do solo aumentam com a suc\~{c}\~{a}o at\u00e9 um valor limite, a partir do qual se observa uma tend\u00eancia \u00e0 estabiliza\~{c}\~{a}o do $G_{m\acute{a}x}$.

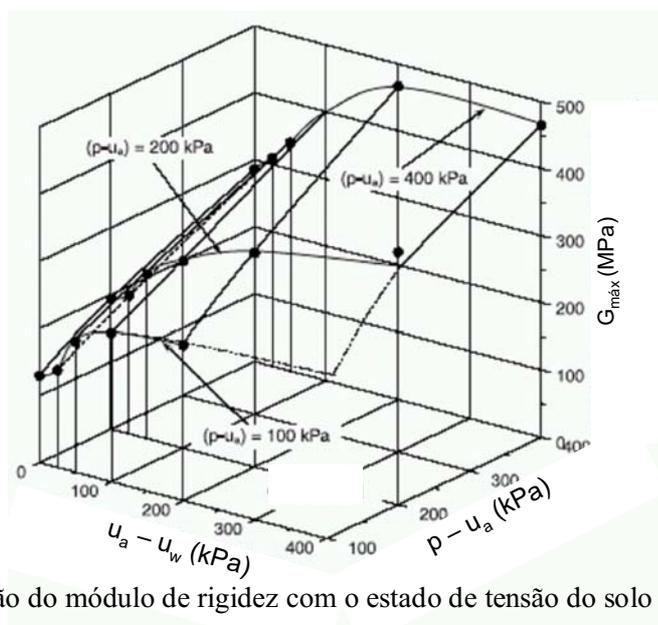


Figura 2.19. Varia\u00e7\u00e3o do m\u00f3dulo de rigidez com o estado de tens\u00e3o do solo (Mancuso *et al.*, 2002).

Segundo os autores, o comportamento suc\~{c}\~{a}o *versus* m\u00f3dulo de rigidez m\u00e1ximo do solo pode ser dividido em tr\u00eas zonas. A primeira zona inicia em condi\u00e7\u00f5es saturadas e \u00e9 restrita a pequenos valores de suc\~{c}\~{a}o, com o efeito de \u00e1gua livre dominando o comportamento do solo. Nesta zona, a varia\u00e7\u00e3o de suc\~{c}\~{a}o \u00e9 praticamente equivalente \u00e0 mudan\u00e7a de tens\u00e3o efetiva.

O módulo de rigidez inicial, quando a sucção é nula, é determinado pela Equação 2.21, considerando p_r igual à pressão atmosférica. Esta equação pode ser estendida até ao valor de entrada de ar pela adição da influência da sucção, conforme a Equação 2.23.

$$\frac{G_{\text{máx}}}{p_r} = A \left[\frac{p + (u_a - u_w)}{p_r} \right]^x OCR^\xi \quad (2.23)$$

Na segunda zona, para valores intermediários de sucção, ocorre um progressivo deslocamento do comportamento do solo regulado pela *água livre* para o comportamento regulado pelos meniscos.

A curva $G_{\text{máx}}$ *versus* $(u_a - u_w)$ nesta zona é a ligação entre a zona 1 e a zona 3, tendendo a última a maiores valores de sucção. Dessa forma, os autores consideram como uma escolha razoável que o efeito da sucção na zona 2 inicie com um valor igual ao deduzido pela Equação 2.23 da zona 1. Além disso, a curva da zona 2 será representada pela mesma equação da zona 3.

Na zona 3, para altos valores de sucção, os meniscos de água têm influência dominante nos efeitos de mudança de sucção. Nesta região a rigidez incrementa com a sucção até um determinado valor. Por simplificação, as zonas 2 e 3 foram descritas pela Equação 2.24, semelhante à proposta por Alonso *et al.*(1990) para valores de $\lambda(s)$.

$$G_{\text{máx}} = (G_{\text{máx}})_s \left\{ [1 - r_G] e^{-\beta_G [(u_a - u_w) - (u_a - u_w)^*]_w} + r_G \right\} \quad (2.24)$$

onde $(u_a - u_w)^*$ é o valor de sucção na transição entre as zonas 1 e 2, β_G é o parâmetro que controla a razão do incremento da rigidez do solo com o incremento da sucção e r_G é a razão entre o módulo de rigidez para o valor de sucção $(u_a - u_w)^*$ e o máximo valor que o módulo de rigidez atinge a uma dada sucção.

Mancuso *et al.* (2002) aplicaram a proposta acima em uma amostra compactada na umidade ótima, com o ensaio sendo executado sob uma tensão de confinamento de 400 kPa. A Figura

2.20 apresenta os dados obtidos experimentalmente e a representação fornecida pelo modelo, onde se verifica uma boa concordância entre eles.

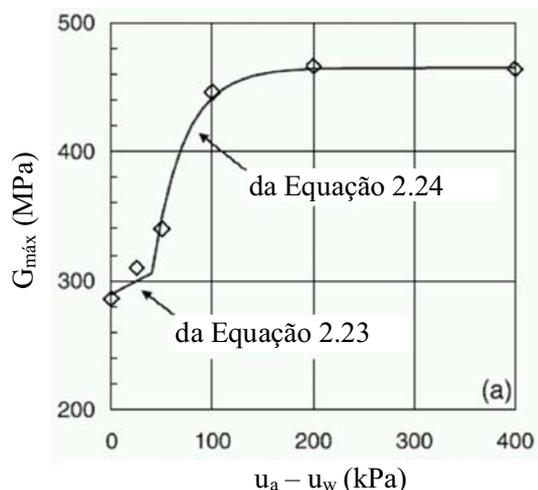


Figura 2.20. Dados experimentais e curvas ajustadas (Modificado de Mancuso *et al.* 2002).

D'Onza *et al.* (2008) realizaram ensaios de coluna ressonante com controle de sucção em um material piroclástico, localizado na Cava dei Tirreni, Itália. Este material é um silte arenoso não plástico. Os ensaios foram realizados em intervalos de sucção de 0 a 400 kPa, nas tensões de confinamento de 100, 200 e 400 kPa e os resultados são apresentados na Figura 2.21.

A existência das três zonas dividindo o comportamento sucção *versus* módulo de rigidez máximo do solo definido por Mancuso *et al.* (2002) também é verificado neste material, especialmente a amostra consolidada a uma tensão média de 400 kPa.

Embora se tenha observado nas pesquisas anteriores que o módulo de rigidez máximo do solo aumenta com o incremento dos valores de sucção, não se pode definir uma tendência clara na relação entre eles.

Nos solos ensaiados por Quian *et al.* (1993), Marinho *et al.* (1995) e Cabarkapa *et al.* (1999) foram encontrados valores de sucção ótima, no qual o módulo de rigidez apresenta um valor máximo. Ao contrário, esse comportamento não foi percebido por Mendonza (2004), Inci *et al.* (2003). Mancuso *et al.* (2002). D'Onza *et al.* (2008) e Xu *et al.* (2008). Por outro lado,

Pintado (1993), citado por Alonso (2002), somente encontrou um valor de sucção ótimo para o solo ensaiado sem tensão de confinamento.

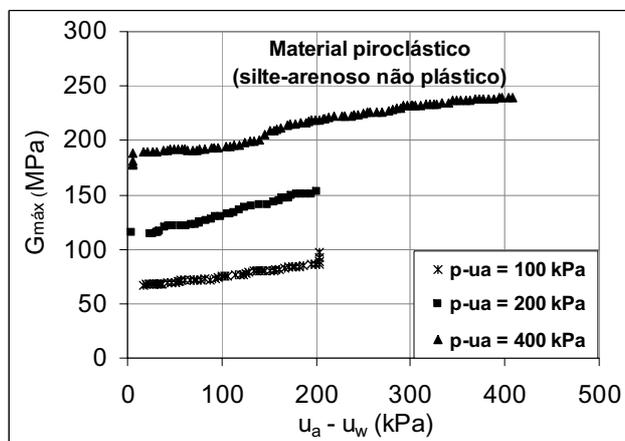


Figura 2.21. Variação do módulo de rigidez máximo do solo com a sucção (Modificado de D’Onza *et al.*, 2008).

Segundo Marinho *et al.* (1995), a existência de um valor de sucção ou grau de saturação ótimo é devido à micro fissuras nas amostras de solo devido a variações de umidade durante a secagem. Um outro fator que justifica esse valor ótimo é a ruptura do menisco que se forma entre as partículas durante o cisalhamento, quando essas não estão em contato íntimo (Mendonza, 2004). Isso ocorre em solos que apresentam uma granulometria uniforme, apresentando grandes vazios em sua estrutura.

Nos solos de boa graduação granulométrica, ou nos solos coesivos, não existe um grau de saturação ótimo, visto que os meniscos que se formam entre as partículas estão em íntimo contato. Dessa forma, nesses materiais, a relação entre a sucção e o módulo de rigidez do solo será crescente até altos valores de sucção, quando os valores de $G_{máx}$ começam a estabilizar-se.

3 TÉCNICAS DE CONTROLE E MEDIDAS DE SUCCÃO EM LABORATÓRIO

O desenvolvimento de pesquisas relacionadas a solos não saturados se deve em parte aos avanços nas técnicas de imposição de sucção ao solo e na execução de novos equipamentos para medi-la, tanto em campo como em laboratório. Neste capítulo são descritos os métodos existentes para imposição de sucção ao solo e alguns dispositivos que permitem fazer a sua medição, descrevendo suas capacidades e limitações.

3.1 TÉCNICAS DE CONTROLE DE SUCCÃO

Atualmente, os equipamentos desenvolvidos para estudo do comportamento hidromecânico de solos não saturados utilizam basicamente três técnicas de imposição de sucção: translação de eixos, osmótica e equilíbrio de vapor. As técnicas de translação de eixos e osmótica estão relacionadas à medida de sucção matricial, por meio de transferência e equilíbrio de fluxos de água líquida. No método de equilíbrio de vapor, a sucção é imposta por transferência de vapor e fornece medidas de sucção total.

3.1.1 TÉCNICA DE TRANSLAÇÃO DE EIXOS

A técnica de translação de eixos consiste em mudar a referência da pressão atmosférica por meio da imposição artificial de pressão de ar nos contornos do solo. Dessa forma, a pressão negativa de água no solo aumenta de igual valor, admitindo-se a incompressibilidade da água e das partículas sólidas.

Dois processos podem ser utilizados para aplicar essa técnica: um deles é manter a pressão de água constante e incrementar a pressão de ar, e o outro é o procedimento inverso, ou seja, fixando a pressão de ar e variando a pressão de água.

A máxima sucção imposta pelo método de translação de eixo é de 1,5 MPa, se a interface for um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar, ou 7 MPa, se a interface for uma membrana

de celulose. Segundo Gens e Romero (2000), apesar de as membranas de celulose permitirem a aplicação de maiores valores de sucção e necessitarem menor tempo para o equilíbrio de sucção que os discos cerâmicos, elas são mais compressíveis, menos resistentes aos ataques químicos e biológicos e apresentam maior difusão de ar.

Segundo Delage *et al.* (2008) essa técnica tem sido criticada por três fatores: não representa as condições de campo onde a pressão de ar está sob condições atmosféricas; existem algumas dúvidas sobre como o processo de pressurização de ar afeta a pressão de água que é retida por processos de adsorção e, por fim a dificuldade de aplicação da técnica em solos próximos à saturação, devido à ausência de continuidade da fase gasosa.

Um dos problemas práticos da utilização dessa técnica é o acúmulo de ar dissolvido abaixo do disco cerâmico, que é mais acentuado quanto maior é o valor de sucção imposto no ensaio, fornecendo medidas de expulsão de água maiores que o real.

Durante o ensaio, a difusão de ar pode ser reduzida aumentando a pressão de água para uma sucção específica e executando constantemente a drenagem do sistema abaixo do disco cerâmico. Por outro lado, a técnica convencional em que a pressão de água é mantida sobre condições atmosféricas é a configuração menos eficiente para controlar a difusão do ar.

Contrariamente ao fenômeno de difusão, a pequenos valores de sucção, podem surgir fluxos de vapor devido à diferença de pressão de vapor entre o solo e a câmara de ar, fornecendo valores irreais de entrada de água na amostra.

Romero (2001) sugeriu um procedimento baseado no conceito de regime de fluxo de água constante para detectar e corrigir os efeitos desses fenômenos na medida de mudança de volume da amostra. O procedimento consiste em traçar os gráficos recalque-tempo (ρ -t) e variação de volume-tempo (v_w -t), para cada passo da trajetória de secagem e umedecimento, conforme a Figura 3.1.

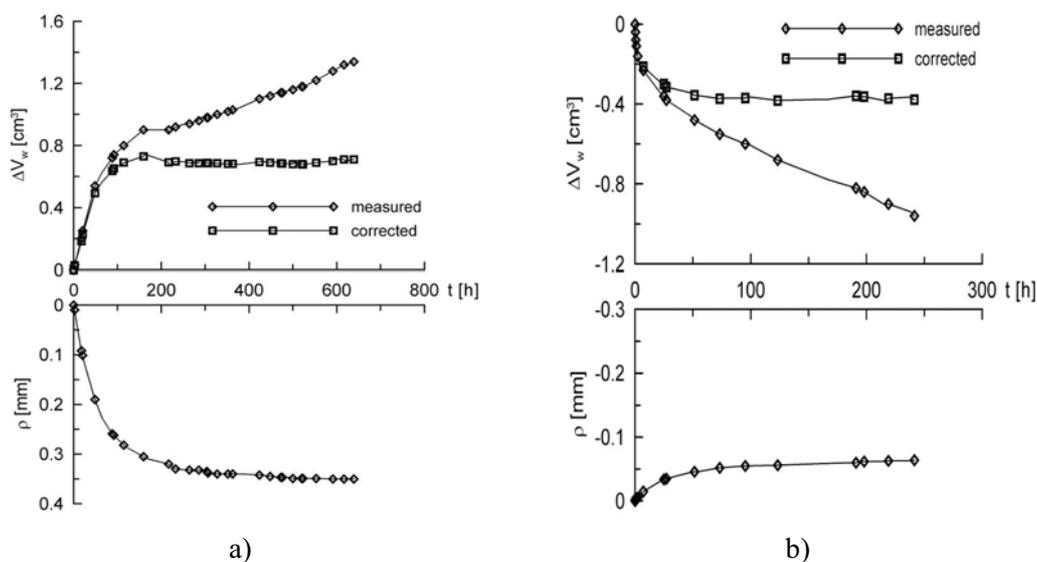


Figura 3.1. Recalque e mudança de volume de água *versus* tempo durante o equilíbrio de sucção: a) processo de difusão de ar; b) processo de evaporação de ar (Farulla & Ferrari, 2005).

Quando o processo de expansão e contração do solo devido à aplicação de sucção é finalizado, a curva ρ - t tende a estabilizar-se e o diagrama v_w - t correspondente apresentará uma tendência linear. Se a tendência é horizontal, isso significa que os efeitos de difusão de ar e de evaporação se compensam. Caso a curva apresente uma inclinação, estará prevalecendo o efeito de difusão de ar ou de evaporação de água, respectivamente se o volume de água está saindo ou entrando da amostra. Segundo Romero (2001), o fluxo de ar dissolvido reduz com o decréscimo de sucção e, ao contrário, o fluxo evaporativo decresce com o aumento de sucção.

Observa-se na Figura 3.1a que o recalque estabiliza e o volume de água sai da amostra a uma taxa de $9,6 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{h}$ a partir de 200 horas. A correção do volume de água é feita para subtrair o volume de ar difundido do volume medido, conforme ilustrado na Figura 3.1a. Na Figura 3.1b consta a correção em relação à evaporação da água, seguindo o mesmo critério da correção do processo de difusão de ar.

Apesar de suas limitações, a técnica de translação de eixos é uma boa ferramenta no controle de sucção, sendo largamente utilizada em equipamentos de laboratório para solos não saturados. Escario & Sáez (1973), Rodrigues (2007), Barrera (2002) e Soto (2004) utilizaram um edômetro com sucção controlada pela técnica de translação de eixos. Escário (1989) desenvolveu um equipamento de cisalhamento direto, enquanto que as prensas triaxiais

usando essa técnica foram desenvolvidas por Bishop & Donald (1961), Ho & Fredlund (1982), Romero (1999), Buenfil (2007), Pereira (2006) dentre outros.

A Figura 3.2 apresenta o esquema da câmara triaxial com sucção controlada pela técnica de translação de eixos utilizado por Rodrigues (2007) e na Figura 3.3 pode-se visualizar esse equipamento montado e seus acessórios.

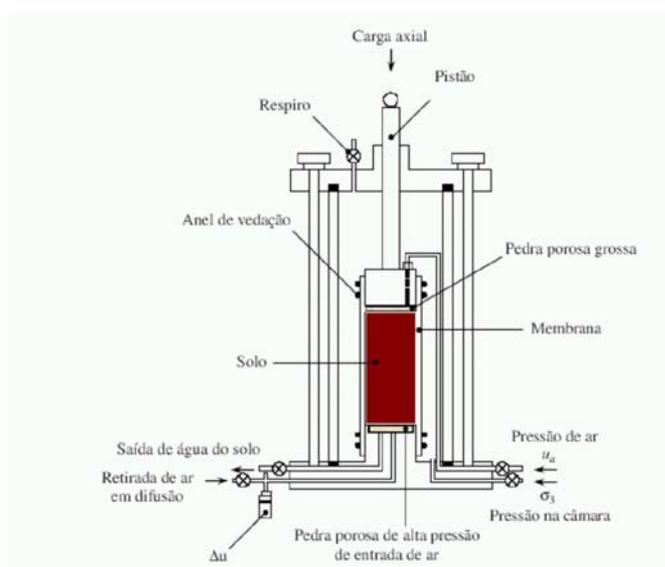


Figura 3.2. Esquema da câmara triaxial baseada na técnica de translação eixos para ensaios com controle de sucção (Rodrigues, 2007).

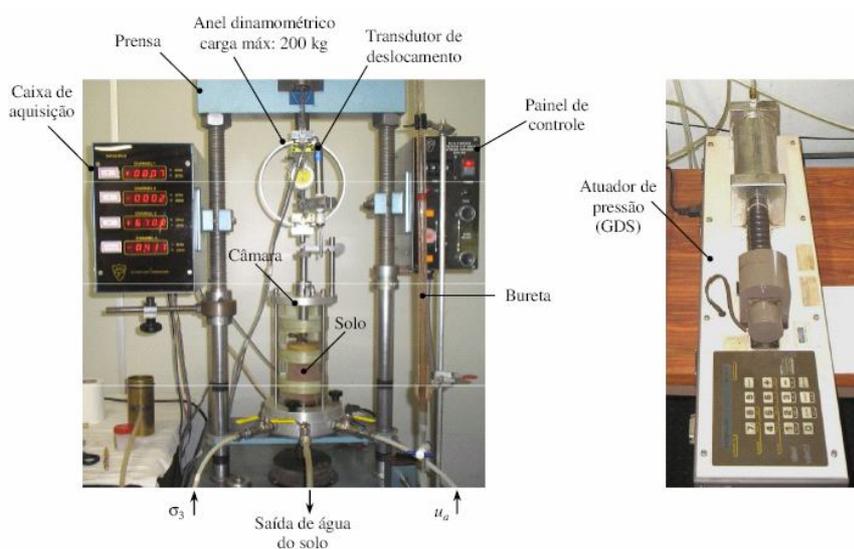


Figura 3.3. Montagem do equipamento triaxial e acessórios (Rodrigues, 2007).

3.1.2 TÉCNICA OSMÓTICA

A técnica osmótica consiste em colocar o solo em contato, por meio de uma membrana semipermeável, com uma solução normalmente composta de polietileno de glicol (PEG). A diferença de potencial tende a movimentar a água através da membrana, até que o equilíbrio seja estabelecido. Como a membrana é permeável aos íons do soluto da água do solo, o sistema somente mede sucção matricial. O valor da sucção imposta depende da concentração da solução, sendo que quanto maior a concentração, maior a sucção.

Essa técnica foi adotada para a imposição de sucção no equipamento triaxial utilizado por Cui & Delage (1996) e em células oedométricas utilizadas por Cuisinier & Masmouri (2005) e Soto (2004). A Figura 3.4 apresenta o edômetro com sucção controlada pela técnica osmótica utilizado por Soto (2004).

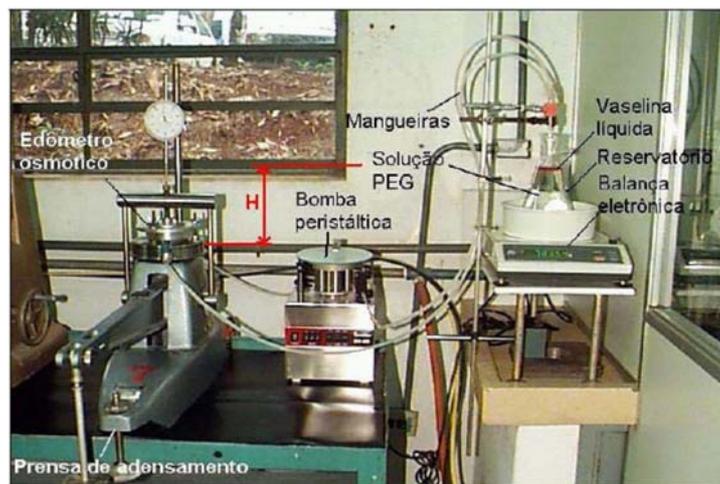


Figura 3.4. Edômetro baseado na técnica osmótica para ensaio com controle de sucção (Soto, 2004).

O método osmótico é menos utilizado em laboratórios geotécnicos que a técnica de translação de eixos, embora possa ser utilizado em intervalos de sucções maiores que a outra técnica. A vantagem é que fornece bons resultados no intervalo de saturação em que a continuidade de ar não é garantida e pode atingir altos valores de sucção apenas com o aumento de concentração da solução. Além disso, a amostra permanece quase em condição natural devido à não aplicação de pressão de ar.

Vale ressaltar que a pressão osmótica é gerada devido à impossibilidade de as moléculas de PEG atravessarem a membrana, permitindo somente o fluxo de água. Portanto, é bastante importante a definição do tamanho dessas moléculas.

As membranas utilizadas no método osmótico são compostas, geralmente, de celulose regenerada, acetato celulose, policarbonato, polietileno, polipropileno, dentre outros. Essas membranas são projetadas para oferecer resistência química a determinados produtos (hidrocarbono, alguns ácidos, álcool e outros), resistência mecânica e resistência à temperatura (Soto, 2004). Segundo Delage *et al.* (2008), o maior problema dessa técnica é a suscetibilidade dessas membranas a ataques de bactérias.

3.1.3 TÉCNICA DE EQUILÍBRIO DE VAPOR

Esta técnica é aplicada por meio do controle de umidade relativa de um sistema fechado em relação ao vapor. Assim, o potencial de água no solo é aplicado pela transferência de moléculas de água em fase de vapor de um sistema de referência com potencial conhecido para os poros do solo, até atingir o equilíbrio. Esta umidade relativa pode ser controlada por meio de soluções salinas ou ácidas.

Este método baseia-se na Lei Psicométrica, que define que a sucção da água do solo em equilíbrio com um ambiente está relacionada termodinamicamente à umidade relativa do ar neste ambiente, a partir da Equação 3.1 (Fredlund & Rahardjo, 1993).

$$\psi = -RT\rho_w \frac{\ln(h_r)}{M_w} \quad (3.1)$$

onde ψ é a sucção total do solo em Pa; R é a constante universal dos gases (8,3143J/mol.K); T é a temperatura em K; ρ_w é a massa específica da água (998 kg /m³); h_r é a umidade relativa e M_w é a massa molecular da água (0,018kg/mol).

O vapor pode ser transportado por simples difusão, sendo a amostra colocada em um dessecador com uma solução de concentração conhecida e temperatura constante, o qual

requer um tempo considerável para estabelecer o equilíbrio de sucção. Outro processo de transporte de vapor é usar um circuito de convecção forçado com uma bomba de ar, sendo esse processo mais eficiente devido ao menor tempo necessário para atingir o equilíbrio.

As vantagens desse método é que não altera a condição natural da amostra, é apropriado para medições de valores de sucção elevados e é utilizado para calibrar equipamentos baseados em outros métodos de medição. Por outro lado, não fornece valores confiáveis para valores de sucção inferiores a 1 MPa, além do tempo extremamente longo para atingir o equilíbrio de umidade.

Cuisinier & Masmouri (2005) e Villar (1999) utilizaram a técnica de umidade relativa para imposição de sucção em equipamentos oedométricos, enquanto Lima (2007) usou essa técnica em um equipamento triaxial, o qual é apresentado na Figura 3.5.



Figura 3.5. Traixial baseado no método de equilíbrio de vapor para ensaio com controle de sucção (Lima, 2007).

3.2 DISPOSITIVOS PARA MEDIÇÃO DE SUCÇÃO

Existem diferentes equipamentos e técnicas para medição de sucção total e matricial, tanto em laboratório como em campo, os quais são divididos em métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos medem a umidade relativa do solo (sucção total) e a tração da fase líquida

(sucção matricial). Os métodos indiretos utilizam diferentes fenômenos físicos associados ao teor de umidade em um meio poroso em contato ou não com o solo. A seguir serão feitos breves comentários sobre alguns desses métodos.

3.2.1 MÉTODOS DIRETOS

3.2.1.1 PLACA DE SUCÇÃO

Presa *et al.* (1988) descrevem o método da placa de sucção, que consiste no estabelecimento de uma diferença de pressão em uma placa porosa, mediante a aplicação direta de uma sucção à parte inferior do sistema, enquanto a parte superior mantém-se à pressão atmosférica. Como a placa é permeável aos íons dissolvidos na água, essa técnica determina apenas a sucção matricial do solo.

O ensaio consiste em manter a amostra em contato com a placa porosa, saturada, cujo valor de entrada de ar deve ser superior à sucção que se deseja medir. Após o tempo necessário para atingir o equilíbrio hidráulico, retira-se a amostra e determina-se a umidade.

Um dos problemas desse método é a dificuldade na determinação de pressões negativas na água, já que esta tende a cavitari quando as pressões se aproximam de -1 atm. Para resolver esse problema, utiliza-se um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar e aplica-se a técnica da translação de eixos, sendo esse método denominado de célula de pressão. A fim de aumentar ao máximo o valor de sucção a ser medido no ensaio, pode-se substituir o disco cerâmico por uma membrana de celulose (Murrieta & Camapum de Carvalho, 1995).

3.2.1.2 CÂMARA DE PRESSÃO

Rodrigues (2007) utilizou uma câmara de pressão alternativa para a determinação da curva característica de um solo colapsível. O equipamento é constituído de uma câmara de pressão, um sistema de drenagem acoplado a uma balança e um transdutor de pressão, conectado à

base de um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar, que medirá a pressão de água intersticial (Figura 3.6).

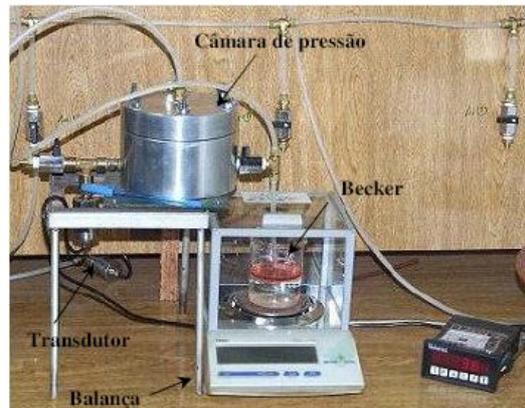


Figura 3.6. Câmara de pressão alternativa (Rodrigues, 2007).

O ensaio consiste em aplicar uma pressão na câmara, permitindo a drenagem do solo e o contato com a pressão atmosférica por meio de duas conexões. O peso da água drenada é medido pela balança, a qual fornecerá a variação do peso de água para cada pressão aplicada. Depois de atingir o equilíbrio de peso, determina-se o valor da sucção, que é a diferença entre a pressão aplicada e a medida pelo transdutor de pressão.

3.2.1.3 TENSÍOMETRO

O tensiômetro consiste em uma cápsula porosa, geralmente de cerâmica ou porcelana, conectada a um medidor de pressão através de um tubo plástico ou de outro material, tendo todas as partes preenchidas com água (Azevedo & Silva, 1999). O medidor de pressão pode ser um transdutor de pressão elétrico, um manômetro de vácuo ou um manômetro de mercúrio (Figura 3.7).

O princípio básico de funcionamento consiste na tentativa de fazer com que o solo absorva a água do interior do tubo através da cápsula porosa. Como a água do sistema não está livre para se mover por gravidade, o solo vai exercer uma pressão para retirar a água do tensiômetro, que será medida. A medida da sucção matricial não pode exceder o valor de entrada de ar da cápsula porosa. A componente osmótica da sucção do solo não é medida, visto que sais solúveis são livres para mover-se através da cápsula.

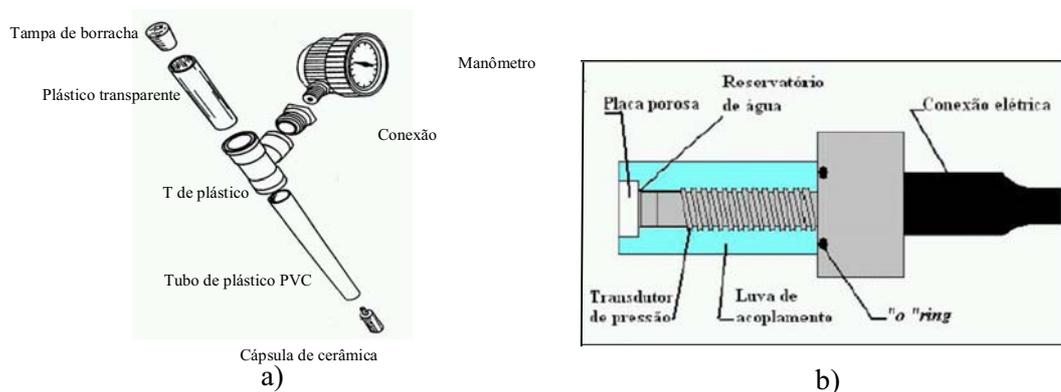


Figura 3.7. Tipos de tensiômetros: a) Tensiômetro simples com manômetro (Azevedo & Silva, 1999); b) Tensiômetro com alta capacidade do Imperial College (Soto, 2004).

Este equipamento pode ser utilizado tanto em campo como em laboratório e apresenta como vantagens a facilidade de uso e o custo relativamente baixo. Sua desvantagem é que só fornece leituras de sucção abaixo de 90 kPa, devido ao fenômeno de cavitação.

Por muito tempo, o fenômeno de cavitação vem sendo atribuído à incapacidade da água de resistir a tensões de tração, sendo essa suposição contestada por Berthelot e confirmada por diversos experimentos utilizando metal e sistema tipo vidro de Berthelot (Marinho & Chandler, 1995).

Dessa forma, observou-se que o fenômeno da cavitação ocorre devido à existência de ar no sistema. Portanto, para aumentar a pressão em que esse fenômeno ocorre em um tensiômetro é necessário minimizar no sistema qualquer tipo de núcleo de cavitação.

Baseando-se nesse princípio, Ridley & Burland (1993) desenvolveram um tensiômetro de alta capacidade (HCT) no Imperial College, que realiza medidas de até 1000 kPa (Figura 3.7b). Para diminuir o número de núcleos de cavitação foi adaptado ao sistema um transdutor de pequena dimensão, separado da ponta porosa por um pequeno reservatório de água. Esse pequeno volume de água ($5-10 \text{ mm}^3$) impossibilita a formação de bolhas de ar, o que aumenta a faixa de medição do sistema, assim como minimiza o tempo de reposta.

A redução do número de núcleos de cavitação também pode ser conseguida pela implementação de procedimentos específicos para a saturação do disco cerâmico poroso.

Segundo Delage *et al.* (2008), o disco cerâmico deve ser inicialmente saturado, sendo a água deaerada sob vácuo e posteriormente submetido a uma pressão de pressurização 2,7 vezes maior que o valor de entrada de ar do disco cerâmico. Segundo os autores, com esse procedimento a capacidade do tensiômetro supera o valor de entrada de ar do disco cerâmico.

Guan (1996), citado por Fredlund *et al.* (1997), desenvolveu um tensiômetro na Universidade de Saskatchewan, no Canadá, para medição de valores de sucção matricial até 1250 kPa, baseando-se nas mesmas teorias empregadas no tensiômetro desenvolvido no Imperial College.

Tensiômetros de alta capacidade têm sido utilizados para medir valores de sucção nos equipamentos oedométricos (Delage *et al.*, 2007 e Tarantino & De Col, 2008), equipamentos de cisalhamento direto (Caruso & Tarantino, 2004) e células triaxiais (Cunningham *et al.*, 2003).

3.2.2 MÉTODOS INDIRETOS

Nos métodos e dispositivos mencionados anteriormente, os valores de sucção do solo eram medidos diretamente. Os métodos que serão comentados a seguir utilizam as propriedades físicas do solo, que são correlacionadas a valores de sucção.

3.2.2.1 PONTO DE CONGELAMENTO

A depressão do ponto de congelamento é definida como a diferença de temperatura de congelamento da água pura à pressão atmosférica e a de congelamento da água nos poros do material. Esta propriedade é relacionada à sucção por meio da Equação 3.2.

$$pF = \log \frac{L}{Tg} + \log t_d \quad (3.2)$$

onde pF é o logaritmo da sucção em cm de coluna de água na base 10, L é o calor de fusão da água pura ($3,3 \times 10^9$ ergs/g), T é a temperatura absoluta de congelamento da água pura (273 K),

g é a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$) e t_d é a depressão do ponto de congelamento da água em °C.

Uma amostra em contato com o bulbo de um termômetro sensível é colocada em um recipiente submetido à ação de uma mistura congelante. A temperatura da amostra é lida frequentemente e se reduz até um valor próximo a -2 °C . Em seguida, ocorre um súbito aumento de temperatura, que permanece constante por um período e que, posteriormente, volta a diminuir. Essa temperatura constante é considerada a depressão do ponto de congelamento. A possibilidade de modificação da estrutura do solo e o surgimento de forças de sucção devido ao congelamento de um material poroso são as grandes desvantagens desse método.

3.2.2.2 SENSOR DE CONDUTIVIDADE TÉRMICA

Propriedades térmicas do solo são bons indicativos do seu teor de umidade, visto que a água é melhor condutor térmico que o ar. Baseado nesse princípio sensores de condutividade térmica para medição de sucção foram desenvolvidos. Como a presença de sais não afeta os valores de condutividade térmica, esse sistema não mede sucção osmótica. Esse sistema pode ser utilizado no campo ou em laboratório.

Um sensor de condutividade térmica consiste de um bloco cerâmico poroso contendo um elemento sensível à temperatura e uma resistência (Figura 3.8). Esse sensor é colocado em contato com o solo durante um tempo determinado até atingir o equilíbrio de sucção, que pode durar semanas, dependendo do tipo de solo. A resistência fornecerá uma quantidade controlada de calor no centro do bloco poroso, sendo que uma parte será dissipada através do bloco, dependendo da quantidade de água presente no bloco poroso. O calor não dissipado irá alterar a temperatura no centro do bloco, que é medida pelo sensor. Este dispositivo permite medidas de sucções entre 1 e 1500 kPa.

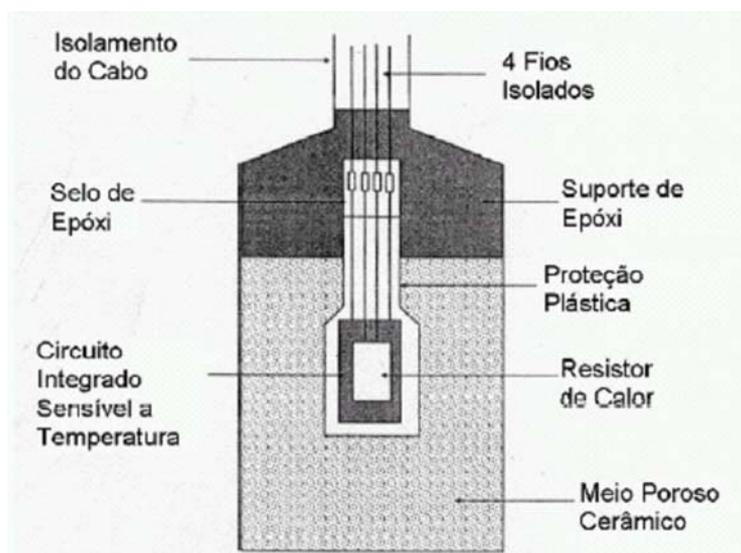


Figura 3.8. Sensor de condutividade térmica (Modificado de Fredlund, 1992).

A partir de uma curva de calibração obtém-se o valor da sucção do solo. A calibração do sensor de condutividade térmica em relação à sucção matricial é feita colocando o sensor em contato com um material com valores de sucções conhecidos até atingir o equilíbrio, momento em que são feitas as medições (Fredlund, 1992).

O tempo de equilíbrio do sensor de condutividade térmica é dependente da condição de contato entre seu elemento central (resistência e sensor de temperatura) e o meio cerâmico poroso. Zhang *et al.* (2001) afirmaram que o tempo de equilíbrio do sensor de condutividade térmica CSI 229 pode variar de minutos a diversas horas, independente do nível de sucção, devido à condição de contato entre o sensor e o solo.

Sensores de condutividade térmica foram utilizados por Fredlund & Wong (1989), Oloo & Fredlund (1995), O’Kane *et al.* (1998), Marjerison *et al.* (2001), Nichol *et al.* (2003) e Nogueira (2005), dentre outros.

3.2.2.3 MÉTODO DO PAPEL FILTRO

O método do papel filtro consiste em colocar o solo em contato com um papel filtro, de curva característica conhecida, em um ambiente hermeticamente fechado. O potencial de água será transferido entre a amostra e o papel filtro, até atingir equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação

entre a sucção e a umidade do material poroso, a sucção do solo pode ser obtida referindo-se à curva de calibração. O estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém com umidades diferentes (Marinho, 1994).

O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para a obtenção da correta sucção. A Tabela 3.1 apresenta sugestões para tempo de equilíbrio em função do nível de sucção para o papel filtro Whatman N° 42.

Tabela 3.1. Sugestão para tempo de equilíbrio para medição de sucção total em função do nível de sucção (Marinho, 1994).

Nível de sucção total (kPa)	Tempo de equilíbrio sugerido
0 – 100	Não determinado, mas certamente maior que 30 dias
100 – 250	30 dias
250 – 1000	15 dias
1000 – 30000	7 dias

Outro fator importante para a eficiência dessa técnica é a acurácia da curva de calibração do papel filtro utilizado e, por isso, a técnica de calibração do papel filtro tem sido investigada por vários pesquisadores (Houston *et al.*, 1994; Leong *et al.*, 2002 e Bulut *et al.*, 2001).

Essa técnica permite a medida da sucção matricial, quando o solo está em contato direto com o papel filtro, ou da sucção total, quando o papel não está em contato direto com a amostra (Figura 3.9). Nesse último caso, a medida é feita por meio do fluxo de vapor, onde as moléculas de água são expulsas do solo vencendo as forças capilares e as forças osmóticas. Na situação com contato, o fluxo de sais é livre e a única força a ser vencida para o fluxo de água é a força capilar.

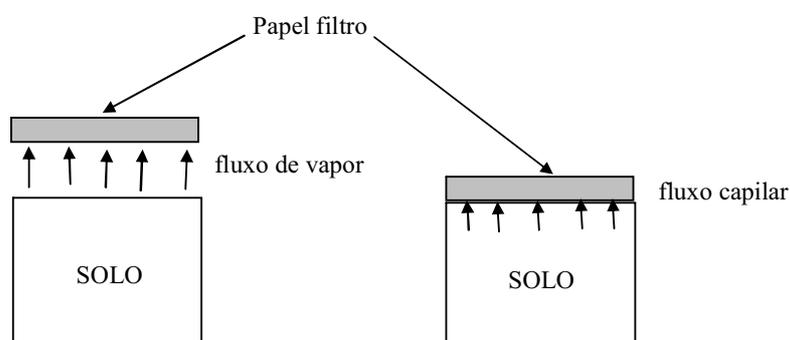


Figura 3.9. Tipos de fluxo do solo para o papel filtro (Marinho, 1995).

Esse método tem como vantagens o grande intervalo de medidas, entre 0,1 a 40000 kPa, além de ser o único método que permite medidas de valores de sucção total e matricial. No entanto, apresenta como desvantagens a necessidade de um manuseio muito delicado do papel filtro e o fato que cada medida de sucção é feita em amostras de solo distintas.

3.2.2.4 PSICRÔMETROS

Psicrômetros são dispositivos de medição de sucção baseados no princípio da umidade relativa, sendo os psicrômetros de transistor e psicrômetros *chilled-mirror* bastante utilizados atualmente. Os psicrômetros que são apresentados a seguir e que foram utilizados nesta pesquisa são o SMI (*Soil Mechanics Instrumentation*) e o WP4 (*Dewpoint Potentia Meter*).

O psicrômetro de transistor SMI e seu esquema são visualizados na Figura 3.10 e suas especificações são apresentadas na Tabela 3.2. O SMI é constituído de três componentes: um recipiente isolado termicamente, um milivoltímetro e sondas psicrométricas, que possuem em seu interior um termômetro seco e outro que será umedecido (Figura 3.10b).

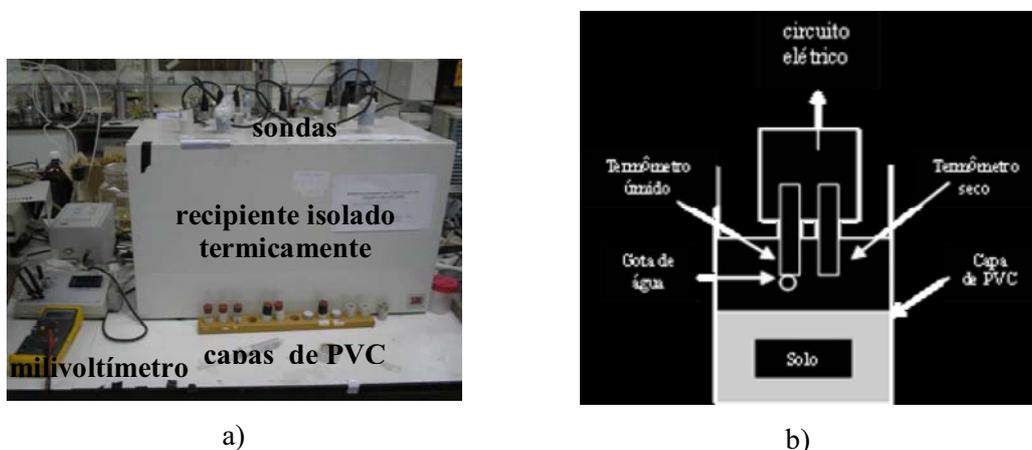


Figura 3.10. SMI : a) Figura; b) Esquema gráfico.

Tabela 3.2. Especificações do SMI.

Equipamento	Intervalo de Sucção	Geometria da amostra
SMI	1 a 70 MPa	D = 15 mm; h = 12mm

O procedimento de ensaio consiste em umedecer um dos termômetros da sonda com uma gota de água destilada. Em seguida coloca-se uma cápsula contendo solo com umidade conhecida em contato com a sonda. O conjunto sonda e cápsula são colocados dentro do recipiente isolado termicamente, para garantir que a amostra conserve uma temperatura constante durante todo o ensaio. O solo permanece nesse recipiente durante uma hora, que é o tempo necessário para que haja um equilíbrio de umidade relativa entre o termômetro úmido e o espaço de ar existente entre ele e o solo.

A sonda possui um pequeno circuito onde estão montados os componentes elétricos, ajustados para medir a diferença de temperatura entre os termômetros secos e úmidos. Os valores são fornecidos em voltagem, os quais serão lidos pelo milivoltímetro.

Os resultados fornecidos por esse equipamento são bastante afetados pela variação da temperatura ambiente, sendo recomendado a colocação do mesmo em uma sala com temperatura controlada. A grande desvantagem do psicrometro SMI é a imprecisão na medida de valores de sucções menores que 1 MPa. Outro ponto questionável desse dispositivo é a reduzida dimensão do corpo-de-prova.

Bulut *et al.* (2002), citado por Bulut & Leong (2008), afirmam que os psicrômetros de transistor apresentam uma maior capacidade de medida de baixos valores de sucção total quando comparados com os outros métodos psicrométricos.

A calibração do SMI é feita utilizando soluções de NaCl com valores de sucção conhecidos e água destilada, que fornece sucção zero. Inicia-se a calibração com a água destilada, seguindo-se com as soluções de NaCl em ordem crescente de valores de sucção para evitar erros devido a histerese. Uma curva de calibração típica é mostrada na Figura 3.11.

O equipamento WP4 é visualizado na Figura 3.12 e suas especificações são apresentadas na Tabela 3.3. Este dispositivo consiste de uma câmara selada constituída de um espelho, um sensor fotoelétrico, um par termoelétrico, um termômetro infravermelho e um ventilador (Figura 3.12b). Uma amostra de solo em equilíbrio com o ar é colocada dentro da câmara. A presença de água condensada no espelho é detectada pelo sensor fotoelétrico, devido à redução de reflexão do espelho.

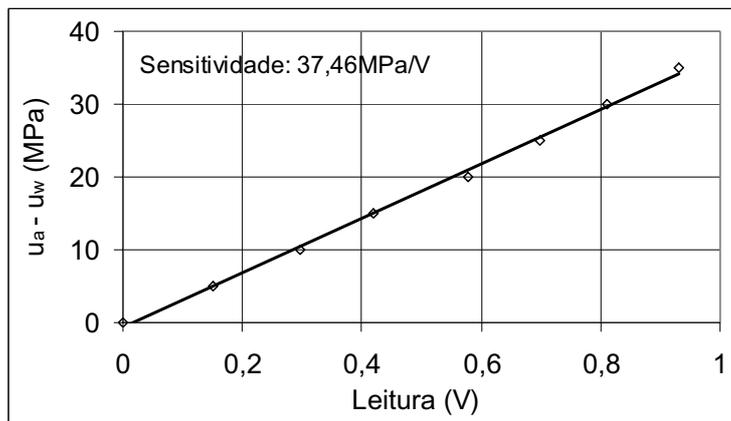


Figura 3.11. Curva de calibração típica do SMI.

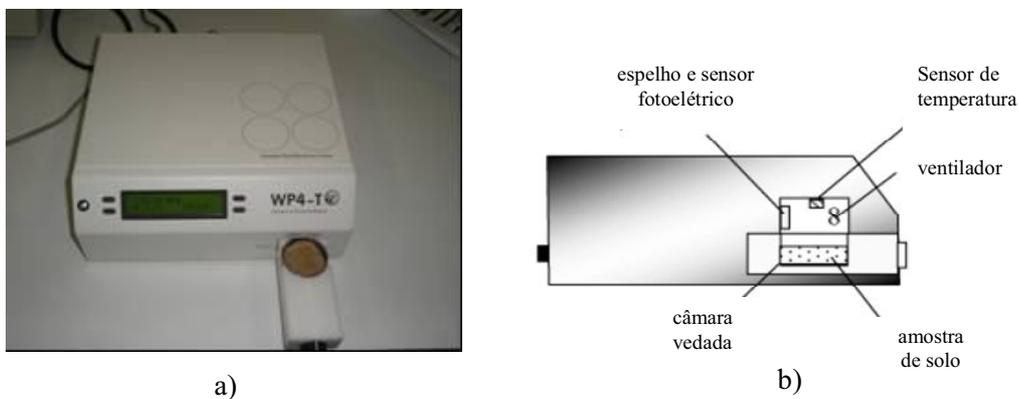


Figura 3.12. WP4: a) Figura; b) Esquema gráfico.

Tabela 3.3. Especificações do WP4.

Equipamento	Intervalo de Sucção	Acurácia	Geometria da amostra
WP4	1 a 60 MPa	0 a 10 MPa : 0,1 MPa 10 a 40 MPa : 1%	d = 37 mm; h = 7mm

Um par termoeletrico determina a temperatura em que ocorreu a condensação, enquanto um termômetro infravermelho determina a temperatura da amostra. A diferença entre essas duas temperaturas fornece a umidade relativa do solo e, conseqüentemente, o valor da sucção. A função do ventilador é simplesmente circular o ar dentro da câmara para reduzir o tempo de equilíbrio (Decagon Devices, 2003).

Assim como o SMI, o WP4 deve estar localizado em um ambiente com temperatura controlada, devido a sua grande sensibilidade a variações de temperatura. Esse equipamento

fornece valores de sucção total rapidamente, normalmente em um tempo inferior a 10 minutos. Por outro lado, esse equipamento não apresenta bons resultados para a medida de valores de sucções menores que 1 MPa.

A calibração do WP4 pelo fabricante é realizada utilizando soluções de KCL ou NaCl, com valor de sucção conhecido de 2,2 MPa. A inclinação da calibração foi fixada em fábrica e o usuário somente ajusta o valor medido com a solução mencionada. Dessa forma, os valores já são fornecidos diretamente em valores de sucção.

Além dos psicômetros, existem alguns dispositivos mais simples baseados no método da umidade relativa, conhecido como o método de transferência a vapor. O dessecador a vácuo é um dos mais utilizados e consiste de um frasco hermeticamente fechado, onde existe uma solução com valor de sucção conhecido. A amostra de solo é colocada no dessecador durante alguns dias, até que se atinja o equilíbrio de umidade relativa.

Pode-se utilizar outro recipiente para a transferência de vapor, desde que sejam hermeticamente fechados, como os frascos utilizados por Lima (2007), ilustrados na Figura 3.13. Apesar da simplicidade do procedimento, o longo tempo necessário para atingir o equilíbrio de sucção entre o solo e a solução torna esse dispositivo pouco utilizado atualmente.



Figura 3.13. Frascos para a obtenção de curva características por transferência de vapor (Lima, 2007).

3.3 COMPARAÇÕES EXPERIMENTAIS ENTRE AS DIVERSAS TÉCNICAS DE CONTROLE E MEDIDA DE SUCCÃO

Cardoso *et al.* (2007) obtiveram a curva característica em trajetória de secagem para uma argila compactada ($e = 0,59$ e $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$), utilizando o SMI e o WPA (Figura 3.14). Os autores afirmam que os valores de sucção foram compatíveis até 7 MPa e que para valores superiores a esse, as medidas do WP4 são maiores que as medidas do SMI, sendo que essa diferença aumenta com o aumento dos valores de sucção.

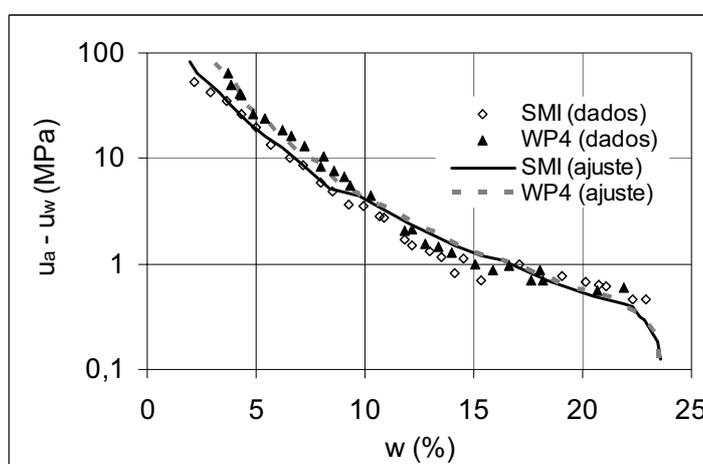


Figura 3.14. Curva de retenção de uma argila compactada: $e = 0,59$ e $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$
(Modificado de Cardoso *et al.*, 2007).

Os autores justificam essa diferença devido aos distintos processos de equalização da umidade relativa na câmara de cada equipamento, conforme esquematizado na Figura 3.15.

Imediatamente após fechar a câmara onde estão as amostras, a umidade relativa que prevalece na câmara é a umidade relativa do laboratório ($HR_0 = 40\%$). No caso do SMI, a umidade relativa na câmara é incrementada imediatamente pela evaporação da gota de água. Nesse momento a nova umidade relativa na câmara (HR_1) é maior que a do solo (HR_{soil}) e, portanto, o solo sofrerá um pequeno umedecimento antes de atingir o estado de equilíbrio. Ao contrário, na câmara do WP4, o solo será secado antes de atingir a umidade relativa de equilíbrio.

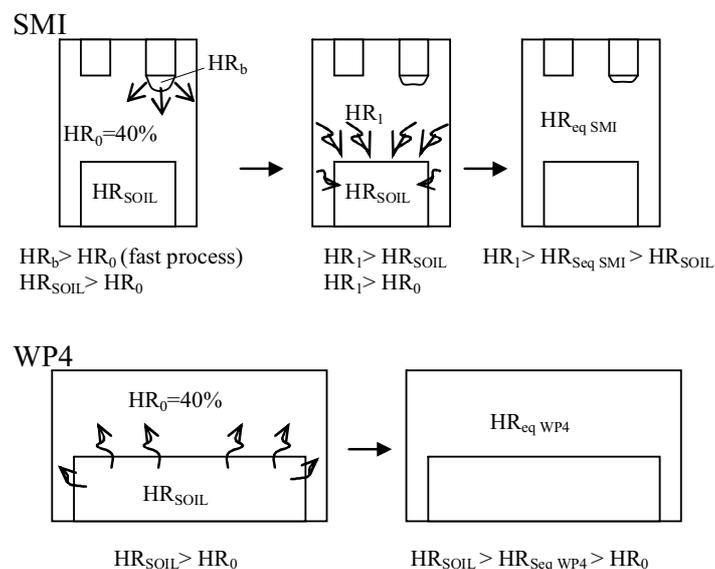


Figura 3.15. Processo de equalização nas câmaras dos psicrômetros SMI and WP4 (Cardoso *et al.*, 2007).

Leong *et al.* (2003), citado por Bulut & Leong (2008), compararam os valores fornecidos pelo WP4 em um solo compactado com a soma dos valores de sucção osmótica e matricial determinadas independentemente para o mesmo solo. Os autores observaram que os resultados obtidos pelo WP4 foram maiores que a soma dos valores de sucção osmótica e matricial medidas independentemente. Os métodos utilizados para a determinação dos valores de sucção osmótica e matricial não foram mencionadas pelos autores.

Na Figura 3.16 constam a representação de curvas características obtidas pelo SMI e por equipamentos baseados nas técnicas de equilíbrio de vapor e translação de eixos, em trajetórias de secagem e umedecimento, realizadas por Hoffman *et al.* (2005). Da mesma forma, Fleureau *et al.* (1993) citado por Delage *et al.* (2008), realizaram comparações da variação da sucção com a tensão efetiva de uma kaolinita, utilizando cinco técnicas distintas (Figura 3.17). Nos dois casos as diferentes técnicas apresentam boa similaridade, embora os métodos baseados na umidade relativa forneçam sucção total e não sucção matricial, como as demais técnicas.

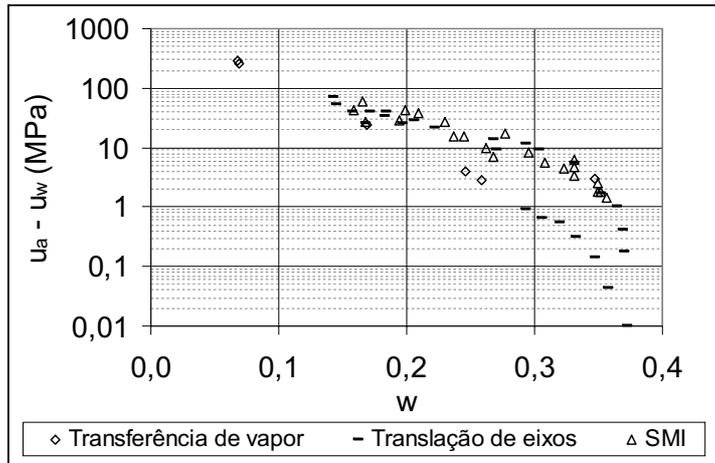


Figura 3.16. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Hoffman *et al.*, 2005).

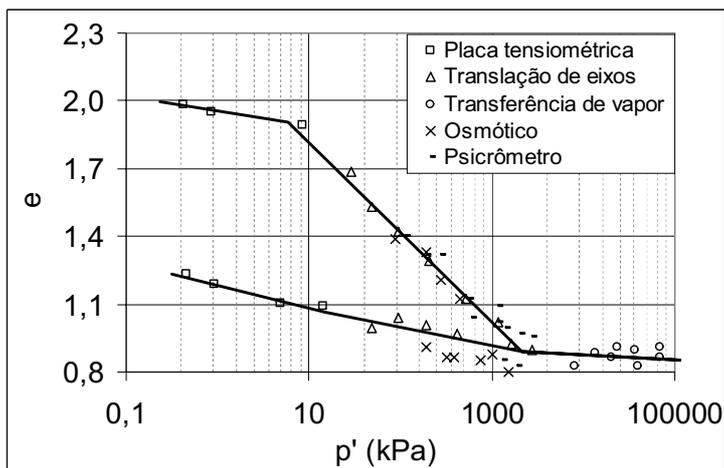


Figura 3.17. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Delage *et al.*, 2008).

Soto (2004) determinou as curvas características de um solo siltoso compactado utilizando diversas técnicas (Figura 3.18). As técnicas que fornecem valores de sucção matricial apresentaram uma boa correlação entre si. O método do papel filtro e o de transferência de vapor, que fornece valores de sucção total, apresentam valores coerentes a partir de 500 kPa, devido à própria deficiência da transferência de vapor em medir valores de sucção abaixo de 1MPa. Da mesma forma, Rodrigues (2007) apresenta uma boa continuidade na curva característica, em trajetória de secagem, mesmo sendo determinada por três distintas técnicas (Figura 3.19).

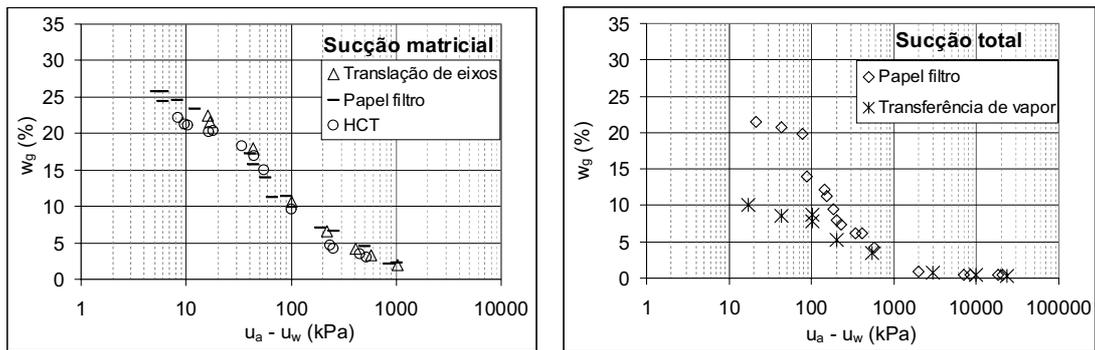


Figura 3.18. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Soto, 2004).

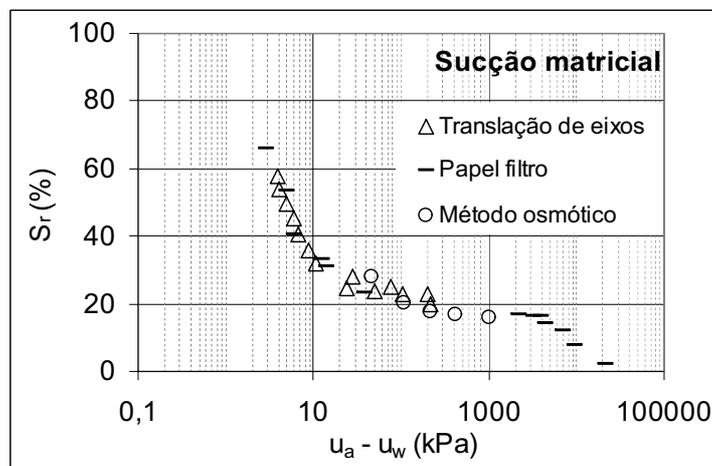


Figura 3.19. Curvas características obtidas por diversas técnicas (Modificado de Rodrigues, 2007).

Os diversos métodos de controle e medidas de sucção comentados neste capítulo apresentam suas vantagens e limitações específicas, sendo que a melhor técnica a ser utilizada depende do intervalo de valores de sucção que se necessita medir, do tipo de sucção (matricial ou osmótica), do tempo disponível e custos.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é feita uma descrição do solo escolhido para a presente pesquisa, de sua localização, caracterização geotécnica e mineralógica. Também é mostrado o programa experimental desenvolvido para este trabalho, detalhando-se os seus objetivos e os equipamentos utilizados.

A fim de possibilitar uma melhor compreensão do programa experimental, os ensaios realizados são divididos em quatro sub-itens, segundo seus objetivos: comportamento estrutural, comportamento hidráulico, comportamento mecânico e comportamento sob pequenas deformações.

4.1 DESCRIÇÃO DO MATERIAL ENSAIADO

Extensivas áreas do Vale Ebro, no nordeste da Espanha, são cobertas por siltes argilosos ou argilas siltosas de baixa densidade, ligeiramente cimentados e que apresentam comportamento colapsível. Esses solos podem alcançar espessuras superiores a 10 m nessa região. Os canais Algerri-Balaguer e Segarra-Garrigues foram assentes nesse tipo de solo e o núcleo da barragem L'Albagés foi construída com este material. As localizações destes canais e barragem estão apresentadas na Figura 4.1.

O solo utilizado nesta pesquisa foi retirado da região na qual foi construído o trecho B do canal Algerri-Balaguer, conforme mostrado na Figura 4.2, localizado na cidade de Nogueira, na Catalunha.

A caracterização geotécnica desse solo foi feita de acordo com as especificações existentes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A seguir serão mencionados os ensaios realizados e as normas técnicas utilizadas.

- Umidade natural e higroscópica (w): NBR 6457/1986;
- Peso específico aparente (γ): NBR 2887/1988;
- Peso específico dos sólidos (γ_s): NBR 6508/1984;

- Limite de liquidez (w_L): NBR 6459/1984;
- Limite de plasticidade (w_P): NBR 7180/1984;
- Análise granulométrica: NBR 7181/1984



Figura 4.1. Situação geográfica dos canais Alguerry-Balaguer e Segarra-Garrigues e da barragem de L'Albagés (modificado de Gómez, 2004).



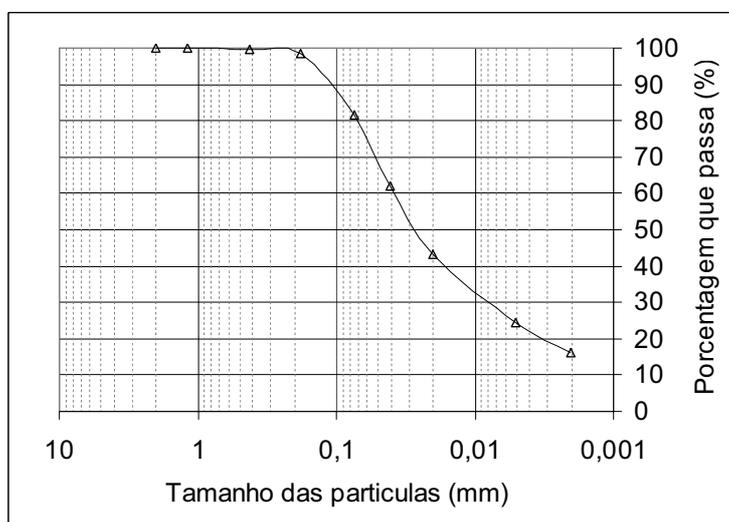
Figura 4.2. Trecho B do canal Alguerry-Balaguer.

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica estão resumidos na Tabela 4.1, onde estão indicados os limites de consistência (w_L , w_P e IP), o peso específico aparente seco (γ_d), o peso específico dos sólidos (γ_s), o índice de vazios (e), a umidade natural do solo (w_{nat}), o grau de saturação natural (S_{mat}) e a classificação do solo segundo o Sistema Unificado de

Classificação dos Solos (SUCS). A curva granulométrica da amostra é apresentada na Figura 4.3.

Tabela 4.1. Caracterização geotécnica do solo.

w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	E	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w_{nat} (%)	S_{rnat} (%)
22	15	7	0,71	15.5	26.5	4	15
% que passa				Classificação SUCS			
# 4	#40	#200	2 μ m	CL-ML (argila siltosa de baixa plasticidade)			
100	100	82	16				



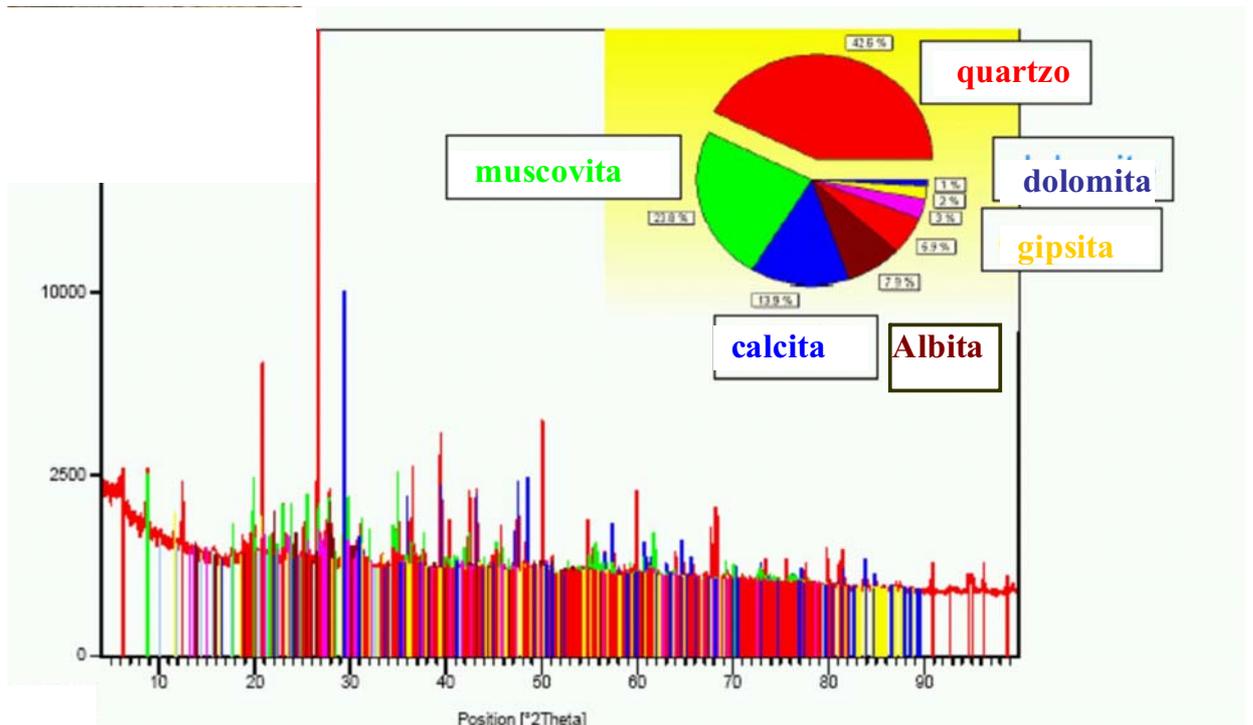


Figura 4.4. Composição mineralógica do solo por meio de difração de raio-X.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.2.1 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO SOLO

O comportamento hidro-mecânico dos solos não saturados é influenciado pelo seu arranjo estrutural, o que pode explicar diversos fenômenos que ocorrem nesse tipo de solos como, por exemplo, os fenômenos de expansão e de colapso (Alonso *et al.*, 1999, Camapum de Carvalho, 2007, Campos *et al.*, 2008, dentre outros).

Segundo Delage *et al.* (1996), observações e medidas no nível microestrutural são bastante importantes, visto que elas permitem um melhor entendimento da influência da microestrutura nas propriedades dos materiais e no seu comportamento em várias condições de estado de tensão hidromecânico.

Para esse trabalho foram realizados ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM) com o intuito de compreender o comportamento estrutural do solo e verificar as alterações estruturais ocorridas devido a mudanças de índices de vazios e/ou colapso.

Vale ressaltar que a porosimetria por injeção de mercúrio também será utilizada para o estudo do comportamento hidráulico do solo, uma vez que curvas características podem ser obtidas a partir dessa técnica, sendo os detalhes fornecidos no próximo capítulo.

Os ensaios foram realizados em amostras em seu estado natural, como também em amostras submetidas a trajetórias de umedecimento-carga-umedecimento-descarga (ABCDE) e carga-umedecimento-descarga (ABCD), conforme apresentadas na Figura 4.5a e na Figura 4.5b, respectivamente. As trajetórias foram realizadas em edômetros com sucção controlada e convencional, respectivamente. Os valores de sucção inicial das amostras de solo foram obtidas por meio de psicrômetros. As análises e as considerações sobre os resultados desses ensaios estão contidas no capítulo 5.

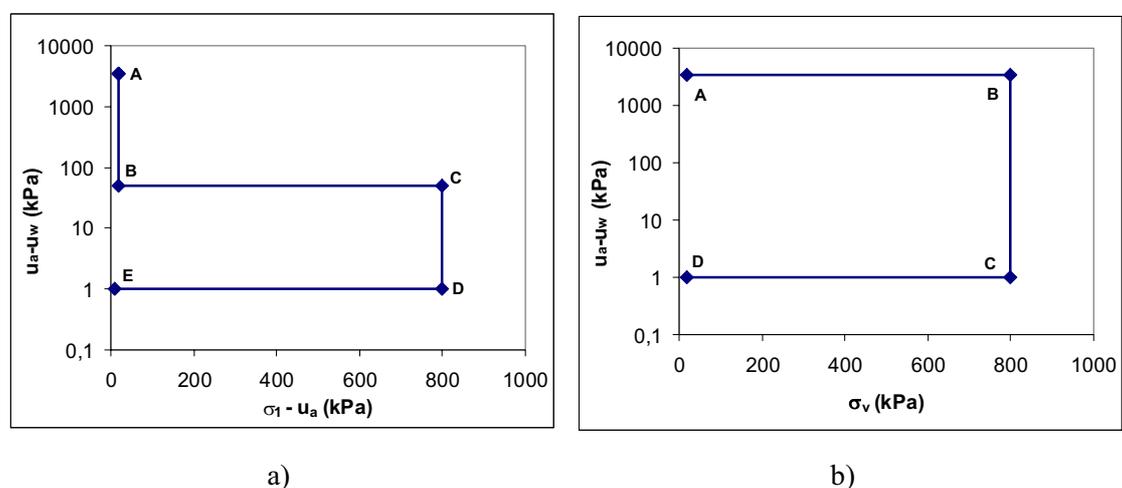


Figura 4.5. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos para obtenção de amostras para realização de ensaios de MIP e ESEM: a) com sucção controlada; b) convencional.

A seguir será feita uma descrição dos equipamentos utilizados para a realização desses ensaios.

4.2.1.1 POROSIMETRIA POR INJEÇÃO DE MERCÚRIO (MIP)

A porosimetria por injeção de mercúrio tem sido extensivamente utilizada como uma técnica experimental para a determinação da distribuição e estrutura dos solos porosos (Delage & Lefebvre, 1984, Prapaharan *et al.*, 1985, Griffiths & Joshi, 1989, Delage *et al.*, 1996, Romero, 1999; Penumadu & Dean, 1999, Simms & Yanful, 2001, Buenfil, 2007, Romero & Simms, 2008, dentre outros). Além disso, pesquisas têm sido desenvolvidas para a utilização dessa técnica na determinação da curva de retenção (Prapaharan *et al.*, 1985 e Romero, 1999) e da condutividade hidráulica do solo (Juang & Holtz, 1986 e Lapierre *et al.*, 1990).

Nesta pesquisa, os ensaios de MIP foram realizados em um porosímetro Micromeritics (Figura 4.6), cujas características e especificações são mostradas na Tabela 4.2. Esse equipamento requer amostras com volume total máximo de 5 cm³ e volume máximo de vazios de 392 mm³, devido ao volume do bulbo do penetrômetro. A definição do volume do bulbo do penetrômetro a ser utilizado no ensaio depende do volume total da amostra e de seu volume de poros.



Figura 4.6. Porosímetro por intrusão de mercúrio Micromeritics.

As amostras ensaiadas foram moldadas em forma cúbica, com volume em torno de 1 cm³. Os corpos-de-prova das amostras colapsadas eram moldados a partir do anel oedométrico e

aqueles de amostras naturais eram moldados diretamente do bloco de solo. Essas amostras eram previamente secas ao ar e colocadas no equipamento para a execução do ensaio.

Tabela 4.2. Características e especificações do porosímetro por intrusão de mercúrio Micromeritics (Barrera, 2002).

Pressão	Características	Especificações
Baixa	Medida	0 a 345 kPa
	Resolução	69 Pa
	Diâmetro dos poros	360 a 3.6 μm
Alta	Medida	1 atm até 228 MPa
	Diâmetro dos poros	6 a 0.005 μm
	Precisão	0.1 %
Intrusão	Resolução	Maior que 0,1 μL
	Precisão	1% do máximo valor do penetrômetro

A técnica da porosimetria por injeção de mercúrio se baseia no fato de que o mercúrio não penetra espontaneamente nos poros, a menos que se aplique uma pressão sobre ele. O procedimento de ensaio consiste em colocar a amostra num recipiente que é preenchido com mercúrio. Ao aumentar a pressão sobre o líquido a altura da coluna reduz a medida em que este penetra nos poros da amostra. Com os valores do volume de poros do solo penetrado pelo mercúrio e com as respectivas pressões aplicadas, uma curva porosimétrica é obtida (Laboratórios de Meios Porosos e Propriedades Termofísicas, 2005).

A Equação 4.1 relaciona os diâmetros dos poros com a pressão aplicada.

$$D = -\frac{1}{P} 4\gamma_{hg} \cos\phi_{hg} \quad (4.1)$$

onde D é o diâmetro do poro, P é a pressão absoluta aplicada, γ_{hg} é a tensão superficial do mercúrio e ϕ_{hg} é o ângulo de contato entre o mercúrio e a amostra.

Os dados de extrusão da amostra são também calculados usando a Equação 4.1, considerando o decréscimo da pressão. As diferenças entre as curvas de intrusão e de extrusão podem ser utilizadas para caracterizar a estrutura dos poros (Figura 4.7).

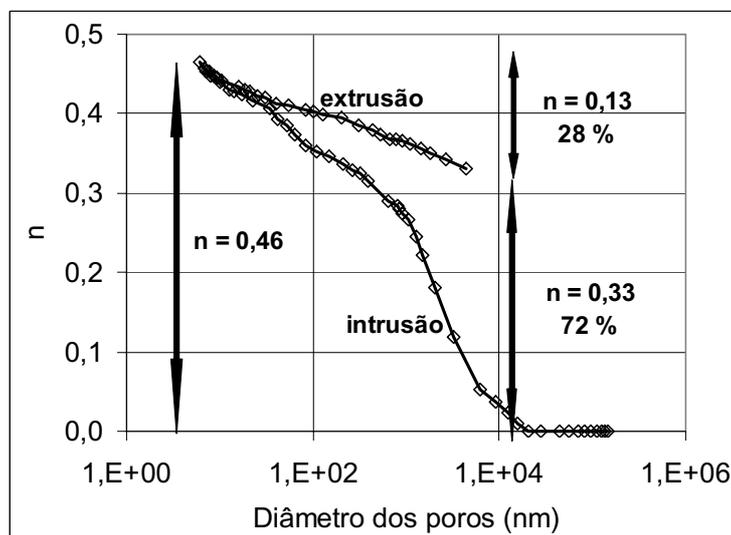


Figura 4.7. Curvas de extrusão e intrusão da Boom clay em ensaios de MIP (Romero, 1999).

Delage & Lefbreve (1984) realizaram dois testes MIP consecutivos na mesma amostra, sem a retirada forçada do mercúrio, sendo a pressão reduzida à atmosférica no fim do primeiro ensaio. No segundo teste, apenas os menores poros foram preenchidos novamente, sugerindo que o mercúrio dos poros maiores não foi liberado no final do primeiro ensaio.

Portanto, a injeção de mercúrio preenche os poros acessíveis e interconectados, enquanto que a liberação completa da pressão de intrusão expulsa somente uma parte do mercúrio dos poros, denominada de porosidade livre. Assim, a extrusão de mercúrio fornece as dimensões dos microporos do solo. Dessa forma, na Figura 4.7, os microporos representam 28 % dos vazios do solo e os macroporos 72%.

Segundo Romero e Simms (2008), o volume de vazios de um solo estimado pelo MIP não coincide com o valor real da amostra devido a limitações do equipamento. As principais limitações dessa técnica são: a) poros que são acessíveis apenas por meio de poros menores não são detectados até que esses últimos sejam penetrados, superestimando os valores de poros microestruturais; b) a máxima pressão do equipamento pode não ser suficiente para

penetrar nos menores poros da amostra; c) a mínima pressão prática do aparato limita o máximo diâmetro a ser detectado.

Lawrence (1978), após um ensaio de MIP, removeu todo o mercúrio da amostra utilizada e repetiu o teste. Para os solos ensaiados, nenhuma diferença significativa foi encontrada entre o primeiro e segundo testes. Segundo o autor, isso ocorre porque o sistema de poros é na maior parte preenchido por mercúrio incompressível. Portanto, qualquer dano à estrutura do solo devido à execução do ensaio é insignificante.

No entanto, segundo Penumadu & Dean (2000), isso não ocorre durante a aplicação de baixas pressões e antes que a intrusão inicial ocorra em materiais compressíveis. Os autores observaram a ocorrência de mudança de volume inicial devido à compressão isotrópica em amostras argilosas antes da intrusão de mercúrio. O valor dessa compressão inicial pode ser desprezível ou não, dependendo do tipo de amostra ensaiada, se rígida ou mole.

Apesar dessas limitações, as medidas do MIP a nível microestrutural são importantes ferramentas para o entendimento do comportamento dos materiais a nível macroestrutural, podendo auxiliar nos modelos constitutivos que acoplam os comportamentos micro e macroestrutural do solo.

4.2.1.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA AMBIENTAL (ESEM)

Um dos mais promissores métodos qualitativos para estudar os arranjos estruturais dos solos não saturados é o microscópio eletrônico de varredura ambiental (ESEM). Este equipamento é um tipo de microscópio eletrônico capaz de produzir imagens de alta resolução da superfície de uma amostra. Devido a maneira com que as imagens são criadas, elas têm uma aparência tridimensional característica e são úteis para avaliar a estrutura superficial de uma dada amostra.

O ESEM apresenta grandes vantagens em relação ao microscópio eletrônico de varredura convencional (SEM), pois ele trabalha sobre condições ambientais controladas e sem a

necessidade de nenhum revestimento condutivo na amostra. Dessa forma, é possível analisar amostras úmidas e preservar suas características naturais.

Neste equipamento, utiliza-se o vapor de água na câmara da amostra, fornecido por uma bomba de vácuo. Além disso, um sistema de resfriamento/aquecimento tipo Peltier controla a temperatura da amostra. Portanto, o ensaio pode ser realizado na amostra a diferentes pressões de vapor e temperatura, fornecendo diferentes valores de umidade relativa. Dessa forma, este equipamento torna-se bastante útil para analisar o efeito de ciclos de umedecimento e secagem em escala microestrutural.

No ESEM, uma melhor definição da imagem é obtida quando o ensaio é executado a baixas temperaturas, o que pode ser uma desvantagem em algumas situações, uma vez que alguns solos são sensíveis à temperatura.

Outra limitação do ESEM é que, em alguns equipamentos, o mínimo incremento de umidade relativa é em torno de 1,5%, sendo este valor considerado um pouco grosseiro, o que pode levar à perda de informações durante o processo de umedecimento e secagem (Lourenço *et al.*, 2008).

Além dessas limitações, no ESEM existe uma redução no grau de resolução das imagens em relação ao equipamento convencional, principalmente a umidades relativas elevadas. Neste equipamento, a máxima amplitude da amostra que permite uma boa resolução na imagem é de 5000x.

O equipamento utilizado nesta pesquisa foi um Electroscan 2020 da Universidade Politécnica da Catalunha (Figura 4.8), que permite a obtenção de imagens a temperaturas de ± 20 °C em relação à temperatura ambiente e em amostras úmidas. Neste trabalho os ensaios foram feitos em amostras secas ao ar e à temperatura ambiente, com ampliações entre 250x e 1000x.



Figura 4.8. Microscópio Eletrônico de Varredura Ambiental Electrosan 2020.

Para a execução do ensaio, um pedaço da amostra é extraído com uma espátula, sendo em seguida quebrada cuidadosamente com as mãos a fim de obter uma superfície plana a ser analisada no ESEM. A amostra é fixada em um porta-amostra de forma a garantir a adesividade entre este e a superfície da amostra. Por fim, o conjunto é levado ao equipamento para a execução do ensaio.

Villar & Lloret (2001), Barrera (2002), Montes-H *et al.* (2004), Viola *et al.* (2005), Agus & Schanz (2005) e Sorgi (2008) utilizaram o ESEM para verificar o comportamento microestrutural do solo quando submetido a distintas trajetórias hidráulicas. Musso *et al.*, (2003), Agus & Schanz (2005) e Buenfil (2007) analisaram, por meio deste equipamento, o rearranjo estrutural de amostras compactadas.

4.2.2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO

As curvas características são essenciais ao entendimento do comportamento hidro-mecânico de solos não saturados. Neste trabalho, foram utilizados os equipamentos SMI, WP4 e edômetro com sucção controlada para a determinação da curva característica desse solo.

Para a obtenção da curva característica também foram realizados ensaios de papel filtro. O ensaio foi executado para 9 pontos, em trajetória de umedecimento, com o intuito de

comparar com os resultados utilizando os equipamentos descritos acima, uma vez que esse método abrange todo o intervalo de sucção necessário a esse solo.

A seguir serão detalhados os ensaios realizados e descritos os equipamentos e as metodologias de ensaios. Vale recordar que o porosímetro por injeção de mercúrio também será utilizado para o estudo do comportamento hidráulico do solo, o qual foi descrito no item 4.2.1.1

4.2.2.1 EDÔMETROS COM SUCCÃO CONTROLADA

O edômetro com sucção controlada foi utilizado para a determinação da curva característica do solo para valores de sucção inferiores a 1 MPa, em trajetórias de umedecimento e secagem (trajetória ABC na Figura 4.9a).

Com o intuito de verificar a influência do índice de vazios, também foi obtida a curva característica em trajetória de secagem (trajetória GH na Figura 4.9a), após a amostra ter sido submetida a carregamentos e umedecimento (trajetória CDEFG na Figura 4.9a).

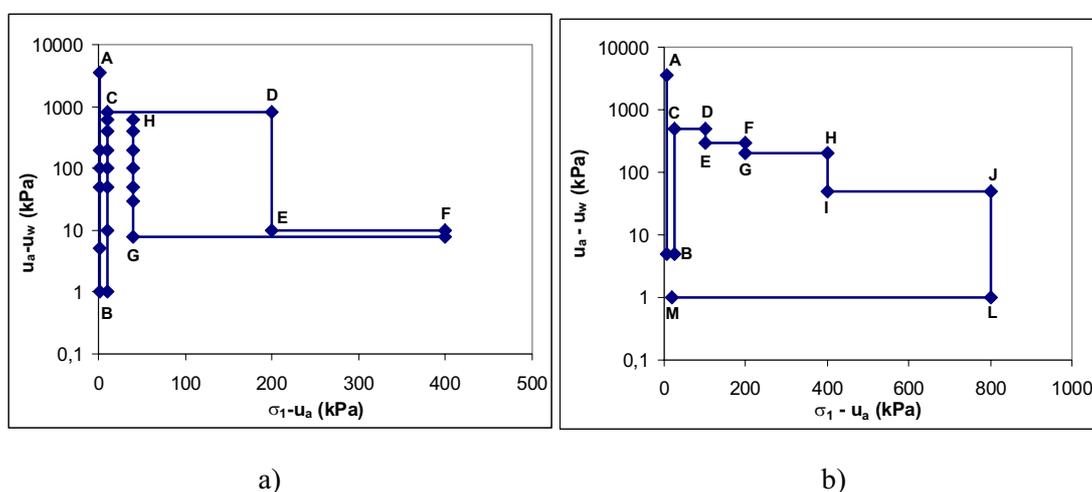


Figura 4.9. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos com controle de sucção: a) E_{CC} ; b) $E_{escalonado}$.

Para a obtenção de dados intermediários no estudo sobre a interação entre índices de vazios e a curva característica do solo, foi realizado um ensaio oedométrico com alternância de carregamento e umedecimento, conforme a trajetória apresentada na Figura 4.9b. Esse ensaio

também foi utilizado para a validação dos parâmetros do BBM. A descrição desse equipamento e a metodologia empregada na execução dos ensaios estão apresentadas no item 4.2.3.3.

4.2.2.2 PSICRÔMETRO DE TRANSISTOR (SMI)

O Psicrômetro de Transistor (SMI) foi utilizado para a obtenção da curva característica do solo natural para valores de sucção superiores a 1 MPA, em trajetórias de umedecimento e secagem. A descrição desse equipamento consta no item 3.2.2.4.

Para a execução do ensaio, a amostra de solo é moldada na dimensão especificada na Tabela 3.2. Em seguida, o corpo-de-prova é pesado e a umidade inicial é determinada. Esse corpo-de-prova é seco ao ar e, após atingir a umidade higroscópica, é executado o ensaio conforme o procedimento descrito no item 3.2.2.4. A determinação da umidade do solo é feita a partir do acompanhamento do peso da amostra.

Após a determinação do valor de sucção a amostra é umedecida com o auxílio de uma seringa, colocada na capa de PVC e guardada por 24 horas para homogeneização do teor de umidade. Transcorridas 24 horas, a amostra é pesada e o valor de sucção determinado. O procedimento prossegue até a amostra atingir um valor de sucção inferior a 1 MPa.

A partir desse ponto, executa-se a trajetória de secagem do solo. A tampa da capa de PVC é retirada e a amostra fica exposta ao ar para secagem. Após a amostra atingir o peso desejado, a capa de PVC é novamente tampada e a amostra é guardada por 24 horas para homogeneização do teor de umidade. Depois desse período, o corpo-de-prova é pesado e o ensaio é executado conforme o procedimento descrito no item 3.2.2.4. O ensaio prossegue até a amostra atingir o valor de umidade higroscópica.

Para este método, foram realizados 14 pontos na trajetória de umedecimento e 16 pontos na trajetória de secagem.

4.2.2.3 DEWPOINT POTENTIALMETER (WP4)

Assim como o SMI, o Dewpoint PotentialMeter (WP4) foi utilizado para a obtenção da curva característica do solo natural para valores de sucção superiores a 1 MPA, em trajetórias de umedecimento e secagem. Maiores detalhes sobre este equipamento são encontrados no item 3.2.2.4.

Para verificar a influência do índice de vazios na curva característica, foi executado mais um ensaio, em trajetória de secagem, para uma amostra obtida a partir de um ensaio oedométrico. A trajetória do ensaio oedométrico é apresentada na Figura 4.10. Essa trajetória foi escolhida de forma a obter uma amostra com o mesmo valor de índices de vazios no qual foi determinada a curva característica do ensaio oedométrico E_{CC} , em trajetória de secagem, após a trajetória CDEFG da Figura 4.9a.

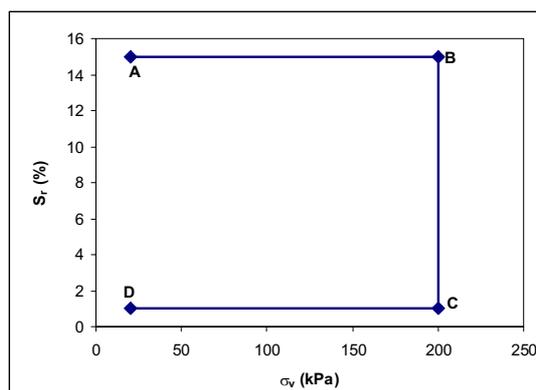


Figura 4.10. Trajetória de tensões do ensaio oedométrico para obtenção de amostras para realização de ensaios de WP4.

4.2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO

Nesta pesquisa foram realizados ensaios oedométricos e triaxiais em equipamentos para ensaios saturados e com controle de sucção. Esses ensaios foram utilizados para a obtenção e validação de parâmetros desse solo para modelos constitutivos elastoplásticos. Na Tabela 4.3 consta um resumo dos ensaios mecânicos realizados e suas finalidades.

Tabela 4.3. Resumo dos ensaios mecânicos e suas finalidades.

ENSAIOS		FINALIDADE
TIPO	NOMENCLATURA	
Oedométrico sem controle de sucção	E(sat) e E(400) E(200), E(800) e Enat	Obtenção de parâmetros de compressibilidade. Validação dos parâmetros.
Oedométrico com controle de sucção	E (s = 50 kPa) E (s = 400 kPa) E _{escalonado}	Obtenção de parâmetros de compressibilidade. Validação dos parâmetros.
Triaxial saturado	Convencional e multi-estágio	Obtenção de parâmetros de resistência.
Triaxial com controle de sucção	T (s = 200 kPa)	Validação dos parâmetros.

As trajetórias de ensaios realizados, a descrição dos equipamentos e as metodologias de ensaios utilizadas são mostradas a seguir. Os resultados desses ensaios são analisados e apresentados no capítulo 5.

4.2.3.1 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS SATURADOS

Os ensaios de adensamento foram realizados na Universidade Politécnica da Catalunha, e seguiram as recomendações da NBR 12007/1990. As amostras foram ensaiadas em seu estado natural e possuíam 70 mm de diâmetro e 20 mm de altura.

Foram realizados ensaios em cinco corpos-de-prova, os quais eram submetidos a trajetórias de carga-umedecimento-descarga, a fim de verificar a compressibilidade do solo e a variação dos índices de colapso do solo com a tensão de inundação. A

Tabela 4.4 apresenta os ensaios realizados, com os incrementos de carga, a tensão de saturação do solo, a umidade e os índices de vazios iniciais de cada amostra.

4.2.3.2 ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS

Para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento foram realizados ensaios triaxiais saturados em duas amostras de solo ($d = 50 \text{ mm}$; $h = 100 \text{ mm}$), conforme as

trajetórias apresentadas na Figura 4.11. Todos os ensaios realizados foram do tipo consolidado e drenado (CD), sendo o segundo ensaio do tipo multi-estágio (Figura 4.11b).

Tabela 4.4. Trajetórias dos ensaios de adensamento.

Ensaio	Trajectoria de cargas (kPa)	Tensão de inundação (kPa)	w_{in} (%)	e
E(nat)	10 – 30 – 50 – 100 – 200 - 400	Sem inundação	3,30	0,69
E (sat)	800 – 1600 – 400 – 100 – 30 – 10	Inundado	3,30	0,72
E(200)		200	4,02	0,71
E(400)	10 – 30 – 50 – 100 – 200 - 400	400	3,11	0,72
E(800)	800 – 1600 – 800 – 200 – 50 – 10	800	3,38	0,70

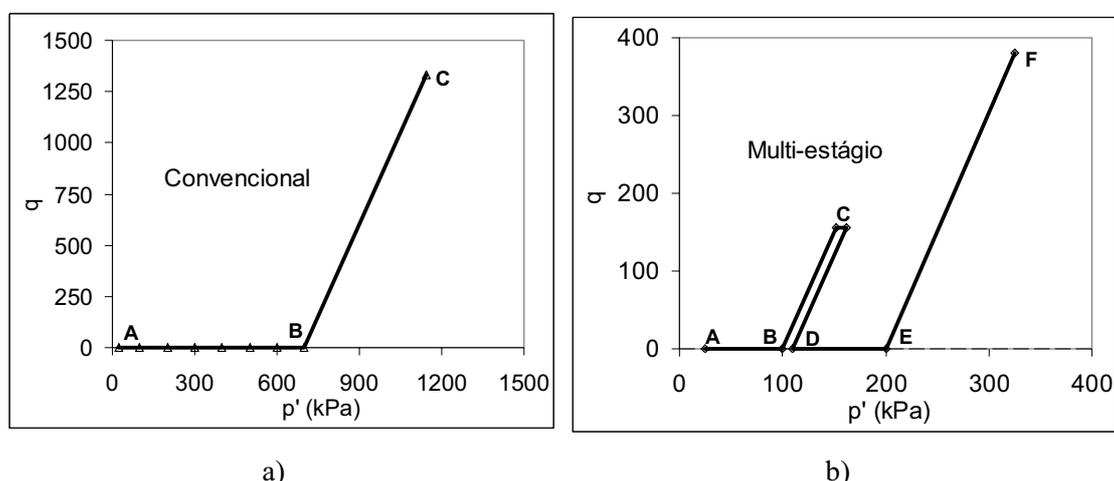


Figura 4.11. Trajetória de tensões dos ensaios triaxiais saturados: a) Convencional; b) Multi-estágio.

Ensaio do tipo multi-estágio são aqueles nos quais várias trajetórias de ruptura do solo são executadas em uma única amostra. Nos ensaios saturados, os estágios de ruptura são executados em amostras submetidas a distintos valores de tensões de confinamento. Nos ensaios não saturados, as tensões de confinamento são constantes e os valores de sucção são modificados de um estágio para o outro.

Cada estágio do ensaio multi-estágio deve ser terminado quando a ruptura está eminente, ou seja, quando a tensão desvio tende a um valor máximo. A amostra de solo não pode sofrer deformações excessivas durante os primeiros estágios de carregamento, pois a amostra irá

desenvolver distintos planos de ruptura, e o valor de tensão desvio fornecido será o residual e não o de pico.

Existem dois tipos de processos para o ensaio multi-estágio: no primeiro, cada estágio começa de uma condição de tensão desvio zero e no segundo, a tensão desvio é mantida em seu máximo valor enquanto o próximo estágio de carregamento é aplicado.

O método de multi-estágio apresenta algumas vantagens em relação ao ensaio convencional: permite a obtenção de um grande número de informações de cisalhamento, utilizando uma única amostra; elimina o efeito da variabilidade da amostra no ensaio e economiza tempo, visto que o processo de saturação da amostra é executado uma única vez.

Os ensaios triaxiais saturados foram realizados em um equipamento da Wille Geotechnik, pertencente ao Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília (UnB). O equipamento e seus acessórios são apresentados na Figura 4.12.

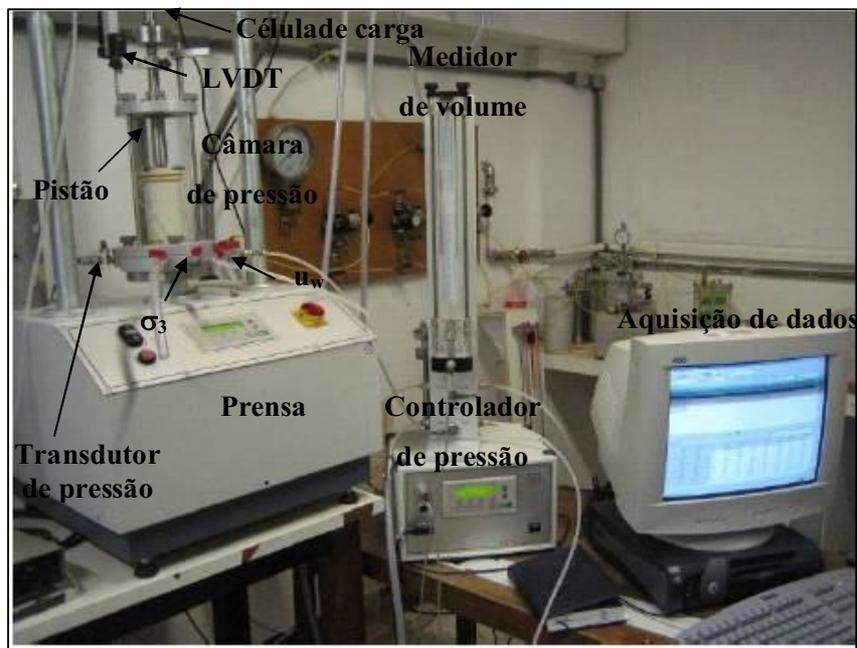


Figura 4.12. Equipamento triaxial saturado e seus acessórios.

O equipamento possui um controlador de pressão que fornece as pressões de ar necessárias à execução do ensaio. Esse controlador é conectado a uma interface ar/água, transformando a pressão de ar em pressão de água na câmara de confinamento. Ele também é conectado ao medidor de volume para fornecimento da contrapressão, o qual pode atuar na base ou no topo do corpo-de-prova.

A pressão axial é aplicada pela prensa com controle de deformação controlada, sendo o valor da carga axial determinada pela célula de carga existente acima do pistão.

A deformação axial é medida por um LVDT externo acoplado ao pistão, a deformação volumétrica é medida por um transdutor existente no medidor de volume e a poropressão por um transdutor de pressão acoplado na saída da câmara de confinamento. A trajetória de tensão do ensaio e a leitura e armazenamento de dados são realizados de forma automatizada.

A montagem do ensaio inicia com a colocação das membranas e anéis de vedação no corpo-de-prova e no topo, que permitirá a aplicação da carga do pistão de maneira uniforme no corpo-de-prova. Entre a base da câmara e a amostra, e entre a amostra e o topo, são colocadas as pedras porosas e os papéis filtro. Após a montagem da amostra na câmara de confinamento, esta é fechada e levada à prensa. Um fluxo de água é realizado para eliminar o ar de todas as linhas de drenagem do ensaio.

Em seguida é aplicada uma pequena contrapressão na amostra, da base para o topo, provocando um fluxo de água para a retirada do ar existente no solo. O gradiente de percolação deve ser escolhido de forma a não desestruturar a amostra, sendo em torno de 5 kPa para o material ensaiado.

O processo de saturação da amostra é executado por contrapressão em estágios de 25 kPa, sendo o processo encerrado quando o parâmetro B de Skempton atinge valores superiores a 0,98. Este processo demorava entre 15 a 21 dias para este solo. Após a saturação, as amostras são consolidadas até a estabilização das deformações volumétricas. Nesta pesquisa, cada tensão de confinamento era aplicada por 24 horas.

Após a consolidação, as amostras são levadas à ruptura. A velocidade de ruptura utilizada nos ensaios da presente pesquisa foi de 0,007mm/min, determinada pela equação de Head (1986),

na qual a velocidade de cisalhamento é em função da deformação referente à resistência de ruptura, da altura inicial do corpo de prova, do tempo mínimo para alcançar a ruptura e das condições de drenagem da amostra.

No ensaio convencional, o processo de ruptura seguiu até a amostra atingir uma deformação axial aproximada de 25%. No ensaio multi-estágio, o primeiro estágio de cisalhamento terminou quando a ruptura da amostra estava eminente (em torno de 10% de deformação cisalhante). Posteriormente, a tensão desvio retornou a zero e a amostra foi consolidada em uma nova tensão de confinamento, 200 kPa, seguindo a ruptura do solo.

4.2.3.3 EDÔMETROS COM SUCCÃO CONTROLADA

Para este trabalho foram realizados dois ensaios oedométricos com sucção controlada em amostras naturais. As trajetórias dos ensaios realizados são apresentadas na Figura 4.13, sendo que no primeiro ensaio o carregamento era feito a um valor de sucção constante de 400 kPa e no segundo, o valor de sucção era de 50 kPa.

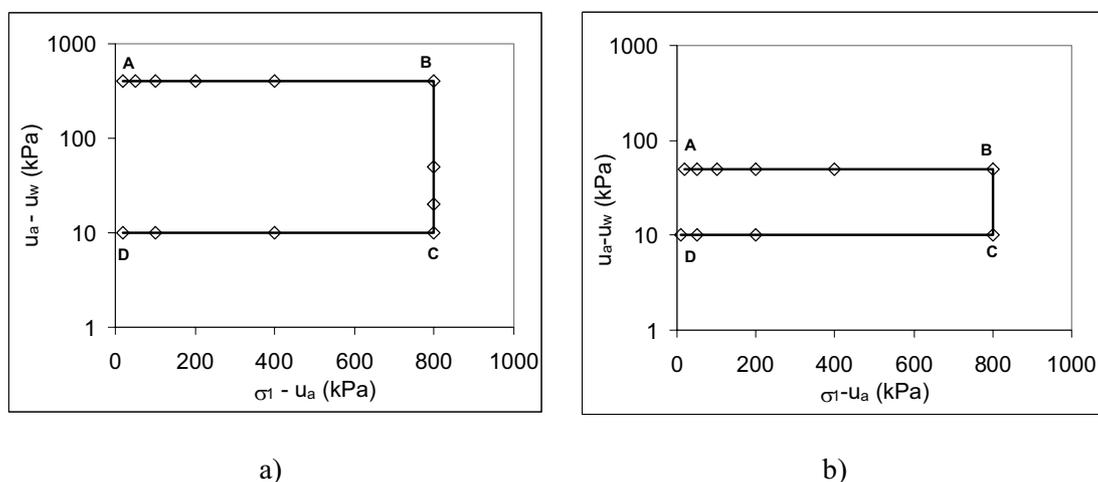


Figura 4.13. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos com controle de sucção: a) $E(s = 400 \text{ kPa})$; b) $E(s = 50 \text{ kPa})$.

O equipamento oedométrico com sucção controlada utilizado nesta pesquisa foi desenhado e construído no Laboratório de Geotecnia da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC), sendo sua descrição detalhada em Barrera (2002).

O equipamento permite realizar ensaios em amostras de solo não saturados, controlando a sucção total ou a sucção matricial. A sucção matricial é controlada pela técnica de translação de eixo e a sucção total pela técnica de equilíbrio de vapor. Para os ensaios realizados neste trabalho foi utilizada a técnica de translação de eixos, cuja explicação encontra-se no item 3.1.1.

O equipamento é composto de três partes: uma base, um corpo intermediário e um superior, conforme mostrado na Figura 4.14a.

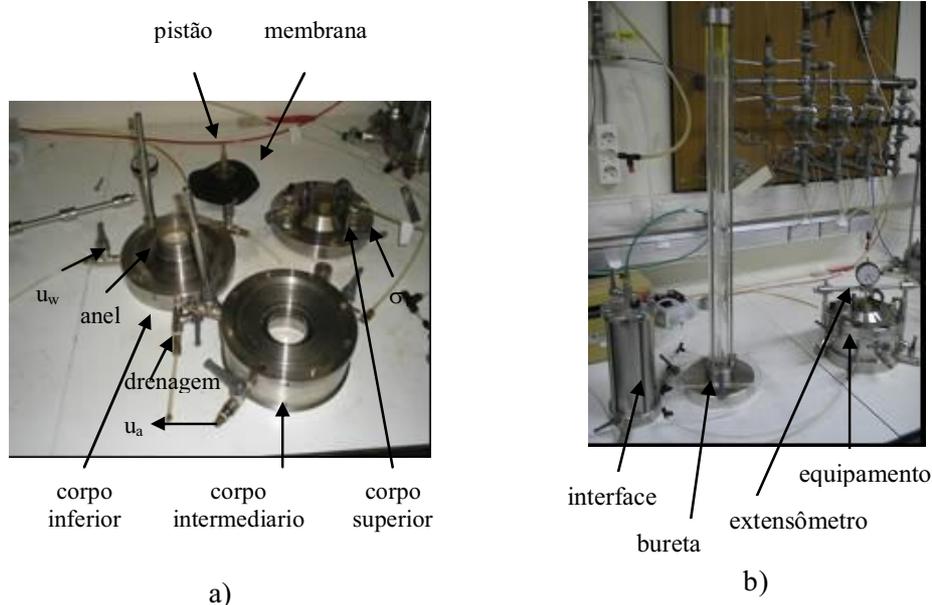


Figura 4.14. Oedométrico com sucção controlada: a) componentes; b) acessórios de medição.

Na base estão acoplados o disco cerâmico (AVEA) de alto valor de entrada de ar (1,5 MPa), o sistema de pressão de água (u_w) e a drenagem. No corpo intermediário estão o sistema de pressão de ar (u_a) e o espaço para colocar o anel oedométrico com a amostra de solo, que possui 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Entre o corpo intermediário e o superior há uma membrana impermeável, formando uma câmara de ar comprimido. Nesta membrana está acoplado o pistão de bronze, por meio do qual se aplica a pressão sobre a amostra. Sob o pistão é posicionado um filtro de alta permeabilidade e de mesmo diâmetro que a amostra, a fim de distribuir uniformemente a pressão aplicada na amostra.

As medidas de deformações do solo são feitas por um extensômetro e as variações do volume de água são medidas por meio de uma bureta graduada colocada no interior de um cilindro de acrílico. Para a imposição de água na amostra se utiliza um sistema de interface, a fim de converter a pressão de ar aplicada em pressão de água na amostra (Figura 4.14b).

Antes de iniciar a montagem do ensaio é necessário circular água deaerada pelas linhas de drenagem. O anel oedométrico com a amostra é colocado sobre a pedra porosa, anteriormente saturada, e logo o corpo central do equipamento é posicionado. A membrana impermeável é colocada em cima do corpo central e, por fim, o corpo superior. O marco de aço, onde está o extensômetro, é centrado e posicionado.

As conexões para imposição das pressões (u_a , u_w e σ_1) são ligadas. Impõem-se uma baixa pressão axial (σ_1) no sistema (20 kPa) e depois as pressões de ar e vertical são incrementadas simultaneamente, mantendo-se a diferença constante, até que a pressão de ar do ensaio seja alcançada. O incremento de σ_1 é seguido até atingir a pressão axial ($\sigma_1 - u_a$) requerida para o ensaio. A sucção matricial ($u_a - u_w$) é aplicada mantendo-se a pressão de ar constante e incrementando a pressão de água (u_w).

Para as trajetórias de umedecimento/secagem e de carga/descarga u_a é mantido constante e u_w e σ_1 variam, respectivamente, até os valores de sucção e de carga desejados. O valor de sucção é mantido até a estabilização da variação do volume de água e da variação volumétrica do solo e a carga é mantida até a estabilização da variação volumétrica do solo. Ao final do ensaio, pesa-se e mede-se o anel com a amostra e depois se determina sua umidade.

4.2.3.4 TRIAXIAL COM SUCCÃO CONTROLADA

Com o intuito de validar os parâmetros de resistência ao cisalhamento e compressibilidade do solo do modelo BBM, para solos a distintos valores de sucção, decidiu-se pela realização de um ensaio triaxial com sucção controlada.

O ensaio foi realizado em uma amostra de solo de 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura e a trajetória seguida (ABCDE) é apresentada na Figura 4.15, sendo a consolidação e ruptura do

ensaio realizados a sucção constante de 200 kPa. O ensaio foi do tipo consolidado e drenado (CD).

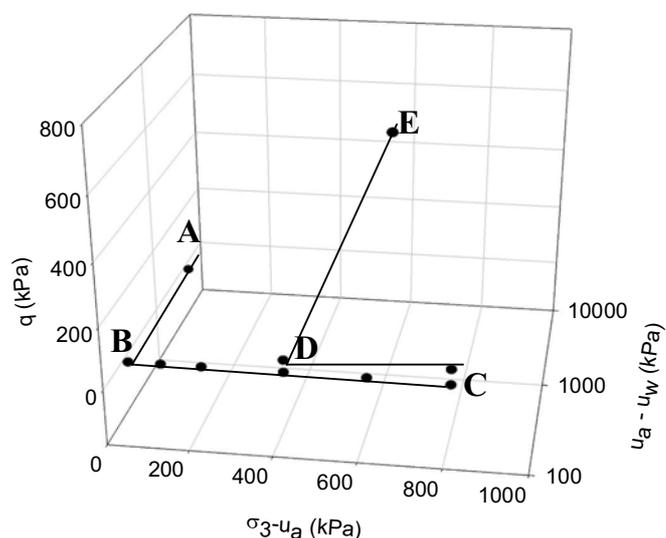


Figura 4.15. Trajetória de tensões do ensaio triaxial com sucção controlada.

O equipamento utilizado nessa pesquisa foi projetado e construído no laboratório de Geotecnia da Universidade Politécnica da Catalunha, sendo a sua descrição detalhada em Romero (1999). A Figura 4.16 apresenta o esquema básico deste equipamento.

Nesse equipamento, a sucção matricial é aplicada nas duas extremidades da amostra, a fim de reduzir o tempo de equilíbrio. Neste caso, tanto no topo como na base do equipamento, existe uma combinação de dois tipos diferentes de pedra porosa: um disco cerâmico conectado ao circuito de pressão de água e um anel poroso concêntrico ao disco e conectado ao sistema de pressão de ar.

O equipamento apresenta uma câmara para aplicação da pressão de confinamento (σ_3), por meio de pressão de ar, e outra câmara para a tensão axial (σ_1), isolada da primeira. Um motor de corrente contínua fornece a pressão na câmara axial, o que permite o deslocamento do pistão. Uma célula de carga colocada entre a amostra e o pistão superior determina o valor da carga axial. O cisalhamento pode ser feito à pressão controlada ou à deformação controlada.

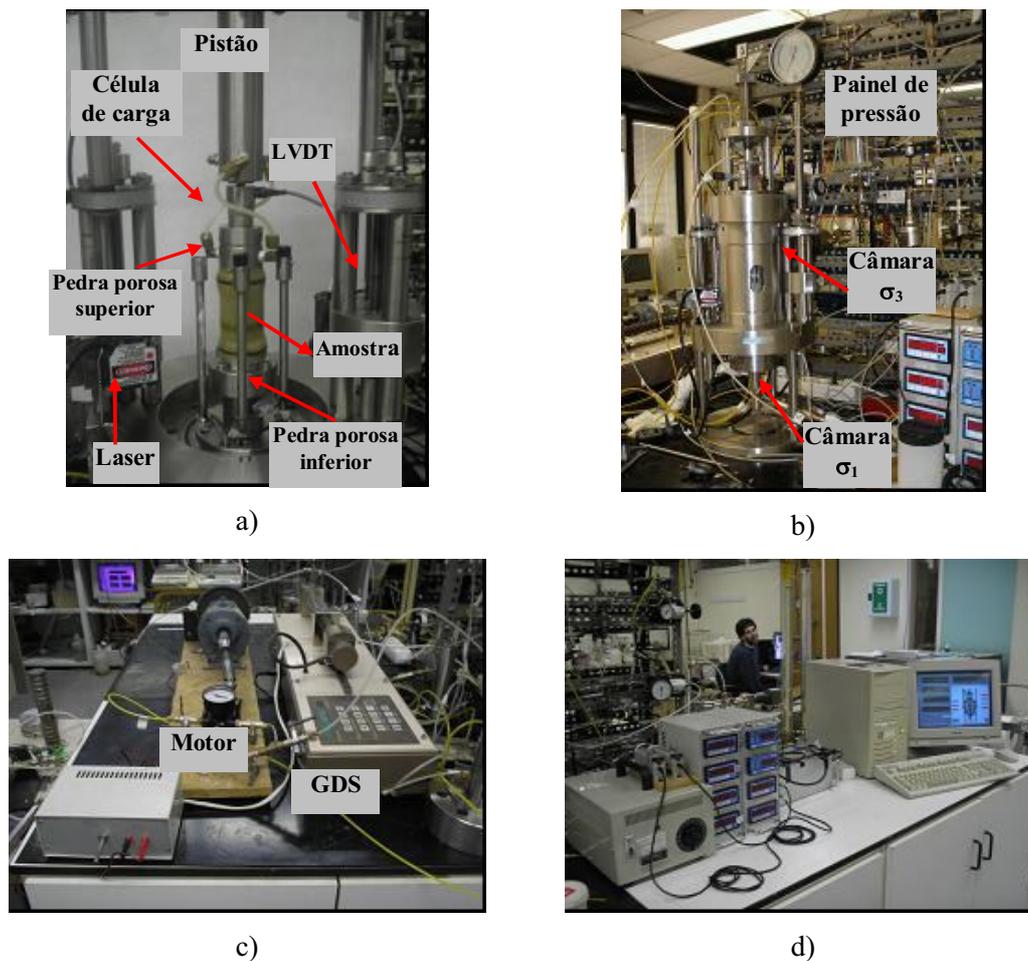


Figura 4.16. Triaxial com sucção controlada: a) vista interna; b) vista externa; c) acessórios; d) aquisição de dados.

A pressão de água é aplicada por meio de um controlador de pressão (GDS), que também fornece a medida do volume de água que entra ou sai da amostra. No entanto, como este controlador não está ligado à aquisição de dados automatizada do equipamento, os dados são registrados manualmente.

As deformações axiais internas são fornecidas por mini LVDTs aderidos à membrana e colocados na parte central da amostra em duas posições diametralmente opostas. Para a obtenção dos deslocamentos radiais, sensores a laser eletro-ópticos são colocados no exterior da câmara triaxial. Os sensores a laser podem deslocar-se verticalmente ao longo de toda altura da amostra, sendo esses deslocamentos medidos por dois LVDTs, o que permite avaliar a variação de volume global da amostra. Uma câmara de acrílico é externamente coberta por

um cilindro de aço com quatro aberturas: duas para observar os mini LVDTs internos e duas para passar o feixe de luz do sensor óptico até a amostra.

A leitura e o armazenamento dos dados de força, deslocamento axial interno, deslocamento vertical externo e deslocamento radial são realizados de forma automatizada com o sistema de aquisição de dados mostrado na Figura 4.16d.

Antes da execução do ensaio é necessário realizar a calibração da célula de carga, dos minis LVDTs, dos LVDTs externos e dos sensores a laser, uma vez que esses dispositivos fornecem a leitura em voltagem. Como a pressão na câmara influencia as leituras dos sensores a laser, esses dispositivos apresentam uma calibração a mais, a fim de corrigir os valores de deslocamento radial obtidos nos ensaios. Essa calibração consiste em colocar o sensor em um ponto fixo e variar a pressão de confinamento, determinando as variações de leitura ocorridas.

A montagem do ensaio consiste em posicionar o corpo-de-prova sobre a pedra porosa e colocar as membranas e anéis de vedação na amostra, sendo a última membrana pintada de branco para facilitar a leitura do laser. Os suportes e as bases dos LVDTs internos são colados à membrana. A célula de carga, rosqueada entre a pedra porosa e o pistão superior, é colocada sobre a amostra. A câmara de confinamento é colocada e os sensores a laser são posicionados.

Um fluxo de água é realizado para encher as linhas de drenagem que se comunicam com os discos cerâmicos e expulsar o ar. Os sensores a laser percorrem toda a altura da amostra com o objetivo de detectar inclinações e estabelecer a configuração inicial de referência.

Para estabelecer as condições iniciais de ensaio, as pressões de ar (u_a) e de confinamento (σ_3) são incrementadas simultaneamente, mantendo-se a diferença constante, até alcançar a pressão de ar do ensaio. O incremento de σ_1 é seguido até atingir a pressão axial ($\sigma_1 - u_a$) requerida para o ensaio.

Os sensores novamente determinam as deformações no perfil da amostra após a imposição das condições iniciais de ensaio. Posteriormente, a sucção matricial ($u_a - u_w$) é aplicada mantendo-se a pressão de ar constante e incrementando a pressão de água (u_w).

As trajetórias de tensões são aplicadas da mesma forma que nos ensaios oedométricos. Ou seja, para as trajetórias de umedecimento/secagem e de carga/descarga u_a é mantido constante e u_w e σ_3 variam, respectivamente, até o valor de sucção e carga desejadas. O valor de sucção é mantido até a estabilização da variação do volume de água e da variação volumétrica do solo e a carga é mantida até a estabilização da variação volumétrica do solo. Após cada estabilização de tensão e/ou sucção, os sensores a laser devem percorrer o perfil da amostra a fim de detectar a variação volumétrica do corpo-de-prova.

Na trajetória de ruptura, o motor é ligado a uma velocidade pré-determinada, segundo o tempo necessário para a ruptura. Neste trabalho a ruptura foi à pressão controlada, com incrementos de 0,4 kPa/min. No final do ensaio, a amostra é pesada e seu teor de umidade determinado.

4.2.4 COMPORTAMENTO DO SOLO SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Para compreender o comportamento do solo a pequenas deformações e verificar a influência da sucção nesse nível de deformação, foram executados ensaios de coluna ressonante em amostras de solos com distintos teores de umidade.

Os ensaios realizados, a metodologia de ensaio empregada e a descrição do equipamento de coluna ressonante são apresentados a seguir.

4.2.4.1 COLUNA RESSONANTE

Os ensaios de coluna ressonante são realizados para obter valores de rigidez do solo no intervalo de pequenas deformações, os quais não são medidos em ensaios triaxiais, mesmo nos especiais. No entanto, este equipamento não atinge o nível de deformações fornecido pelos ensaios de campo, conforme mostra a Figura 4.17.

O equipamento é constituído de uma câmara de pressão, um sistema excitador composto de bobinas e imãs, acelerômetro, osciloscópios, gerador de ondas, amplificador de carga e drenagem (Figura 4.18).

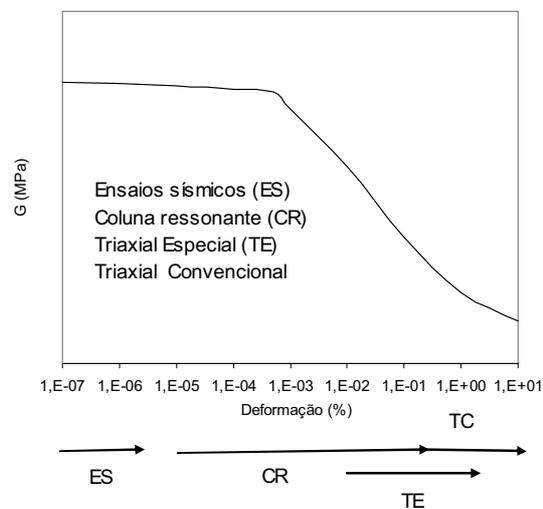


Figura 4.17. Curva modelo de módulo de rigidez-deformação (Atkinson & Salfords, 1991).

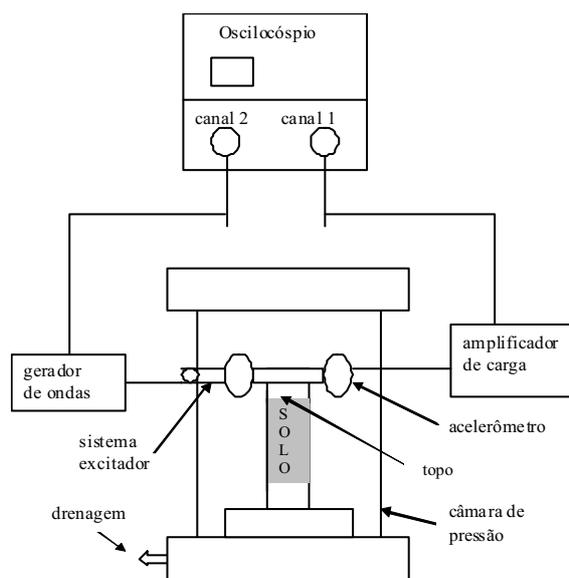


Figura 4.18. Coluna ressonante e acessórios.

O funcionamento da coluna ressonante se baseia na transmissão de ondas de cisalhamento através do solo. O sinal de onda é enviado ao sistema excitador pelo gerador de ondas, que cria um campo magnético, provocando torção na amostra. A resposta do solo a essa vibração (deformação angular) é recebida pelo acelerômetro. A leitura e registro dos sinais enviados pelo gerador de ondas e pelo acelerômetro são feitos pelo osciloscópio.

A frequência de vibração da onda a ser enviada é modificada até atingir a frequência de ressonância (Suriol, 1993). Para modificar os valores de deformação angular do solo, as amplitudes das ondas a serem emitidas são modificadas em etapas até atingir o valor final desejado. Paralelamente, as frequências de ressonância correspondentes a essas amplitudes são registradas.

A velocidade da transmissão da onda de cisalhamento (V_s) em um meio contínuo, elástico e isotrópico é dada pela Equação 4.2.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.2)$$

onde ρ é a densidade do meio.

Considerando-se que o sistema de coluna ressonante é de oscilação forçada e com um grau de liberdade, a velocidade de transmissão da onda e a geometria da amostra determinam uma frequência de ressonância (f_r). Utilizando-se a equação de equilíbrio dinâmico para esse tipo de sistema (Das, 1983, citado por Suriol, 1993), o módulo de rigidez do solo pode ser determinado a partir da Equação 4.3.

$$G = k_1 f_r^2 \quad (4.3)$$

onde G é o módulo de rigidez do solo; k_1 é uma constante relacionada ao momento polar de inércia do corpo de prova, ao momento polar de inércia do conjunto móvel e à densidade do solo, que são constantes para um determinado ensaio.

O deslocamento angular máximo ($\gamma_{\text{máx}}$) da amostra, provocado pela oscilação cíclica no topo da amostra é obtida pela Equação 4.4.

$$\gamma_{\text{máx}} = \left(\frac{R \cdot \delta}{h} \right) \quad (4.4)$$

onde δ é o ângulo de deslocamento, R é o raio do corpo de prova e h é a altura do corpo de prova.

No entanto, este valor de deslocamento máximo não é constante ao longo de todo corpo-de-prova. Sendo assim, é necessário adotar o conceito de deslocamento angular médio (γ), o qual é obtido a partir da Equação 4.5.

$$\gamma = \frac{2R\delta}{3L} = \left(\frac{k_2 \cdot V_e \cdot 2R}{f \cdot r^2 \cdot 3L} \right) \quad (4.5)$$

onde γ é a deformação angular média do corpo de prova, k_2 é uma constante específica do equipamento relacionada à conversão aceleração-tensão e V_e é o valor fornecido pelo acelerômetro em volts.

Para este trabalho foram realizados ensaios de coluna ressonante em amostras não deformadas, a teores de umidade de 4, 5, 8, 16 e 24 %, sendo o primeiro valor a umidade natural do solo. Estes teores de umidade equivalem a graus de saturação de 14, 17, 30, 60 e 89%, respectivamente.

Nesta pesquisa a amostra era moldada em sua umidade natural e, posteriormente, era adicionada água até o valor de saturação desejado. Então a amostra era empacotada e levada à câmara úmida por um período de 15 dias a fim de homogeneizar o teor de umidade do solo.

No caso da amostra próxima à saturação, a mesma foi umedecida até um valor de saturação no qual fosse possível transportá-la à câmara sem deformá-la. Depois prosseguia-se com a tentativa de saturação da amostra no próprio equipamento. Entretanto, devido a limitações do equipamento, este processo não permitia que a amostra atingisse a condição saturada.

Para iniciar o ensaio, a amostra é colocada sobre uma pedra porosa fixa ao equipamento, coberta por duas membranas de látex, para impedir o contato do ar com a amostra. Na parte superior da amostra é colocado o topo, que apresenta uma pedra porosa em sua extremidade inferior e o sistema excitador na extremidade superior. A câmara de pressão é fechada e uma tensão de confinamento na amostra é aplicada.

Inicialmente a amostra é consolidada a uma tensão de confinamento de 100 kPa e, após a consolidação, o processo de envio de ondas eletromagnéticas descrito anteriormente é executado. Este processo é repetido até um valor limite de amplitude de onda, no qual a frequência de ressonância correspondente apresenta uma pequena redução de valor. Esse procedimento garante que o ensaio está sendo realizado dentro do seu limite elástico-linear.

Como o ensaio não é destrutivo, esse mesmo procedimento é executado na mesma amostra a tensões de confinamento de 200, 300, 400, 500 e 600 kPa. Por fim, a uma tensão de confinamento de 700 kPa, o ensaio prossegue até atingir o máximo nível de deformação permitido pelo equipamento. Após o ensaio a amostra é retirada do equipamento para determinação dos índices de vazios e teores de umidade.

5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL, HIDRÁULICO E MECÂNICO DOS SOLOS

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios de laboratório executados conforme definido no Capítulo 4. Estes resultados são em relação ao comportamento estrutural, hidráulico e mecânico do solo e são apresentados nesta ordem. Por fim, quanto ao comportamento mecânico do solo, são mostradas as simulações numéricas executadas utilizando o Modelo Básico de Barcelona (BBM).

5.1 ESTRUTURA DO SOLO

Conforme comentado no item 4.2.1, os ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio foram realizados em amostras em seu estado natural (Enat) e em amostras colapsadas. A primeira amostra colapsada foi umedecida até uma sucção de 50 kPa, carregada e posteriormente saturada a uma tensão de 800 kPa (Ecol₁). A segunda amostra colapsada foi carregada e saturada a uma tensão de 800 kPa (Ecol₂).

As trajetórias de ensaios oedométricos para a obtenção dessas amostras são apresentadas na Figura 5.1. Os valores de sucção inicial das amostras de solo foram obtidas por meio de psicrômetros.

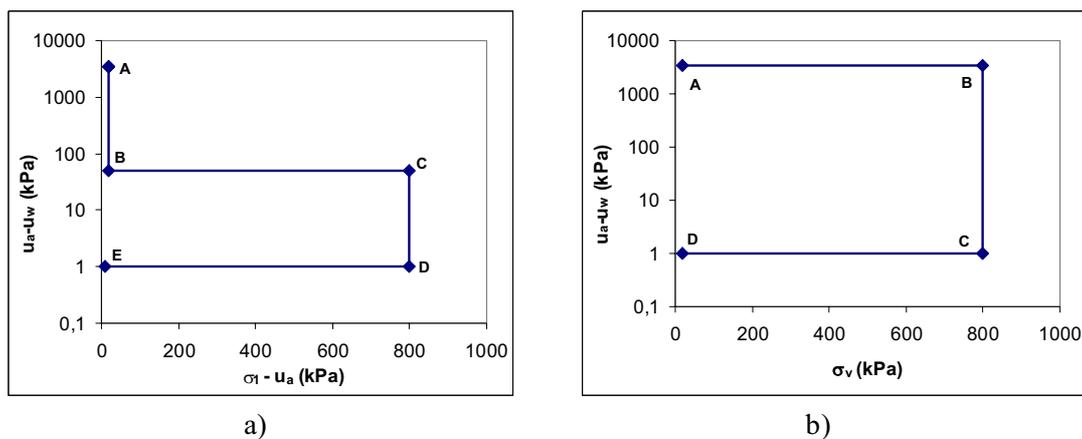


Figura 5.1. Trajetórias de tensões dos ensaios oedométricos para obtenção de amostras para realização de ensaios de MIP: a) Ecol₁; b) Ecol₂.

As relações entre os valores de tensão vertical e índices de vazios para esses ensaios são mostradas na Figura 5.2.

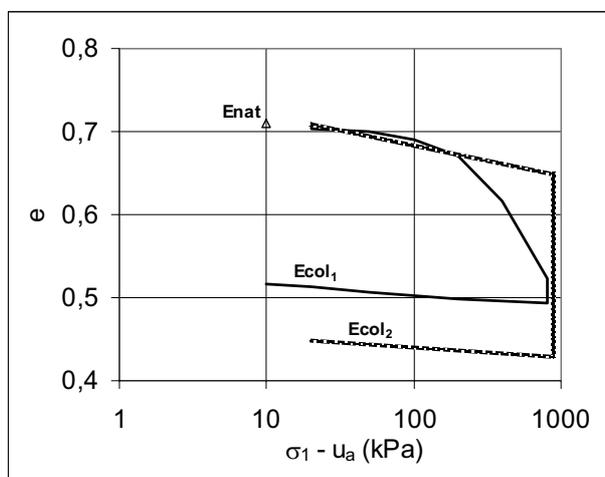


Figura 5.2. Consolidação das amostras para a realização dos ensaios de MIP.

Nos ensaios de MIP, os valores dos índices de vazios do solo são calculados a partir do volume de mercúrio que penetra na amostra e os diâmetros das partículas são definidos por meio da Equação 5.1.

$$D = -\frac{1}{P} 4\gamma_{hg} \cos\phi_{hg} \quad (5.1)$$

onde D é o diâmetro do poro, P é a pressão absoluta aplicada, γ_{hg} é a tensão superficial do mercúrio e ϕ_{hg} é o ângulo de contato entre o mercúrio e a amostra.

A Figura 5.3 apresenta a relação entre os índices de vazios e os diâmetros dos poros para a amostra no estado natural. A diferença entre o índice de vazios obtido pelo ensaio (0,68) e o real (0,71) é devido principalmente à umidade higroscópica do solo. A limitação do equipamento também contribuiu para essa diferença, uma vez que não fornece pressão suficientemente alta para penetrar nos poros com diâmetros menores que 8 nm. Outro fator que deve ser levado em consideração é a própria heterogeneidade da amostra, o que pode resultar em pequenas variações nos valores de índices de vazios dependendo da região que foi retirada a amostra.

Conforme discutido no item 4.2.1.1, a diferença entre as curvas de intrusão e extrusão fornece a distribuição de intra-agregados e interagregados do solo. Na Figura 5.3, os índices de vazios da curva de extrusão variam de 0,62 a 0,68. Dessa forma, para a amostra no estado natural, a microestrutura representa 8,8 % dos poros do solo. Por consequência, a macroestrutura representa 91,2% desses poros.

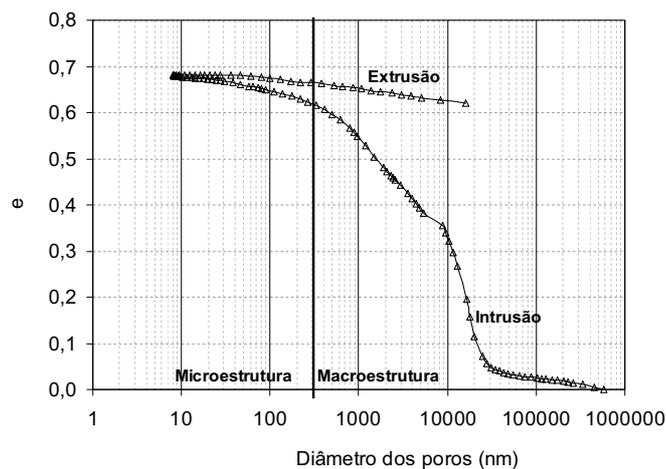


Figura 5.3. Curvas de intrusão e extrusão do solo da amostra no estado natural.

A Figura 5.3 também apresenta a delimitação entre as regiões de macro e microporosidade. Considerando que a curva de extrusão fornece a distribuição dos intra-agregados no solo, a faixa de variação dos índices de vazios dessa curva (0,62 a 0,68) é transportada à curva de intrusão, sendo esses valores correspondentes a diâmetros de poros entre 8 e 300 nm na curva de intrusão. Dessa forma, a delimitação entre as regiões de macro e microporosidade corresponde a um diâmetro em torno de 300 nm para essa amostra.

Utilizando esse critério, Barreira (2002) e Penumadu & Dean (2000) observaram que a delimitação dessas regiões ocorre a um diâmetro de 50 nm e Buenfil (2007) obteve um diâmetro de 150 nm. Segundo Romero (1999), as intrusões volumétricas são classificadas em macroporosidade (tamanho dos grãos superiores a 1 μm), mesoporosidade (entre 0,1 e 1 μm), microporosidade (entre 20 e 100 nm) e ultra-microporosidade (menores que 20 nm).

Vale ressaltar que, devido à limitação do equipamento, o volume de mercúrio liberado devido à redução da pressão de injeção do mercúrio é menor que o volume existente nos poros com porosidade livre. Dessa forma, os valores dos índices de vazios da microestrutura e o limite da

região micro e macroestrutural são, na prática, maiores do que os obtidos por este critério. No entanto, nesta pesquisa, serão utilizados os valores obtidos considerando estes conceitos, embora se tenha consciência da inexatidão do mesmo.

A Figura 5.4 apresenta os resultados de Microscopia Eletrônica de Varredura Ambiental (ESEM) para a amostra sem carregamento ($\epsilon = 0,71$), com aumento de 250 e 1000x. Nesta amostra verifica-se a existência de grandes poros entre os agregados (macroporos), assim como poros de tamanho relevante dentro dos agregados (microporos), o qual é coerente com os resultados da porosimetria por injeção de mercúrio.

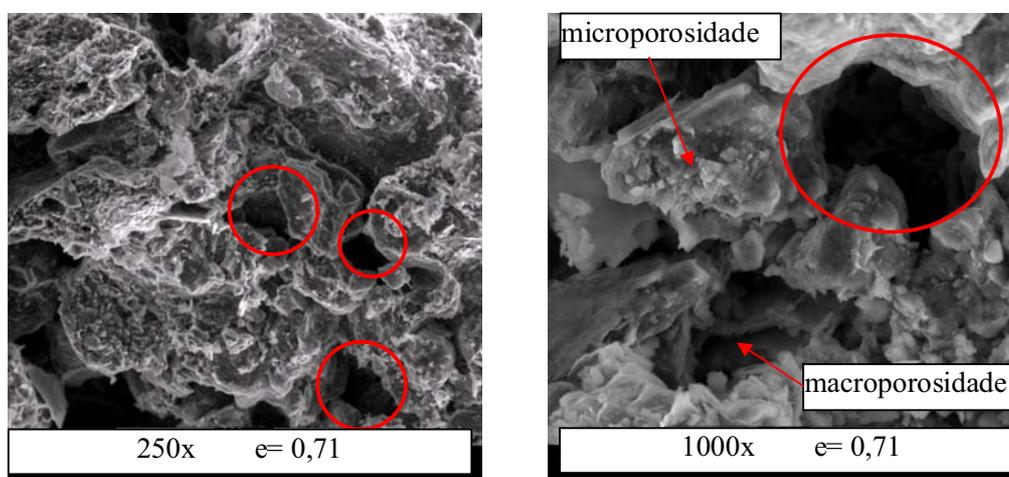


Figura 5.4. ESEM com aumento de 250 e 1000x para a amostra natural ($\epsilon = 0,71$).

Uma importante informação obtida por meio desse ensaio é o PSD (densidade de tamanho de poros), que por sua vez é a derivada da distribuição dos tamanhos dos poros (Figura 5.3). O PSD é obtido a partir da Equação 5.2, definindo o diâmetro dos poros dominantes na amostra.

$$PSD = \frac{-de}{d(\log D)} \quad (5.2)$$

A relação entre o PSD e o diâmetro dos poros para a amostra no estado natural é mostrada na Figura 5.5. Verifica-se que a amostra apresenta dois diâmetros de poros dominantes, um de 1,2 μm e outro de 16 μm , sendo ambos contidos na região macroestrutural. Dessa forma, embora este solo apresente micro e macroporos, ele não pode ser rigorosamente definido como bi-modal, o que será evidenciado nas curvas características mostradas posteriormente.

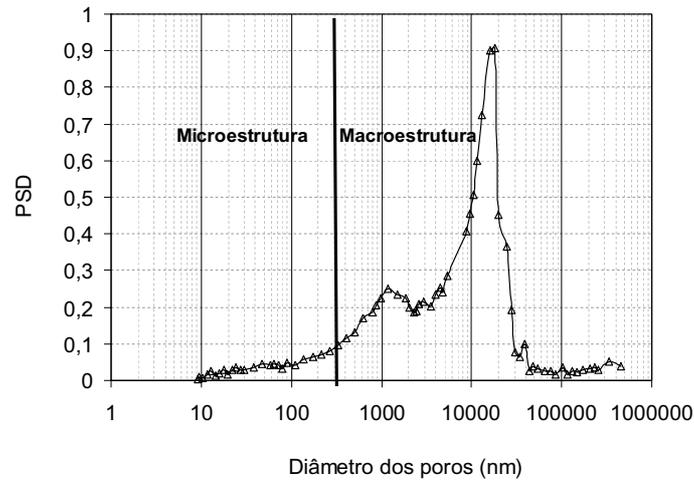


Figura 5.5. Relação entre o PSD e os diâmetros dos poros da amostra no estado natural.

Os ensaios de MIP em amostras colapsadas foram realizados para verificar a alteração estrutural ocorrida no solo devido à redução dos índices de vazios, por meio de trajetórias de umedecimento e carregamento. As amostras foram inundadas a partir de valores de sucção de 50 e 2250 kPa, correspondendo a índices de vazios de 0,53 e 0,45, respectivamente.

A Figura 5.6 mostra os valores dos índices de vazios em relação aos diâmetros dos poros do solo, tanto para a amostra no seu estado natural quanto para as amostras colapsadas devido à carga e umedecimento. Por outro lado, a Figura 5.7 mostra essa relação para valores dos índices de vazios normalizados pelo valor máximo do índice de vazio penetrado pelo mercúrio ($e_{m\acute{a}x}$).

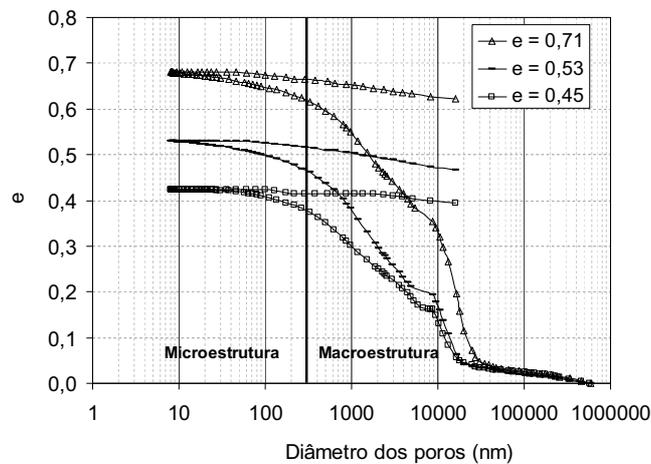


Figura 5.6. Curvas de intrusão e extrusão do solo para amostras natural e colapsada.

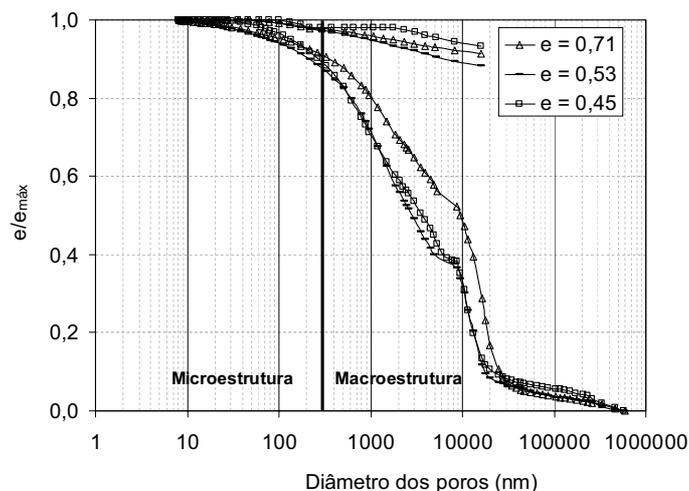


Figura 5.7. Curvas de intrusão e extrusão do solo para amostras natural e colapsada (índices de vazios normalizados).

Observa-se que praticamente não houve alterações na distribuição de poros da microestrutura do solo após a carga e o umedecimento, independente da trajetória seguida, do nível de colapso e do valor de índices de vazios final. A manutenção da distribuição de poros microestrutural com as trajetórias de carregamento também foi verificada por Simms & Yanful (2002), Romero *et al* (2005) e Buenfil (2007). Esses resultados confirmam a definição de microestrutura de Romero e Vaunat (2000), no qual a microestrutura é a parte do solo não afetada por trajetórias de carregamentos.

Vale ressaltar que, como a estrutura e a porosidade foram avaliadas sobre amostras colapsadas a um determinado nível de tensão, a microestrutura é pouca afetada, pois o colapso ocorre nos macroporos. Para verificar as alterações na microestrutura o ideal seria carregar a amostra já saturada, pois assim os agregados têm menor resistência e são afetados.

A diferença entre as curvas de intrusão e extrusão da amostra com índices de vazios de 0,53 indica que a microestrutura representa 11,3 % dos poros do solo, enquanto a macroestrutura, 88,7%. No caso da amostra com índices de vazios de 0,45, 6,9 % dos poros do solo são intraagregados e 93,1 % são interagregados. A redistribuição dos poros das amostras colapsadas em relação à amostra natural não apresenta uma modificação acentuada, conforme verificado na Figura 5.7.

A relação entre o PSD e o diâmetro dos poros é ilustrada na Figura 5.8 para amostras no estado natural e colapsadas. Verifica-se que houve poucas alterações na estrutura do solo após o colapso, ocorrendo apenas uma diminuição da densidade dos poros na macroestrutura, com pequena variação do valor dos diâmetros dos poros dominantes. Os valores dos poros dominantes são 16 μm para a amostra com índices de vazios de 0,71, 11 μm para a amostra com índices de vazios de 0,53 e 10 μm para a amostra com índices de vazios de 0,45. Conforme mencionado anteriormente, a microestrutura do solo se manteve constante nos três casos.

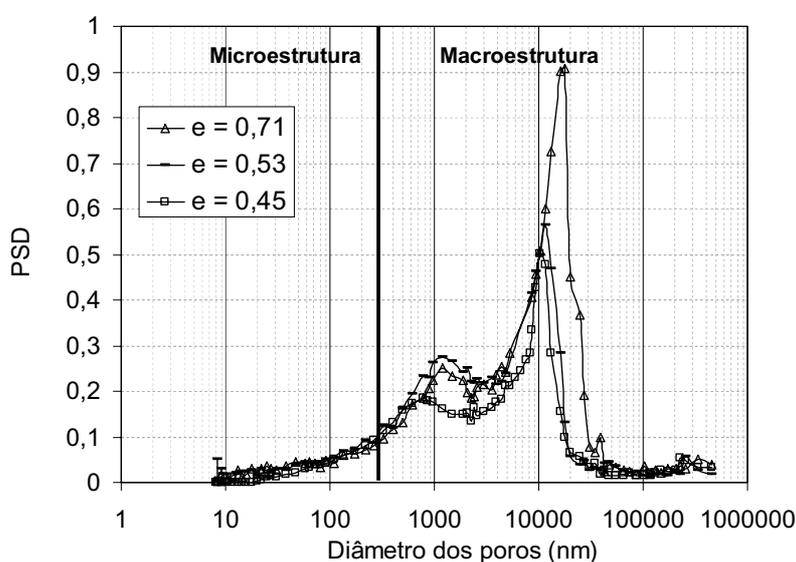


Figura 5.8. Relação entre o PSD e os diâmetros dos poros das amostras no estado natural e colapsadas.

Romero (1999) realizou ensaios de MIP para duas amostras de Boom clay, classificadas como uma argila inorgânica de média a alta plasticidade (CH) e que apresenta valor de peso específico dos sólidos de 27 kN/m^3 . Estas amostras são compactadas e apresentam índices de vazios de 0,62 e 0,97. O autor verificou uma diminuição da densidade dos poros do solo (PSD) com a redução dos índices de vazios, conforme a Figura 5.9a.

Buenfil (2007) verificou que a microestrutura foi mantida em amostras de argila compactadas, com índices de vazios de 0,55 e 0,82, ocorrendo uma redução do diâmetro do poro dominante

de 60 a 19 μm na macroestrutura (Figura 5.9b). Este solo é classificado como uma argila de baixa plasticidade (CL) e apresenta valor de peso específico dos sólidos de $27,1 \text{ kN/m}^3$.

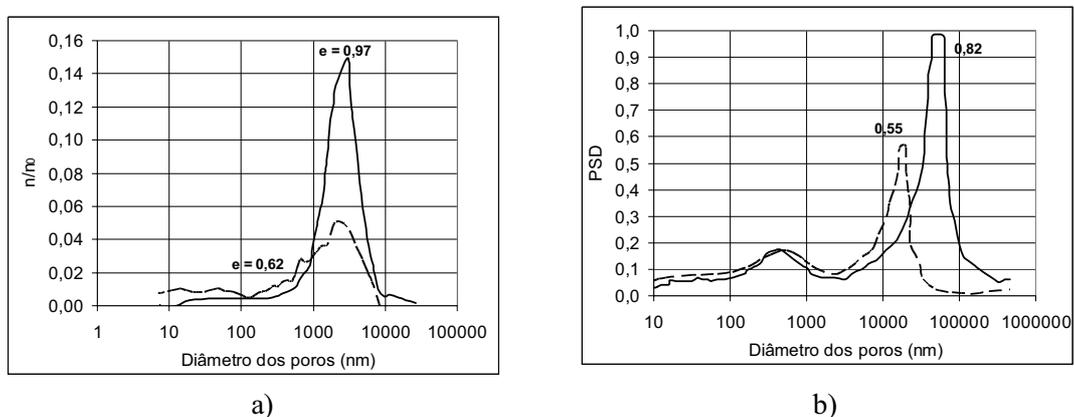


Figura 5.9. Distribuição de poros para amostras compactadas a distintas densidades: a) Romero (1999); b) Buenfil (2007).

Romero *et al.* (2005) realizaram ensaios de MIP em amostras de bentonita compactadas, com índices de vazios de 0,64 e 0,93, que apresentam valores de peso específico dos sólidos de 27 kN/m^3 . Os autores verificaram uma redução da densidade dos diâmetros dominantes na distribuição de poros da amostra, ao aumentar a energia de compactação. Essas distribuições de poros são apresentadas na Figura 5.10.

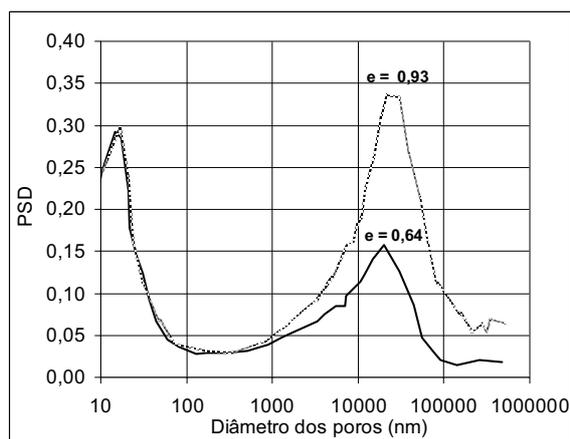


Figura 5.10. Distribuição de poros para amostras compactadas a distintas densidades (Romero *et al.*, 2005).

Os resultados do MIP para o solo utilizado nesta pesquisa, quando comparado aos resultados de solos estudados em outras pesquisas, mostram que o colapso da amostra para essa argila siltosa possui o mesmo efeito que a compactação dos demais solos. Dessa forma, o valor de índices de vazios final da amostra é mais determinante na sua distribuição de poros que a trajetória seguida para atingi-lo.

As Figura 5.11 e 5.12 apresentam os resultados de Microscopia Eletrônica de Varredura Ambiental (ESEM). Os ensaios foram realizados para as duas amostras submetidas a colapso a partir de distintos valores de sucção, com aumento de 250 e 1000x.

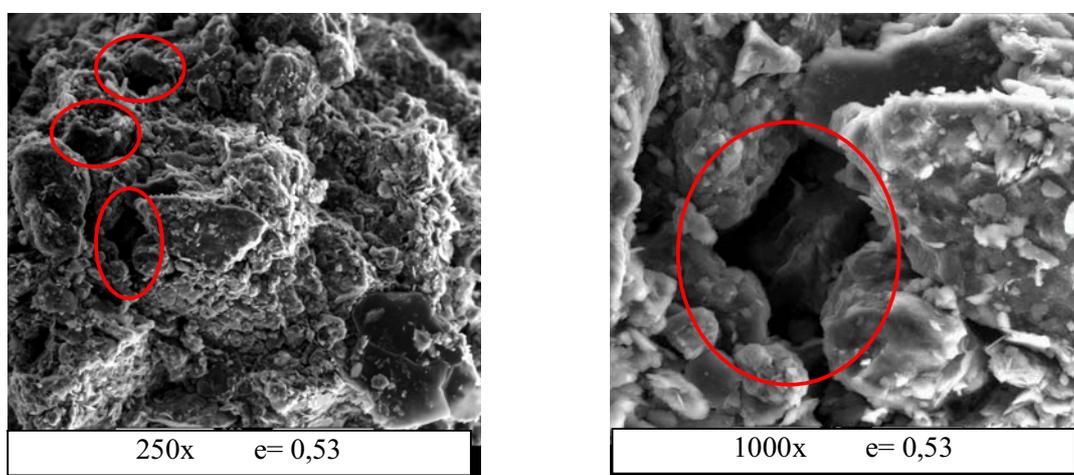


Figura 5.11. ESEM com aumento de 250 e 1000x para a amostra com $e = 0,53$.

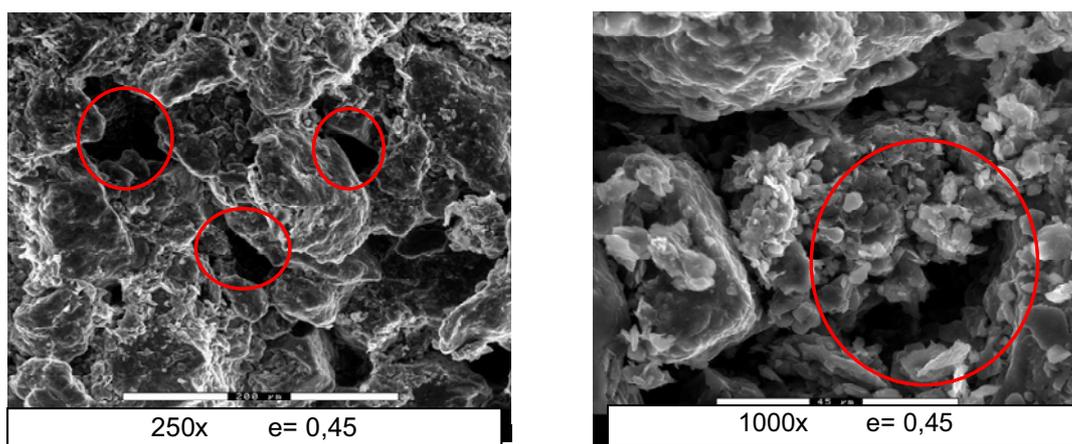


Figura 5.12. ESEM com aumento de 250 e 1000x para a amostra com $e = 0,45$.

Observa-se que essas amostras, embora submetidas a processos de carga e umedecimento, continuaram apresentando poros com dimensões elevadas, embora em quantidades menores que a amostra que não sofreu carregamentos. Esse comportamento condiz com os resultados do MIP apresentados na Figura 5.8.

Vale ressaltar que as reduções nos valores dos índices de vazios da amostra ocorrem exclusivamente devido ao rearranjo macroestrutural, sem alterações na porosidade intraagregados, até o nível de carregamento utilizado nesta pesquisa.

5.2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO

5.2.1 CURVAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO

As curvas características do solo estudado foram obtidas utilizando o SMI, o WP4, o edômetro com sucção controlada e o método do papel filtro, sendo os três primeiros realizados em trajetória de secagem e umedecimento e o último apenas em trajetória de umedecimento.

O SMI e o WP4 fornecem boas medidas para valores de sucção maiores que 1 MPa, o edômetro com sucção controlada para valores menores que 1 MPa e o método do papel filtro para todo o intervalo de sucção necessário a esse solo.

As trajetórias de umedecimento dos ensaios SMI, WP4 e papel filtro iniciaram a partir da umidade higroscópica do solo (1,00%), que corresponde a um grau de saturação de 3,73 %. A trajetória de umedecimento do ensaio oedométrico com controle de sucção iniciou a partir do valor de sucção de 500 kPa, que corresponde a uma umidade de 5,50 % e a um grau de saturação de 20,53 %. As trajetórias de secagem destes ensaios iniciaram a partir do último ponto obtido na trajetória de umedecimento.

Nas Figuras 5.13 e 5.14 constam os dados da curva característica do solo, obtidos em trajetória de umedecimento, por meio dos ensaios citados acima. A curva característica é representada em termos de teor de umidade e grau de saturação do solo. Embora os

equipamentos WP4 e SMI forneçam valores de sucção total e o edômetro com sucção controlada e o papel filtro forneçam valores de sucção matricial, verifica-se uma boa concordância entre os métodos, o que leva a desconsiderar os valores de sucção osmótica.

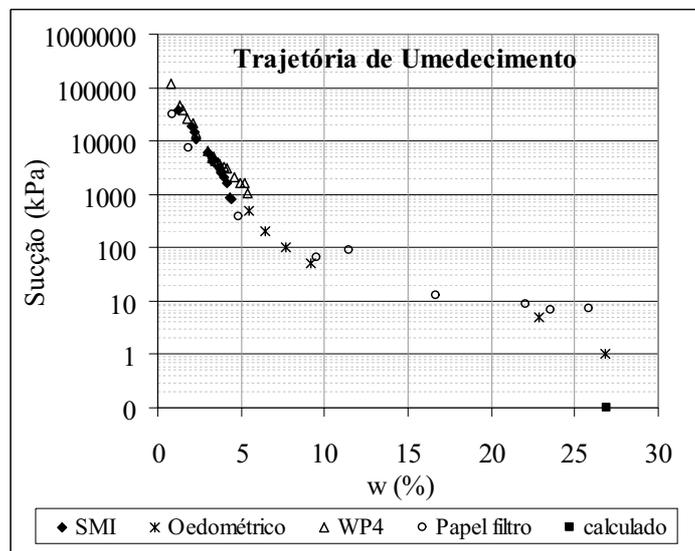


Figura 5.13. Curva característica, em trajetória de umedecimento, em relação ao teor de umidade (dados experimentais).

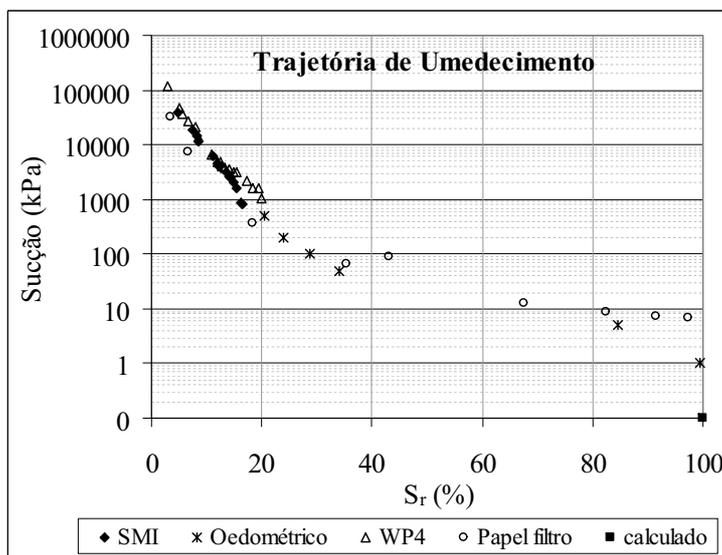


Figura 5.14. Curva característica, em trajetória de umedecimento, em relação ao grau de saturação (dados experimentais).

Os dados da curva característica em trajetória de secagem são apresentados nas Figura 5.15 e 5.16, sendo na primeira representados em relação ao teor de umidade e na segunda em relação ao grau de saturação.

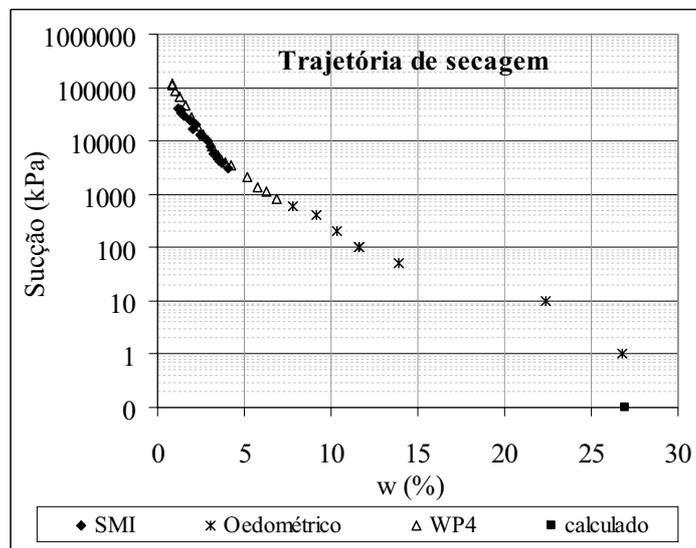
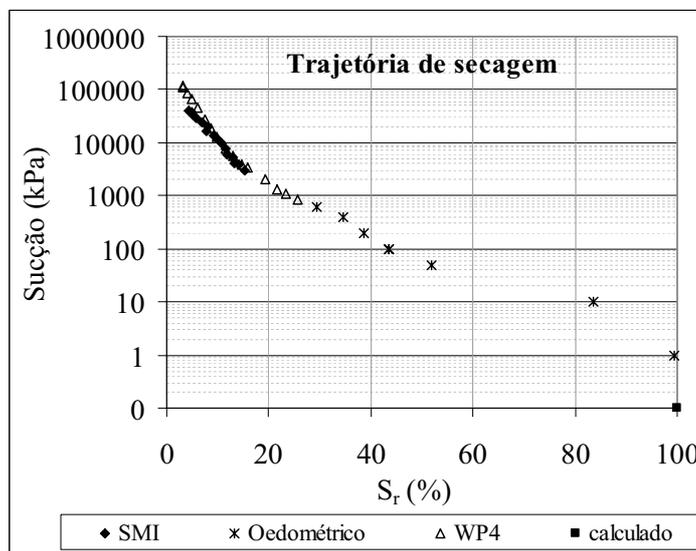


Figura 5.15. Curva característica, em trajetória de secagem, em relação ao teor de umidade (dados experimentais).



Observa-se uma boa similaridade entre os equipamentos SMI e WP4 nas trajetórias de secagem e umedecimento, embora os valores do WP4 sejam ligeiramente superiores aos valores do SMI para a maioria do intervalo de medidas.

Devido à reduzida diferença entre as medidas observadas nos dois equipamentos, optou-se por utilizar todos os valores na determinação da equação da curva característica do solo, compensando possíveis erros devido ao equipamento utilizado. Vale ressaltar que, nesse solo, o WP4 apresentou bons resultados mesmo para valores de sucção acima do intervalo de medidas indicado pelo fabricante.

Para a representação matemática dos dados experimentais da curva característica utilizou-se a equação proposta por Romero (1999). Esse autor modificou a expressão para a curva característica de Van Genuchten (1980), acrescentando um fator de correção dependente da sucção, o qual faz a curva tender a uma relação linear a altos valores de sucção. A nova equação proposta e o fator de correção são apresentados a seguir.

$$w = w_{sat} C_{u_a - u_w} \left\{ \frac{1}{1 + [\alpha(u_a - u_w)]^n} \right\}^m \quad (5.3)$$

$$C_{u_a - u_w} = \left\{ 1 - \frac{\ln \left[1 + \frac{(u_a - u_w)}{a} \right]}{\ln 2} \right\}^m \quad (5.4)$$

onde w_{sat} é a umidade do solo quando saturado; a é o valor de sucção para umidade higroscópica e n , m e α são os mesmos parâmetros de van Genuchten (1980), sendo o último relacionado ao valor de entrada de ar da curva.

Os dados da curva característica do solo obtidos em laboratório e a curva ajustada pela proposta de Romero (1999) em relação à umidade e ao grau de saturação do solo são apresentados nas Figura 5.17 e Figura 5.18, respectivamente. Os parâmetros da equação são mostrados na Tabela 5.1. A curva ajustada pela Equação 5.3 representa satisfatoriamente os resultados experimentais. Observa-se que a histerese hidráulica destas curvas é mais acentuada a valores de grau de saturação superior a 20%.

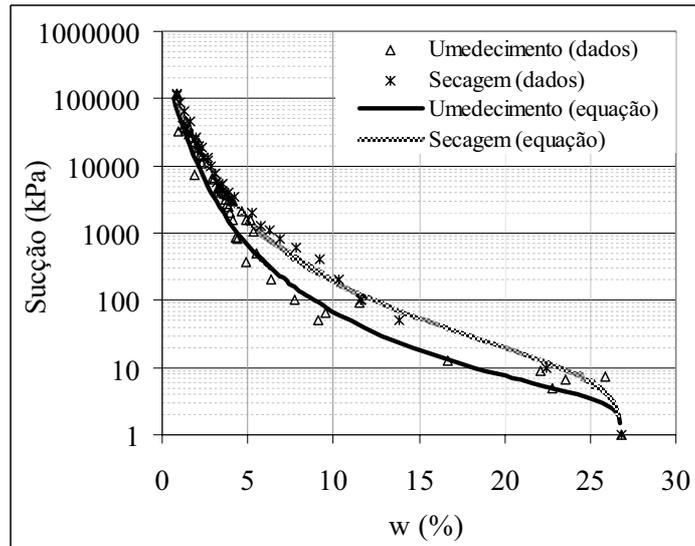


Figura 5.17. Curva característica do solo em relação ao teor de umidade (curva ajustada e dados experimentais).

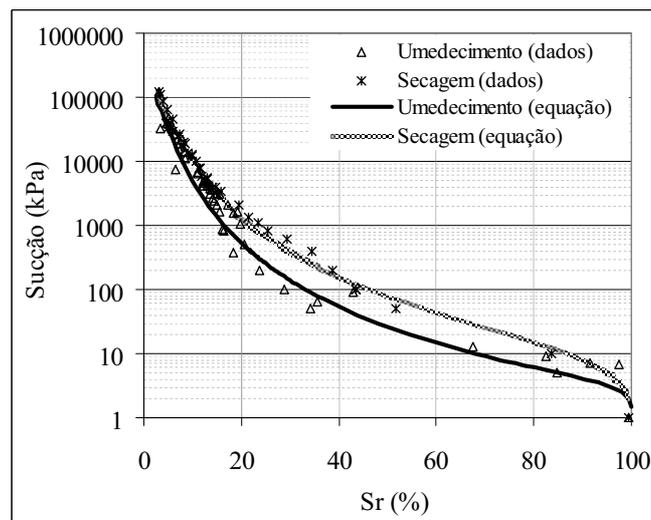


Figura 5.18. Curva característica do solo em relação ao grau de saturação (curva ajustada e dados experimentais).

Tabela 5.1. Parâmetros de ajuste das curvas características.

Trajectoria	w_{sat} (%)	a (MPa)	α (MPa ⁻¹)	n	m
Secagem	26,79	300	100	1,5	0,22
Umedecimento	26,79	300	500	3,0	0,10

Delage *et al.* (2008) determinaram as curvas características da Boom clay, em trajetórias de umedecimento e secagem, e observaram que a histerese hidráulica desse material era mais óbvia para valores de sucção inferiores a 10-20 MPa. No solo utilizado nessa pesquisa, a histerese hidráulica é mais acentuada para valores menores que 5 MPa.

5.2.1.1 POROSIMETRIA POR INJEÇÃO DE MERCÚRIO

Segundo Prapaharan *et al.* (1985), o porosímetro por injeção de mercúrio (MIP) pode ser utilizado para determinar a curva característica de um solo, em trajetória de secagem, uma vez que a pressão com que o mercúrio é injetado no solo pode ser relacionada a um incremento externo de pressão de ar em uma amostra saturada.

Conforme Romero (1999), a injeção de mercúrio na amostra com um ângulo de 140° (ϕ_{hg}) é equivalente à expulsão de água com um ângulo de 180° (ϕ_w) para poros de mesmo diâmetro. Dessa forma, a Equação 5.1 é extrapolada para sucção, obtendo-se a Equação 5.5.

$$D = -\frac{1}{u_a - u_w} 4\lambda_w \cos \phi_w \quad (5.5)$$

onde λ_w é a tensão superficial da água.

Substituindo-se os valores de γ_{hg} , ϕ_{hg} , λ_w e ϕ_w nas Equações 5.1 e 5.5, obtém-se uma relação entre a sucção e a pressão de injeção de mercúrio, conforme a Equação 5.6.

$$u_a - u_w = 0,196P \quad (5.6)$$

Relacionando-se os vazios do solo penetrados pelo mercúrio na porosimetria com os vazios preenchidos por ar em um processo de secagem, o valor de dessaturação do solo é fornecido pela Equação 5.7.

$$S_{mw} = \frac{e_{nw}}{e} \quad (5.7)$$

onde e_{nw} é o valor do índice de vazios penetrado pelo mercúrio e e é o índice de vazios da amostra.

Dessa forma, os valores de saturação e umidade do solo são obtidos pelas Equações 5.8 e 5.9

$$S_r = 1 - \frac{e_{nw}}{e} \quad (5.8)$$

$$w = w_{m\acute{a}x} S_r \quad (5.9)$$

onde $w_{m\acute{a}x}$ é a umidade de saturação da amostra.

Substituindo a Equação 5.7 na Equação 5.8 e esta na Equação 5.9, obtêm-se a Equação 5.10.

$$w = w_{m\acute{a}x} (1 - S_{nw}) \quad (5.10)$$

No entanto, o mercúrio não penetra em todos os poros do solo. Para considerar essa diferença, corrigi-se a Equação 5.10 conforme a Equação 5.11.

$$w = (w_{m\acute{a}x} - w_r)(1 - S_{nw}) + w_r \quad (5.11)$$

onde w_r é a umidade de correção devido aos vazios não penetrados pelo mercúrio.

Comparando a Equação 5.11 com a Equação 5.9, tem-se a nova formulação para determinação do grau de saturação do solo, conforme a Equação 5.12.

$$S_r = (1 - S_{nw}) + \frac{w_r}{w_{m\acute{a}x}} S_{nw} \quad (5.12)$$

Prapaharan *et al.* (1985) apresentam as curvas características de um solo argiloso obtidas pelo MIP e por uma técnica não identificada pelos autores (Figura 5.19).

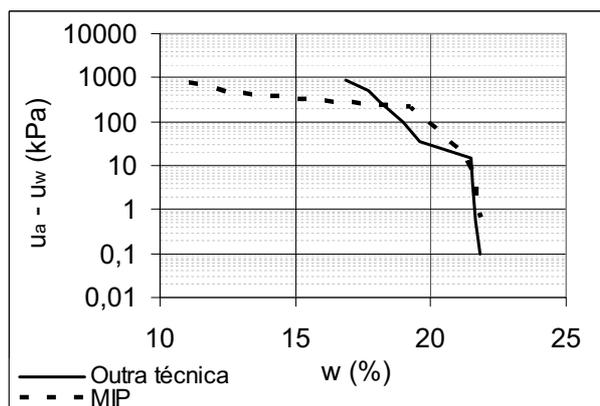


Figura 5.19. Curvas características obtidas pelo MIP e por outra técnica não identificada pelos autores (Prapaharan *et al.*, 1985).

Observa-se que para valores de sucção muito baixos, em torno de 10 kPa, as duas curvas são coincidentes. Entre 10 e 200 kPa, os valores de sucção fornecidos pelo MIP são maiores que os fornecidos pela técnica tradicional. A partir de 200 kPa as curvas obtidas pelas diferentes técnicas se distanciam, sendo os valores do MIP inferiores aos valores da outra técnica utilizada.

Romero (1999) realizou ensaios com o SMI e a técnica de equilíbrio a vapor para a determinação das curvas características de amostras de solo com diferentes densidades. Essas curvas foram comparadas às obtidas utilizando os resultados dos ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio, para valores de índices de vazios de 0,62 (Figura 5.20a) e 0,97 (Figura 5.20b). Observa-se que a curva obtida por meio do SMI e da técnica de equilíbrio a vapor e a curva obtida por meio do MIP, embora não possuam os mesmos valores, apresentam uma boa concordância quanto a forma.

A Figura 5.21 apresenta as curvas características de duas amostras compactadas, com índices de vazios de 0,55 e 0,82, obtidas por Buenfil (2007). Essas curvas foram obtidas utilizando o psicrômetro, o edômetro com sucção controlada e o MIP, que por sua vez representou satisfatoriamente os resultados dessas outras técnicas, apresentando-se como uma boa alternativa na determinação de curvas características.

A Figura 5.22 apresenta as curvas características obtidas pelo MIP (Equações 5.6, 5.11 e 5.12) e as curvas determinadas pela equação de Romero (1999), ou seja, Equações 5.3 e 5.4,

em trajetórias de secagem e de umedecimento. As curvas apresentam uma razoável concordância em relação à forma, conforme o verificado por Prapaharan *et al.* (1985), Romero (1999) e Buenfil (2007).

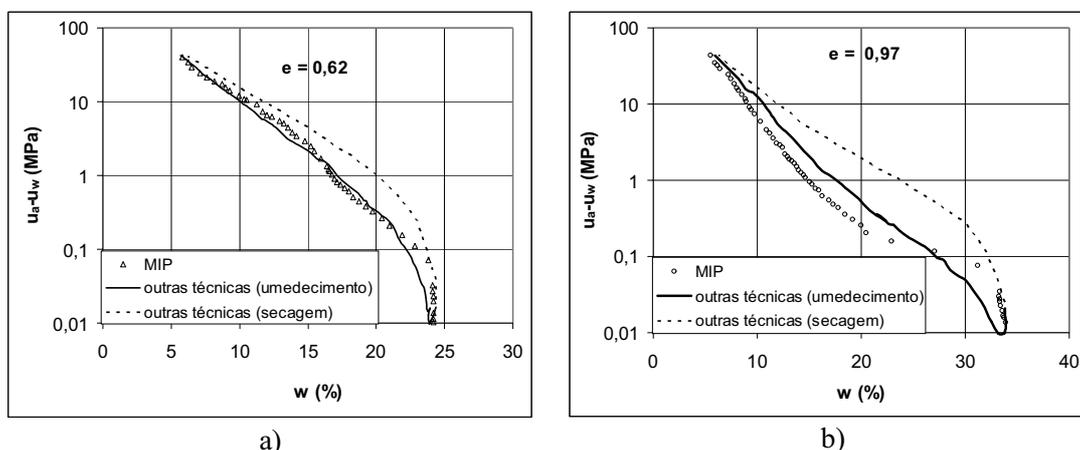


Figura 5.20. Curvas características obtidas pelo MIP e outras técnicas: a) $e = 0,62$; b) $e = 0,97$ (modificada de Romero, 1999).

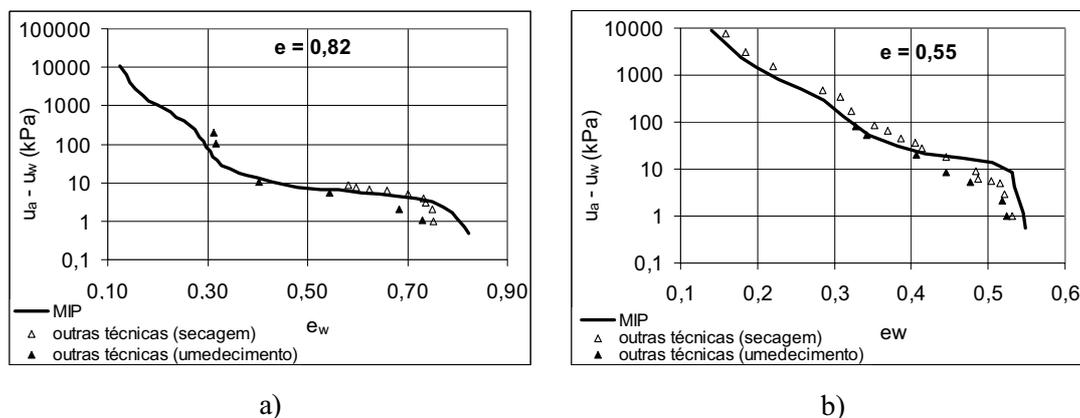


Figura 5.21. Curvas características obtidas pelo MIP e outras técnicas: a) $e = 0,82$; b) $e = 0,55$ (modificada de Buenfil, 2007).

Em termos de valores de sucção, observa-se que a curva obtida por meio do MIP apresenta uma melhor concordância com a trajetória de umedecimento, a altos valores de sucção, e com a trajetória de secagem, a baixos valores de sucção. Romero (1999) obteve resultados similares (Figura 5.20). Ressalta-se que, na obtenção dessas curvas características, são utilizadas distintas técnicas de ensaios e distintos fluidos de dessaturação da amostra (ar e mercúrio), o que pode justificar essas diferenças.

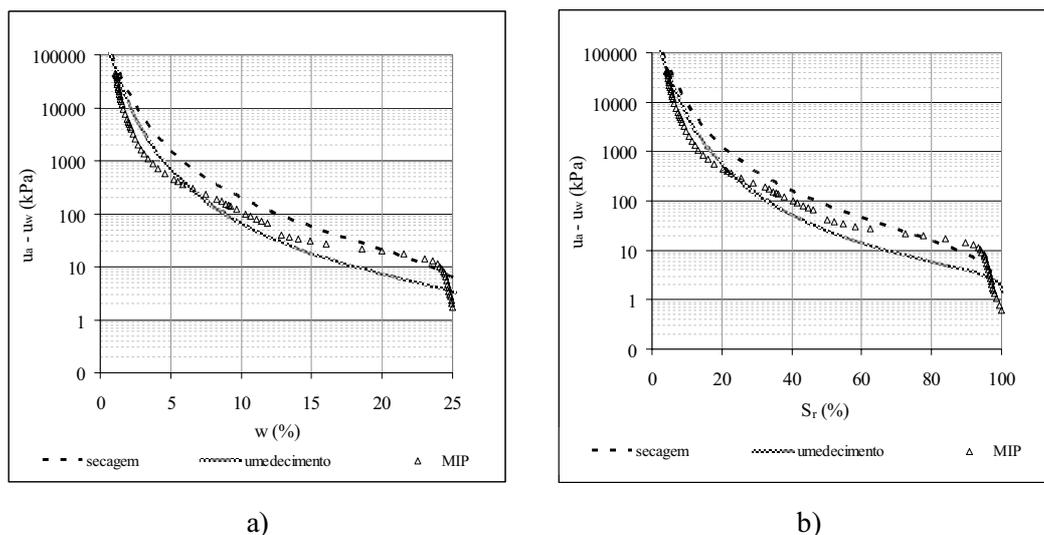


Figura 5.22. Curvas características do solo (equação e MIP):a) em relação à umidade; b) em relação ao grau de saturação.

A utilização da metodologia proposta por Romero (1999) e por Prapaharan *et al.* (1985) para a determinação de curvas características apresenta grandes vantagens em relação aos métodos tradicionais, tais como:

- Tempo de realização de ensaio inferior a 24 horas. Nos métodos de translação de eixo, de equilíbrio a vapor e do papel filtro, é necessário esperar o equilíbrio de sucção, que pode demorar semanas dependendo do tipo de solo. No caso dos psicrômetros SMI e WP4, apesar do curto tempo de medida de sucção, são necessárias 24 horas para homogeneização da umidade do corpo de prova;
- Obtenção da curva característica praticamente de maneira contínua, ao contrário dos outros métodos que fornecem valores de forma pontual;
- Grande intervalo de medidas de sucção, sendo esses valores definido pela máxima e mínima pressão fornecida pelo equipamento;
- Não ocorre nenhuma alteração considerável nos valores de índice de vazios do solo.

Devido às vantagens mencionadas anteriormente, o método aplicado por Prapaharan *et al.* (1985) e Romero (1999) apresenta-se como boa alternativa prática para a obtenção de curvas características do solo, sendo necessários mais ensaios de laboratório para garantir sua eficiência. Vale ressaltar que esse método não permite a visualização da histerese das curvas características, sendo essa a grande desvantagem em relação aos métodos tradicionais de medidas de sucção do solo.

Utilizando-se o mesmo princípio de obtenção da curva característica a partir do MIP, se propõe, em caminho inverso, a definição da distribuição de poros do solo por meio da curva característica. Dessa forma, reordenando a Equação 5.6, o valor da pressão de intrusão do solo pode ser definido por meio da Equação 5.13. Os diâmetros dos poros são obtidos pela Equação 5.1, proposta por Washburn, 1921.

$$P = \frac{u_a - u_w}{0,196} \quad (5.13)$$

Os valores dos índices de vazios preenchidos por mercúrio (e_{nw}) podem ser obtidos a partir dos valores de saturação da curva característica, por meio do rearranjo da Equação 5.8, conforme a Equação 5.14.

$$e_{nw} = e(1 - S_r) \quad (5.14)$$

Esse procedimento foi executado na amostra desse solo, a partir das Equações 5.3 e 5.4, que determinam a curva característica em trajetória de umedecimento, mostrada na Figura 5.18. Os resultados são apresentados na Figura 5.23, assim como a distribuição obtida utilizando o MIP.

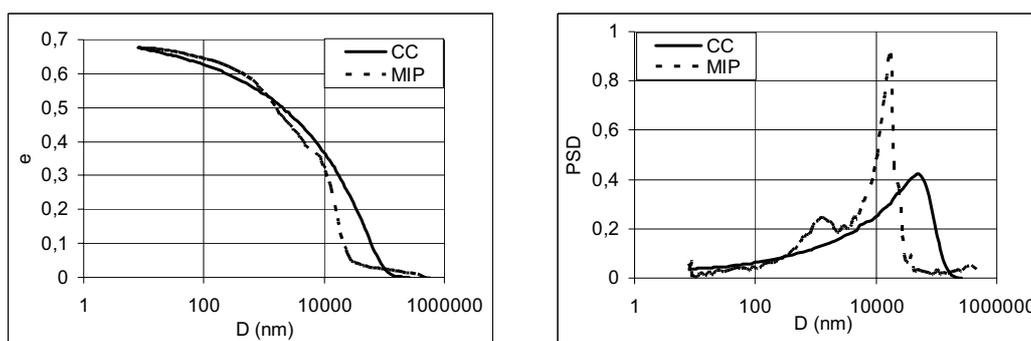


Figura 5.23. Distribuição de poros a partir da curva característica do solo.

A representação da relação Dxe obtida pela curva característica é semelhante à obtida pelo MIP, modificando-se apenas para valores de diâmetro de poros maiores que 10 mm, o que corresponde a valores de sucção inferiores a 25 kPa.

Por outro lado, a relação D_xPSD obtida pela curva característica coincide com a obtida por meio do MIP apenas na região microestrutural, sendo que na macroestrutura o comportamento unimodal da amostra é evidenciado e ocorre um deslocamento do valor de pico do diâmetro dos poros. Isso acontece porque, na curva característica, o grau de saturação é definido considerando o índice de vazios global e não separa os índices de vazios da micro e da macroestrutura do solo.

Utilizando a curva característica apresentada na Figura 5.20a para a Boom Clay (Romero, 1999) obteve-se a distribuição dos poros desse solo. Os resultados são apresentados na Figura 5.24, bem como a distribuição obtida utilizando o MIP.

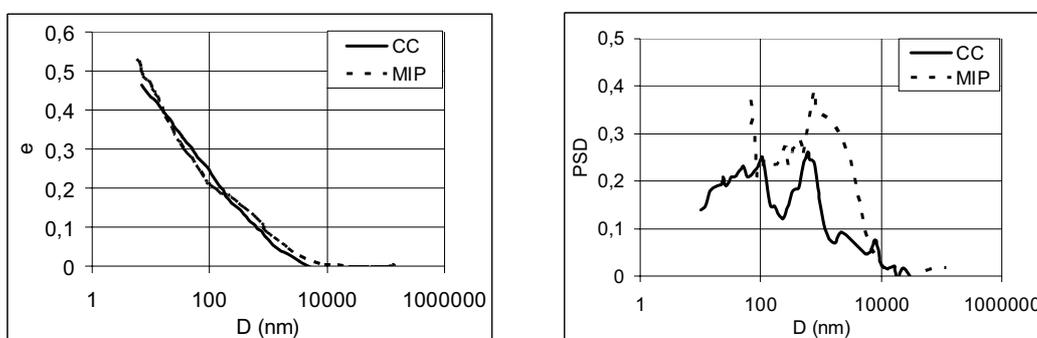


Figura 5.24. Distribuição de poros a partir da curva característica do solo para a Boom clay compactada.

Assim como para a argila siltosa utilizada nesta pesquisa, a representação da relação D_xe obtida pela curva característica é próxima da obtida pelo MIP. Por outro lado, a relação D_xPSD obtida pela curva característica apresenta os mesmos valores de pico do diâmetro dos poros da obtida pelo MIP, embora estes gráficos não sejam coincidentes.

Depois de validada essa teoria, a obtenção das distribuições de poros do solo do *Campus Experimental* da Universidade de Brasília foram obtidos por meio das curvas características apresentadas na Figura 5.25. Os resultados são apresentados na Figura 5.26, para as profundidades de 1 e 9 m, cujos índices de vazios iniciais são, respectivamente, 1, 6 e 0,95.

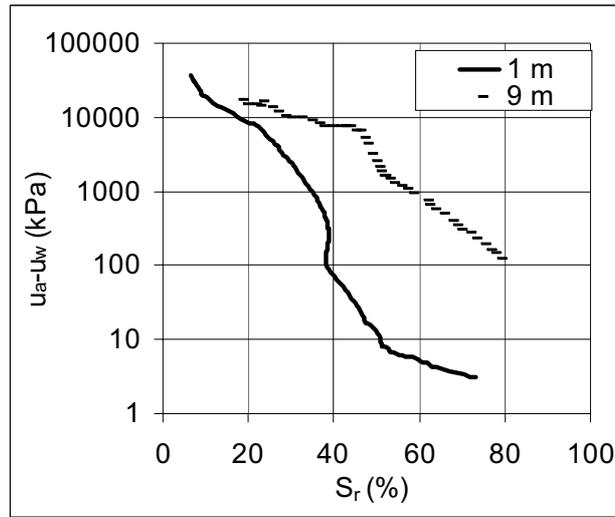


Figura 5.25. Curvas características do solo do *Campus* Experimental da Universidade de Brasília para as profundidades de 1 e 9 m (Guimarães, 2002).

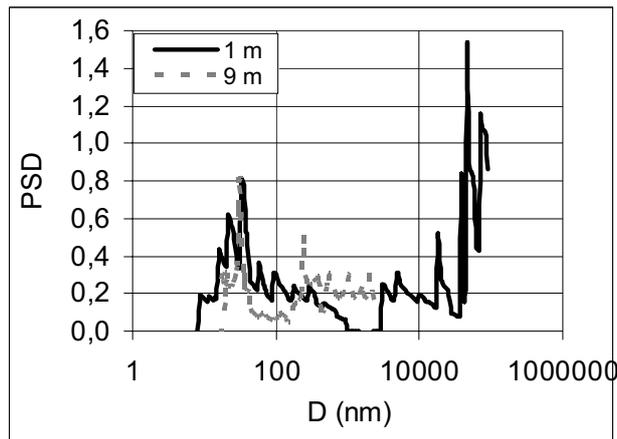


Figura 5.26. Distribuição de poros a partir da curva característica para o solo do *Campus* Experimental da Universidade de Brasília.

Embora não se tenha ensaios de porosimetria para esse solo, os resultados se mostram bastante coerentes com o esperado. Na profundidade de 1 m, os valores de pico dos diâmetros dos grãos são em torno de 50 nm e 50 μ m, enquanto que para a profundidade de 9 m esses valores são em torno de 50 e 300 nm. Portanto, os solos nas duas profundidades apresentam comportamento estrutural bi-modal, sendo que na profundidade de 9 m a distribuição de poros é mais homogênea. Esses resultados são confirmados pela microscopia eletrônica desses solos apresentados na Figura 5.27.

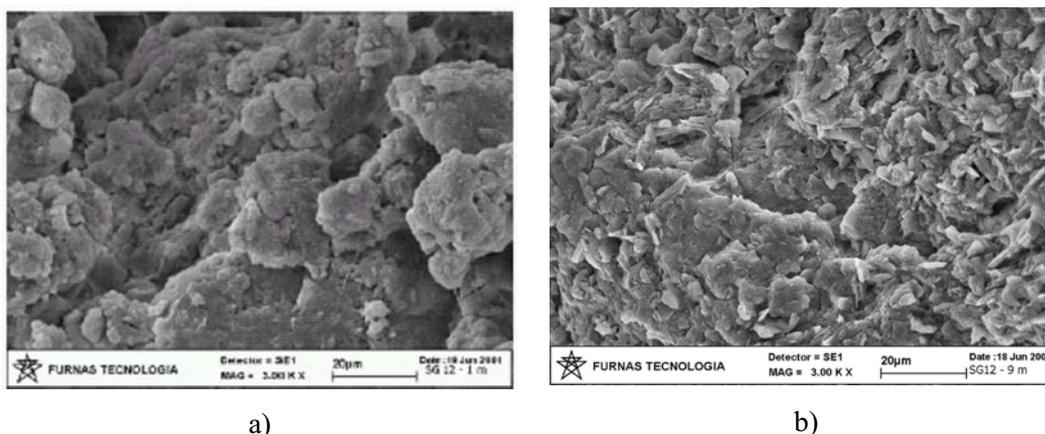


Figura 5.27. Microscopia eletrônica de varredura com ampliação de 3.000x: a) profundidade de 1,0 m; b) profundidade de 9,0 m (Guimarães, 2002).

Dessa forma, a utilização da curva característica para a determinação da distribuição de poros do solo se mostra como uma ferramenta eficaz. Além disso, as bases de dados de curvas características existentes nos centros de pesquisa brasileiros podem ser utilizadas para essa finalidade, mostrando-se de grande utilidade, uma vez que esses centros geralmente não executam ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio.

5.2.2 INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO MECÂNICO NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO

Conforme comentado no item 2.1.2, Romero (1999) propõe que os dados experimentais das curvas características dos solos sejam representados em um diagrama SWEP (sucção, teor de água, índice de vazios e tensão média). Essa representação permite uma interpretação dos dados em um contexto que acopla o comportamento mecânico e hidráulico do solo.

A importância da relação entre as variáveis do comportamento mecânico e hidráulico do solo também tem sido observada por Wheeler *et al.* (2003), Gallipoli *et al.* (2003), Pereira (1996), Vaunat *et al.* (2000), Cordão Neto (2005) dentre outros.

A Figura 5.28 apresenta a representação no diagrama SWEP do ensaio oedométrico com sucção controlada E_{CC} , cujas trajetórias de tensões foram apresentadas na Figura 4.9a. Observando os gráficos σ_v xe e e_w xe da Figura 5.28, observa-se que esse solo é pouco

expansivo, sendo que a expansão devido à trajetória de umedecimento (AB) ocorre dentro do limite elástico, uma vez que o índice de vazios inicial é recuperado na trajetória de secagem (BC).

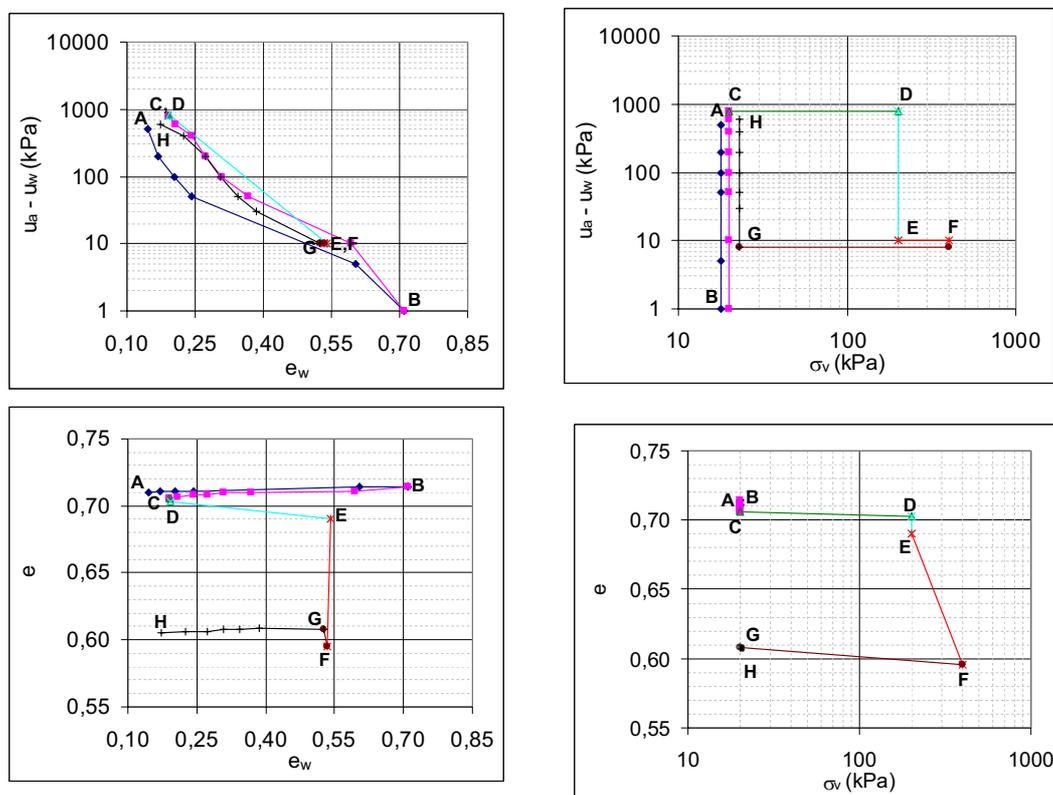


Figura 5.28. Representação do ensaio E_{CC} no diagrama SWEP.

Analisando o gráfico e_w vs e da Figura 5.28, verifica-se que a relação e_w/e se mantém constante na trajetória de umedecimento (AB) e nas duas trajetórias de secagem (BC e GH), o que, segundo Romero & Vaunat (2000), está associado à não ocorrência de processos hidráulicos irreversíveis. Vale recordar que e_w é o índice de água do solo, o qual é obtido pela Equação 5.15.

$$e_w = e \times S_r \quad (5.15)$$

Segundo Vaunat *et al.* (2000), duas curvas características limites são obtidas de uma trajetória de secagem de um estado totalmente saturado e de uma trajetória de umedecimento de um estado totalmente seco, as quais funcionam como uma superfície de escoamento. Dessa

forma, umedecimento e secagem do solo provocarão mudanças reversíveis do grau de saturação se ocorrerem dentro dessas duas curvas limites e provocarão deformações plásticas do grau de saturação se as alcançarem.

Analisando a segunda trajetória de secagem (GH) no gráfico $e_w \times (u_a - u_w)$, realizada após processos de cargas e umedecimento da amostra, observa-se que ela se encontra dentro das duas curvas limites de umedecimento e secagem (AB e BC). De acordo com Vaunat *et al.* (2000), como essa trajetória não alcança as curvas limites, não ocorre processos hidráulicos irreversíveis, conforme verificado no gráfico $e_w \times e$ da Figura 5.28.

Na trajetória de carregamento EF foram desenvolvidas deformações não recuperadas durante a descarga (FG) e praticamente não ocorreu alteração em e_w devido a essas trajetórias. Comportamento hidráulico similar foi observado no ensaio $E_{\text{escalonado}}$, cuja representação é mostrada na Figura 5.29. Nas trajetórias de carregamento FG e HI ocorrem deformações volumétricas plásticas, embora não ocorra alteração em e_w .

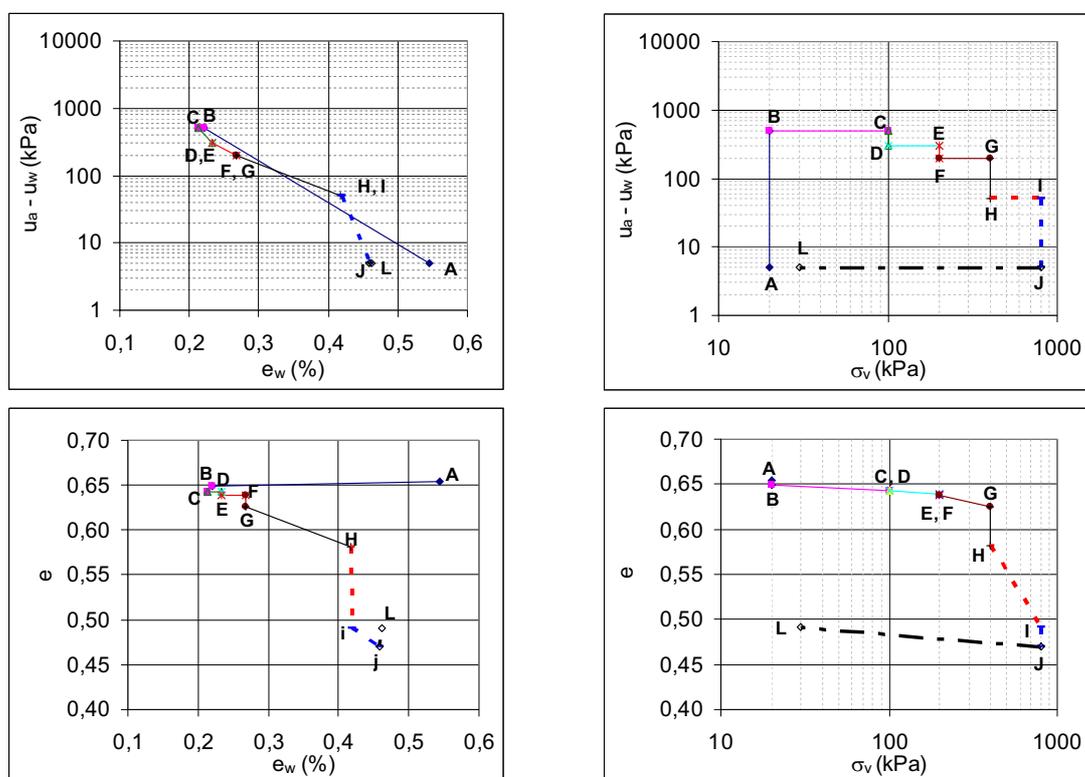


Figura 5.29. Representação do ensaio $E_{\text{escalonado}}$ no diagrama SWEP.

A trajetória de umedecimento GH alcança a curva limite de secagem AB, provocando a plastificação da curva característica do solo. Por outro lado, nesta trajetória ocorre deformações volumétricas plásticas, especificamente colapso, conforme o gráfico $e_w \times e$ da Figura 5.29.

Dessa forma, o solo estudado apresenta-se como um solo pouco expansivo, sendo que até os níveis de sucção atingidos, a expansão do solo foi apenas elástica. Por outro lado, o solo apresenta grandes deformações volumétricas plásticas em trajetórias de umedecimento, evidenciando o seu caráter colapsível.

A fim de obter a influência do índice de vazios na curva característica do solo foram realizados ensaios de WP4, MIP e oedométrico com sucção controlada em amostras submetidas a carregamento e inundação do solo. Os ensaios foram realizados em trajetória de secagem.

A trajetória de tensões do ensaio oedométrico realizado para esse fim foi mostrada na Figura 4.9a. As amostras nas quais foram realizadas os ensaios de MIP foram extraídas dos ensaios oedométricos E_{col1} e E_{col2} , cujas trajetórias foram apresentadas na Figura 5.1. Para o ensaio WP4, a amostra foi ensaiada no oedométrico convencional especialmente para essa finalidade (Figura 4.10). Os resultados são mostrados na Figura 5.30.

Observa-se que a relação entre a umidade e a sucção desse solo praticamente não variou devido à mudança de índices de vazios para baixos teores de umidade, apresentando modificações acentuadas apenas para valores próximos à umidade de saturação.

Da mesma forma, a relação entre a saturação e a sucção apresenta reduzidas alterações com os valores de índice de vazios, sendo praticamente inexistentes quando os índices de vazios variam entre 0,53 e 0,45, conforme as curvas características obtidas por meio dos ensaios de MIP.

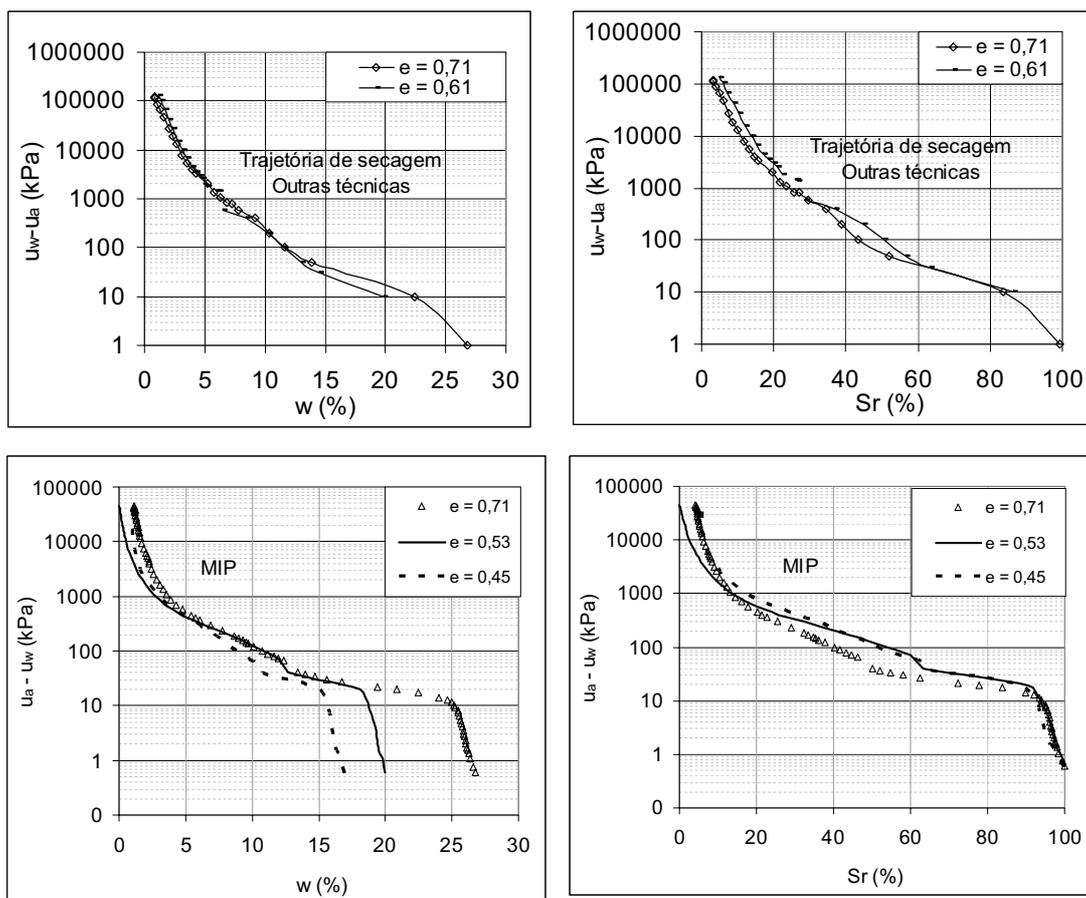


Figura 5.30. Curvas características do solo para distintos índices de vazios.

Camapum de Carvalho & Leroueil (2004) propõem um modelo de transformação da curva característica a fim de obter uma curva única e representativa de diferentes índices de vazios para a mesma distribuição de poros. Nesse caso, a representação da curva característica é dada pelo grau de saturação (S_r) na abscissa e $e.pF$ na ordenada, sendo pF o logaritmo da sucção em centímetro de coluna de água, na base 10.

A Figura 5.31 apresenta a relação entre S_r e pF e a relação entre S_r e $e.pF$ para os dados experimentais que constam na Figura 5.30 e os dados experimentais do ensaio oedométrico $E_{\text{escalonado}}$, cuja trajetória é apresentada na Figura 5.32.

Devido a pouca influência dos índices de vazios na curva característica deste solo, o gráfico S_r versus pF apresentou melhor correlação linear que o gráfico S_r versus $e.pF$. Dessa forma,

embora este modelo de transformação da curva característica tenha aplicabilidade em vários tipos de solo, o mesmo não se mostrou adequado para o solo utilizado nesta pesquisa.

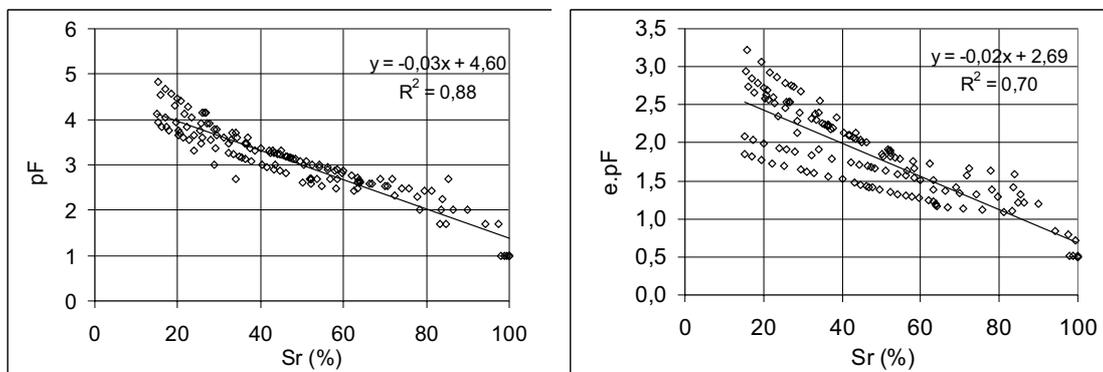


Figura 5.31. Curvas características: a) S_r versus pF ; b) S_r versus $e.pF$.

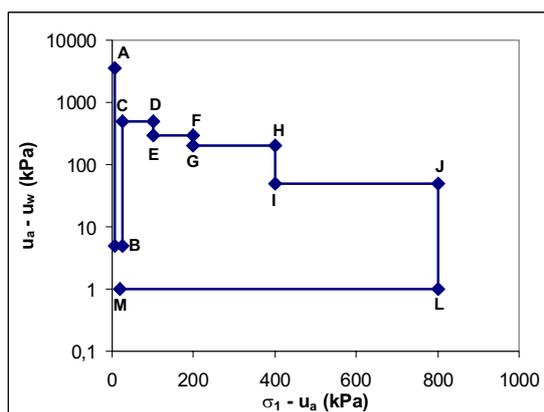


Figura 5.32. Trajetória de tensões do ensaio oedométrico com controle de sucção $E_{\text{escalonado}}$.

Para uma melhor visualização dos comentários acima, as relações entre índices de vazios, umidade e sucção foram plotadas em um gráfico tridimensional, assim como as relações entre índices de vazios, saturação e sucção, conforme as Figuras 5.33a e 5.33b, respectivamente.

As curvas características desse solo relacionadas ao grau de saturação mantêm a forma e a variação dos valores de saturação não são acentuadas, independente dos valores dos índices de vazios, ocorrendo uma translação dessa curva no eixo dos índices de vazios. Ao relacionar $u_a - u_w$, e, w , as curvas mantêm a forma e os valores de umidade sofrem modificações apenas para valores próximos às respectivas umidades de saturação. Neste caso, as deformações

praticamente não têm influência no comportamento hidráulico deste solo em relação à curva característica.

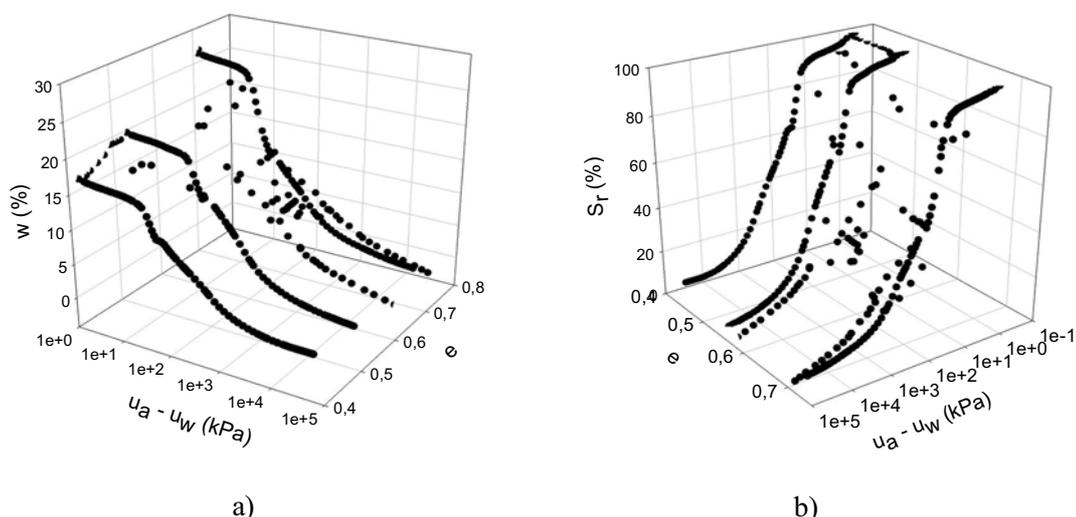


Figura 5.33. Curvas características do solo para distintos índices de vazios em um gráfico tridimensional: a) ($u_a - u_w$, e , w); b) ($u_a - u_w$, e , S_r).

Dessa forma, para este solo, não é necessário para a reprodução de seu comportamento a utilização de modelos constitutivos elastoplástico hidromecânicos, tais como Wheeler et al. (2003), Gallipoli *et al.* (2003), Vaunat *et al.* (2000), dentre outros. Os modelos constitutivos elastoplásticos tradicionais são suficientes para uma representação adequada. Nesse sentido os ensaios de MIP são bastante úteis, uma vez que permitem verificar a relevância da utilização desses modelos mais sofisticados antes da execução de ensaios laboratoriais mais complexos.

5.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO

Com os objetivos de compreender o comportamento mecânico dos solos não saturados foram realizados ensaios oedométricos e triaxiais em equipamentos para ensaios saturados e ensaios oedométricos com controle de sucção.

Os ensaios realizados e suas respectivas trajetórias de tensões foram apresentados no item 4.2.3. A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios oedométricos sem controle de

sucção, com diversos valores de tensões de inundação do solo; dos ensaios oedométricos com controle de sucção, com distintos valores de sucção e os ensaios triaxiais saturados, com ruptura a valores de tensão de confinamento diferentes.

Na Tabela 5.2 constam os estados de tensões iniciais, os índices de vazios e os graus de saturação iniciais das amostras em que foram realizados os ensaios oedométricos sem controle de sucção. Os valores de sucção inicial do solo foram obtidos por meio da curva característica, a partir dos valores do teor de umidade.

Tabela 5.2. Condições iniciais dos solos ensaiados sem controle de sucção.

Ensaio	Tensão de inundação (kPa)	w_{in} (%)	e_0	S_{rin} (%)	σ_v (kPa)	$(u_a - u_w)_{in}$ (kPa)
E(sat)	Saturado	3,30	0,72	12,14	10	2600
E(200)	200	4,02	0,71	14,95	10	1350
E(400)	400	3,11	0,72	11,45	10	3150
E(800)	800	3,38	0,70	12,85	10	2380
E(nat)	Sem inundação	3,30	0,69	12,72	10	2600

A Figura 5.34 apresenta os resultados dos ensaios realizados sem controle de sucção. Verifica-se que, até os limites de tensões usados nesta pesquisa, quanto maior a tensão de inundação do solo, maior o colapso por inundação. Na Figura 5.35 é apresentada a relação entre o potencial de colapso e a tensão de inundação do solo.

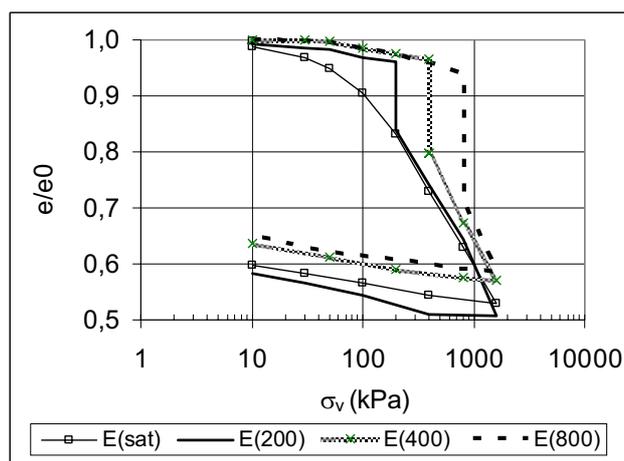


Figura 5.34. Relação entre tensões e índices de vazios normalizados em ensaios oedométricos sem controle de sucção.

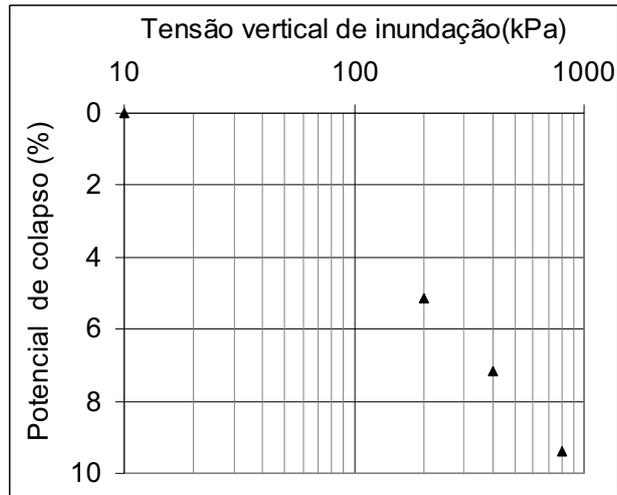


Figura 5.35. Relação entre a tensão vertical de inundação do solo e o potencial de colapso para ensaios oedométricos sem controle de sucção.

Na Figura 5.36 constam os resultados dos ensaios oedométricos realizados com controle de sucção e na amostra saturada no solo do canal Alguerri-Balaguer. Verifica-se que, como esperado, quanto maior a sucção menor a deformação do solo devido ao carregamento e quanto maior o valor de sucção do solo, maior o colapso produzido por saturação da amostra

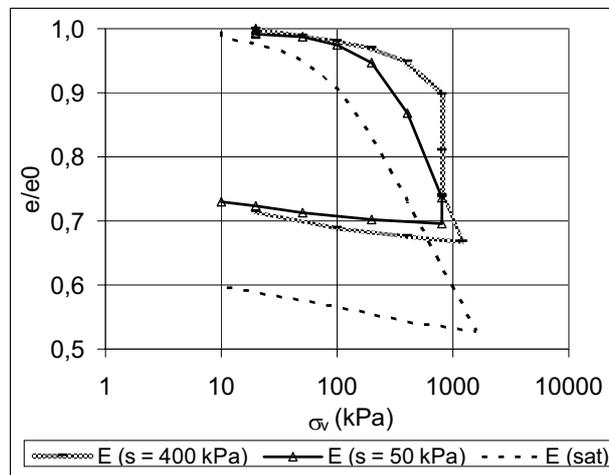


Figura 5.36. Relação entre tensões e índices de vazios normalizados em ensaios oedométricos com sucção controlada.

Para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'), em condições drenadas, foram realizados os ensaios triaxiais saturados em três distintas tensões de

confinamento. A envoltória de ruptura da amostra saturada e os valores de c' e ϕ' são apresentados na Figura 5.37.

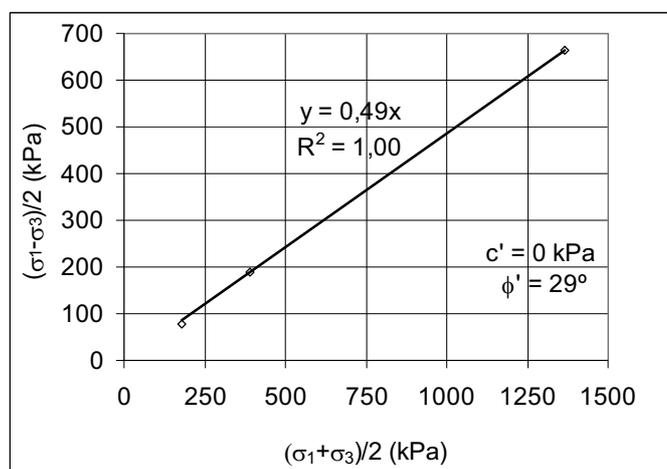


Figura 5.37. Envoltória de ruptura.

5.3.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO BÁSICO DE BARCELONA

A partir dos ensaios oedométricos E(sat), E (400) e E (s=50 kPa) e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio dos ensaios triaxiais saturados convencionais e multi-estágio, foram definidos os parâmetros do Modelo Básico de Barcelona para a reprodução do comportamento mecânico do solo.

Os parâmetros são apresentados na Tabela 5.3 e foram escolhidos de maneira que o modelo representasse da melhor maneira possível todos os ensaios, tanto em termos de deformação volumétrica, quanto em termos de resistência ao cisalhamento do solo. A superfície de plastificação LC foi plotada a partir desses parâmetros, conforme a Figura 5.38.

Tabela 5.3. Parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM).

Tensões		Elástico			Compressibilidade volumétrica plástica			Resistência ao cisalhamento.	
p_e (kPa)	p_0^* (kPa)	κ	κ_s	ν	λ_0	r	β (kPa ⁻¹)	M	κ_c
10000	70	0,015	0,001	0,3	0,1	2,55	0,0028	1,15	0,8

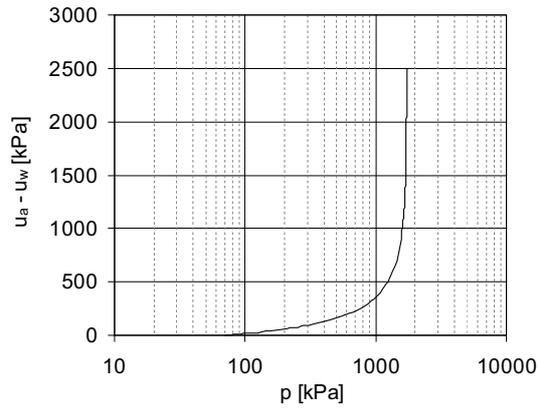


Figura 5.38. Superfície de Escoamento LC obtida por meio dos parâmetros da Tabela 5.3.

Vale ressaltar que o parâmetro $r > 1$ da Tabela 5.3 induz valores de $\lambda(s)$ crescentes com a sucção do solo, sendo que o modelo original prevê uma relação inversa. Esse parâmetro, associado ao valor de p_c maior que p_0^* , provoca a existência de uma tensão de inundação no qual o colapso será máximo. No entanto, no modelo original o colapso é sempre crescente com a tensão de inundação o que não tem sentido físico. Essas relações podem ser claramente visualizadas no esquema mostrado na Figura 5.39.

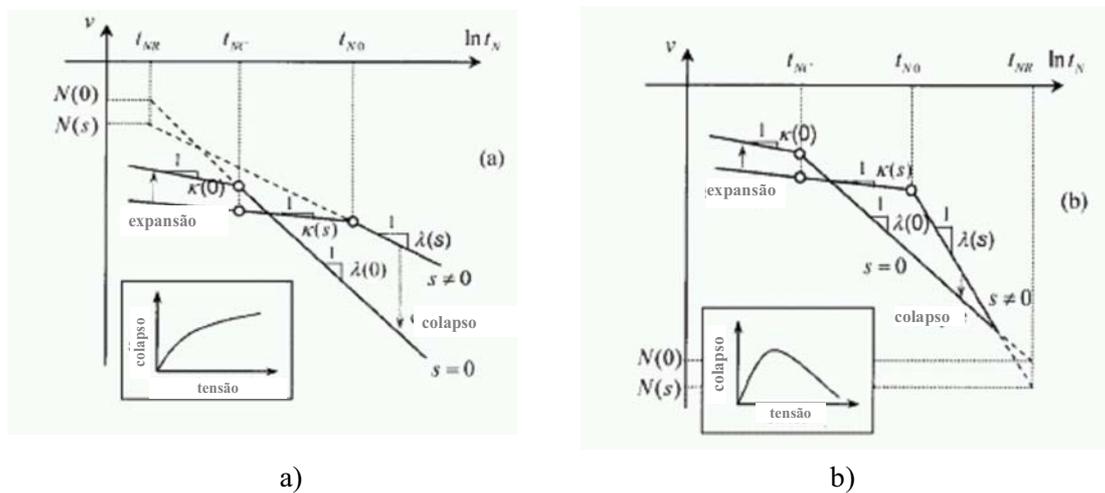


Figura 5.39. Variação do colapso com a tensão de inundação: a) para valores de $\lambda(s)$ decrescente com a sucção; b) para valores de $\lambda(s)$ crescente com a sucção (Farias *et al.*, 2006).

Conforme mencionado anteriormente, nos ensaios experimentais os valores dos colapsos do solo foram crescentes até à tensão de inundação de 800 kPa, que foi a máxima tensão de inundação utilizada. Os parâmetros da Tabela 5.3 indicam que o máximo valor de colapso do

solo é obtido apenas para valores de tensão média em torno de 2000 kPa, o que não foi validado experimentalmente pelos ensaios oedométricos.

No entanto, o resultado do ensaio de MIP executado em amostra colapsada a uma tensão de inundação de 800 kPa apresentado na Figura 5.8 mostra que houve poucas alterações na estrutura do solo após esse colapso. Isso se deve ao fato que a amostra não atingiu seu colapso máximo quando inundado a 800 kPa, conforme deduzido pelos parâmetros da Tabela 5.3.

Os ensaios oedométricos $E(\text{sat})$, $E(400)$ e $E(s=50 \text{ kPa})$ são representados pelo BBM e os resultados obtidos pelo modelo e em laboratório são mostrados na Figura 5.40, os quais apresentam uma boa concordância entre si. Isso era esperado, uma vez que os parâmetros do modelo foram obtidos a partir desses ensaios.

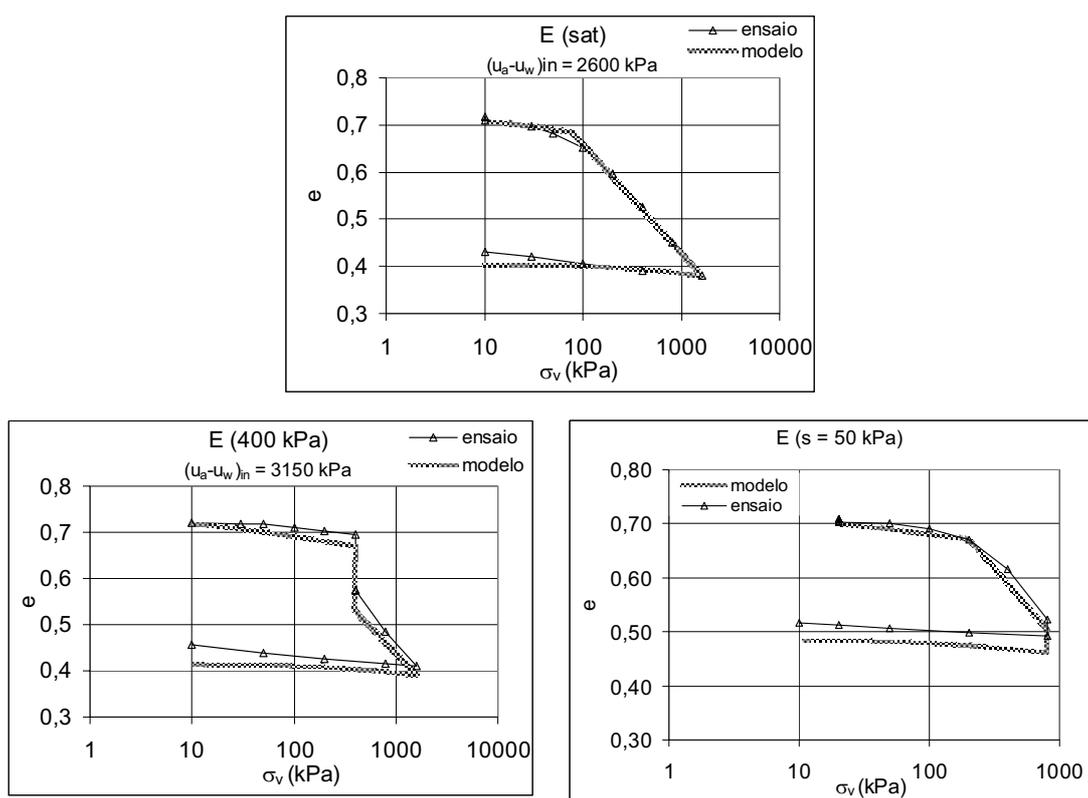


Figura 5.40. Resultados experimentais e do modelo para os ensaios oedométricos $E(\text{sat})$, $E(400)$ e $E(s=50 \text{ kPa})$.

Para a validação do modelo o ensaio triaxial com sucção controlada, as deformações volumétricas e axiais dos ensaios triaxiais saturados e os ensaios oedométricos E (200), E (800), E (nat) E (s=400 kPa) e E (esc) foram simuladas usando-se o modelo e o mesmo grupo de parâmetros da Tabela 5.3.

Os resultados obtidos pelo modelo e em laboratório dos ensaios oedométricos E (200), E (800), E (nat) e E (s=400 kPa) são mostrados na Figura 5.41. Em geral, os resultados obtidos pelo modelo apresentam uma boa concordância com os resultados experimentais. No entanto, o índice de deformabilidade elástica obtido pelo modelo é maior que os obtidos nos ensaios. Isso se deve a própria limitação do BBM, que considera o valor de κ constante. Nos modelos propostos por Futai (1997) e Pinheiro (2004) os valores de k são dependentes dos valores de sucção.

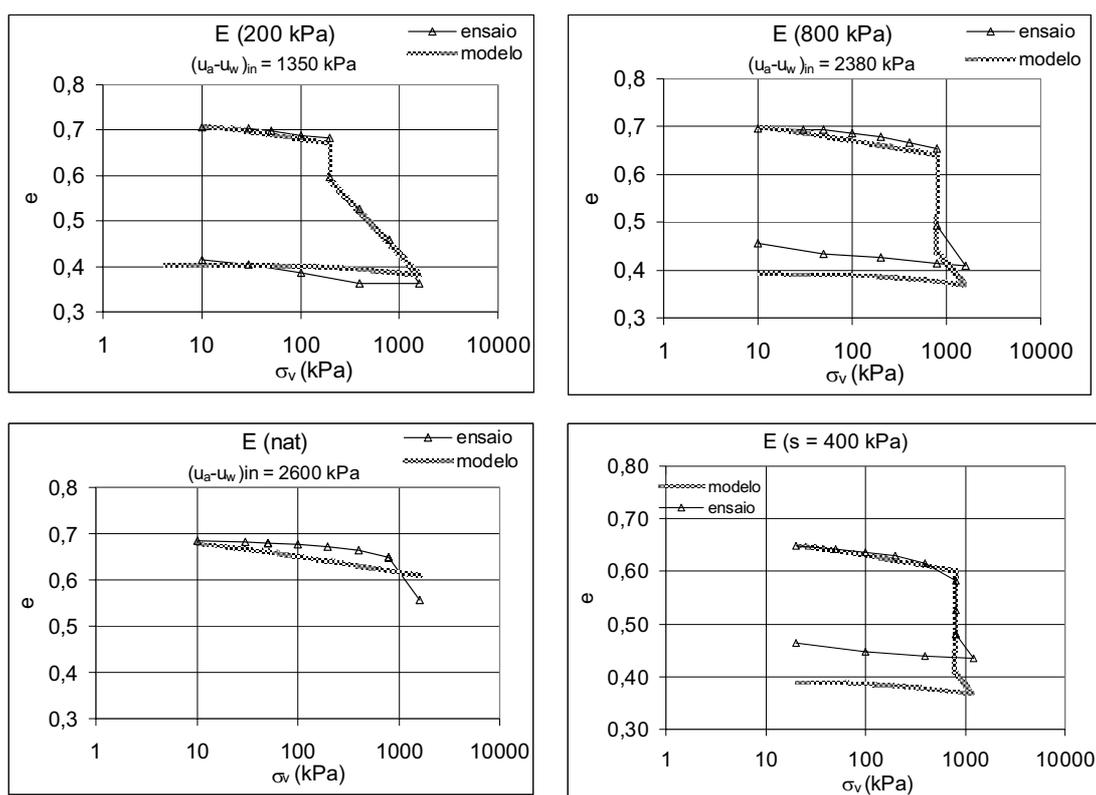


Figura 5.41. Resultados experimentais e do modelo para os ensaios oedométricos E (200), E (800), E (nat) e E (s=400 kPa).

Essa limitação do BBM é mais acentuada na simulação do ensaio sem inundação, E (nat), do que na simulação dos demais ensaios. Isso ocorre porque essa amostra apresenta altos valores de sucção durante todo o ensaio, chegando a atingir um valor de 12 MPa, enquanto nas outras amostras esse valor é em torno de 2,5 MPa.

Por outro lado, a uma tensão superior a 800 kPa, a amostra do ensaio E (nat) deve ter sofrido um fraturamento devido ao baixo teor de umidade (em torno de 2 %). Isso justifica a grande variação de índices de vazios ocorrida a partir dessa tensão, o que não é simulado pelo modelo.

No ensaio E(200) o colapso por inundação da amostra foi menor na previsão do modelo que no resultado experimental e no ensaio E(800) ocorreu o contrário, sendo a diferença entre os valores de colapso mais acentuada que no E(200). Verifica-se, portanto, que o modelo valoriza a influência da tensão de inundação no cálculo do colapso.

No ensaio E (s=400 kPa), as deformações elásticas obtidas pelo modelo são praticamente coincidentes com as obtidas no ensaio, diferentemente dos resultados nos ensaios oedométricos sem controle de sucção. Isso ocorre devido às diferenças dos valores de sucção do solo, sendo 400 kPa nesse ensaio e em torno de 2500 kPa nos ensaios sem controle de sucção. Vale ressaltar que os valores de sucção nos ensaios sem controle de sucção são calculados por meio da curva característica, a partir dos valores do teor de umidade do solo.

Os colapsos por saturação previstos e obtidos no ensaio E (s = 50 kPa) foram similares e no ensaio E(s = 400) eles foram maiores nas previsões do modelo que nos resultados experimentais. Verifica-se que, assim como a influência da tensão de inundação, a influência dos valores de sucção inicial do solo no cálculo do colapso também são super dimensionadas pelo modelo.

O ensaio oedométrico com sucção controlada realizado com alternância de carregamento e umedecimento ($E_{\text{escalonado}}$), cuja trajetória é apresentada na Figura 5.32, é reproduzido pelo modelo BBM, conforme a Figura 5.42.

O modelo foi capaz de prever adequadamente a ausência de colapso do solo quando a sucção foi reduzida de 500 a 300 kPa, sob uma carga de 100 kPa, e quando a sucção foi reduzida de

300 a 200 kPa, sob uma carga de 200 kPa. No entanto, o colapso devido a redução de sucção de 200 a 50 kPa, sob uma carga de 400 kPa, e o colapso por saturação da amostra, a partir de uma sucção de 50 kPa, sob uma carga de 800 kPa foram maiores nas previsões do modelo que nos resultados experimentais.

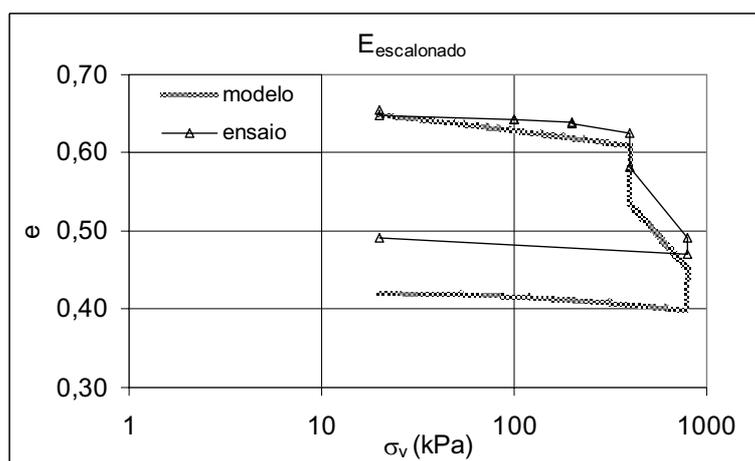


Figura 5.42. Resultados experimentais e do modelo para o ensaio oedométrico com controle de sucção $E_{\text{escalonado}}$.

Para verificar a validade dos parâmetros da Tabela 5.3 em reproduzir os ensaios com trajetórias isotrópicas, os ensaios triaxiais com e sem controle de sucção foram simulados por meio do BBM, tanto para a etapa de consolidação quanto para a etapa de ruptura do solo.

A Figura 5.43 apresenta a relação entre a tensão média (p) e os índices de vazios do solo (e) para os ensaios triaxiais saturados e com sucção de 200 kPa. Conforme o esperado, a deformabilidade da amostra saturada é significativamente maior que na amostra com sucção de 200 kPa e o modelo apresentado representa adequadamente esses resultados.

A Figura 5.44 apresenta a relação entre deformação axial e tensão desvio do solo e a relação entre deformação axial e deformação volumétrica para o ensaio triaxial saturado convencional. O gráfico apresenta essas relações obtidas por meio de ensaios de laboratório e pelo BBM, utilizando os parâmetros fornecidos na Tabela 5.3.

Essas relações também são representadas pelo BBM para o ensaio triaxial saturado multi-estágio, conforme a Figura 5.45. O modelo representa razoavelmente as tensões de ruptura do

solo, tanto no ensaio convencional como no ensaio multi-estágio. No entanto, as deformações volumétricas do solo durante a ruptura são superdimensionadas no modelo.

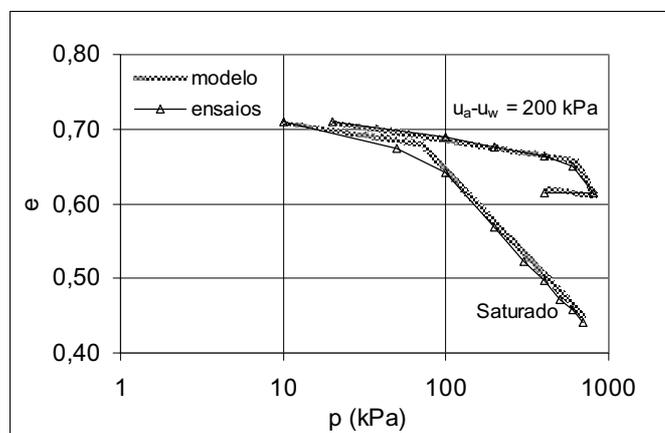


Figura 5.43. Compressibilidade isotrópica dos ensaios triaxiais saturado e com sucção de 200 kPa (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).

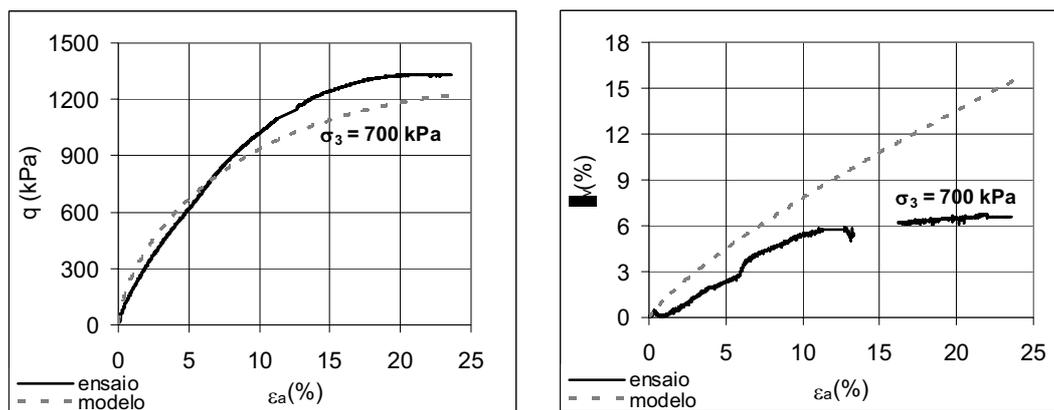


Figura 5.44. Relação entre $\epsilon_a \times q$ e $\epsilon_a \times k_v$ para o ensaio triaxial saturado convencional (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).

Utilizando os parâmetros dos ensaios triaxiais saturados, o ensaio triaxial realizado com uma sucção de 200 kPa é representado pelo BBM (Figura 5.46). Assim como no caso saturado, houve uma boa previsão da tensão de ruptura, no entanto, as deformações volumétricas foram super dimensionadas.

Por fim, verifica-se que com o mesmo grupo de parâmetros da Tabela 5.3 foi possível representar de maneira satisfatória, por meio do Modelo Básico de Barcelona, os ensaios

oedométricos e triaxiais, com e sem controle de sucção, realizados em diversas trajetórias de tensões, durante a consolidação e a ruptura.

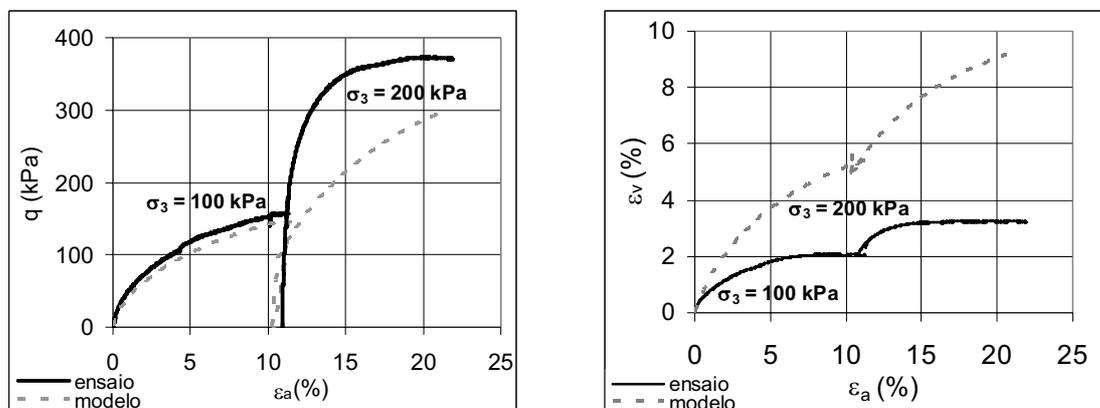


Figura 5.45. Relação entre $\varepsilon_a \times q$ e $\varepsilon_a \times \varepsilon_v$ para o ensaio triaxial saturado multi-estágio (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).

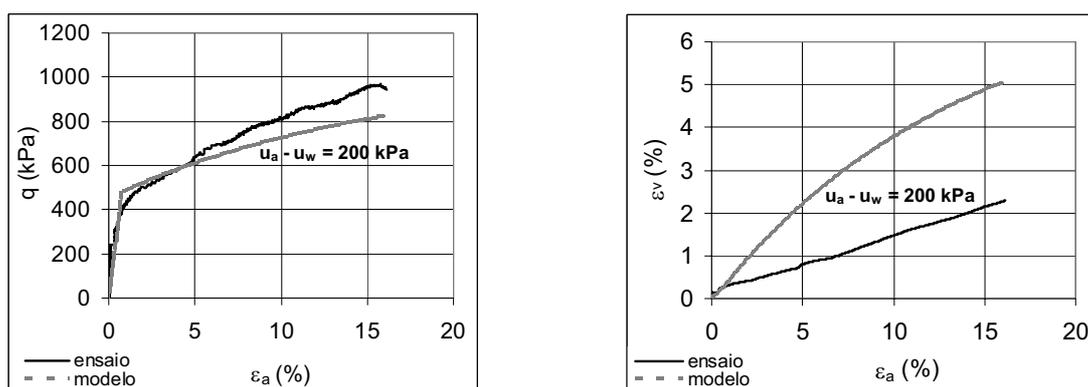


Figura 5.46. Relação entre $\varepsilon_a \times q$ e $\varepsilon_a \times \varepsilon_v$ para ensaio triaxial com sucção de 200 kPa (resultados dos modelos e ensaios de laboratório).

Conforme comentado no Capítulo 1, extensivas áreas do Vale Ebro são cobertas por solo ligeiramente porosos e de comportamento colapsível, O canal Segarra-Garrigues foi assente nesse tipo de solo e o núcleo da barragem L'Albagés foi construída com este material. Esses solos, embora situados em diferentes localidades, apresentam similaridades em seus comportamentos, conforme verificado por meio de suas composições granulométricas, suas curvas de retenção e seus parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos.

As curvas granulométricas dos solos dessa região estão apresentadas na Figura 5.47. As curvas características dos solos da barragem L'Albagés e do canal Alguerri-Balaguer, em trajetória de umedecimento, podem ser visualizadas na Figura 5.48. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos da barragem L'Albagés e dos canais Alguerri-Balaguer e Segarra-Guarrigue constam na Tabela 5.4.

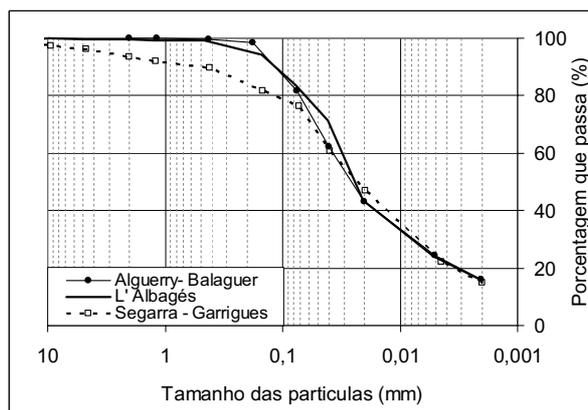


Figura 5.47. Curvas granulométricas dos canais Alguerri-Balaguer e Segarra-Garrigues e da barragem L'Albanés.

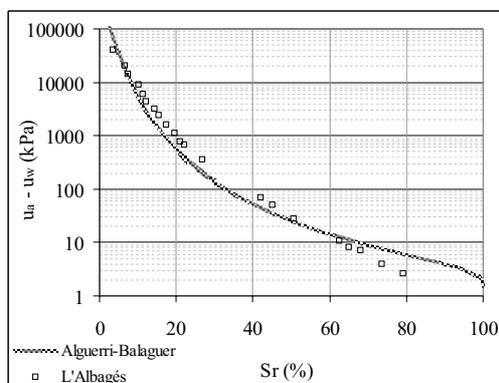


Figura 5.48. Curva característica do solo da barragem L'Albanés e do canal Alguerri-Balaguer, em trajetória de umedecimento.

Devido a essas similaridades, verificou-se a possibilidade de simulação dos ensaios oedométricos realizados nas amostras do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L'Albagés utilizando os parâmetros obtidos para o canal Alguerri-Balaguer, os quais constam na Tabela 5.3

Tabela 5.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado em condições drenadas.

Canal/Barragem	c' (kPa)	ϕ' (°)
Alguerri-Balaguer	0	29
Segarra-Guarrigue	0	30
L'Albagés	0	28

As condições iniciais dos ensaios são mostradas na Tabela 5.5. A Figura 5.49 apresenta os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo. Apesar de serem simulados com os parâmetros de outro solo, os resultados experimentais apresentaram uma razoável concordância com os resultados do modelo.

Tabela 5.5. Informações das amostras e dos ensaios realizados para amostras do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L'Albagés (Gómez, 2004 e Arnedo, 2004).

Canal/Barragem	Ensaio	S_{rin} (%)	$(u_a - u_w)_{in}$ (kPa)	e_0	Tensão de inundação (kPa)
Segarra-Guarrigue	SG (200)	43,2	50	0,83	200
L'Albagés	LA (100)	64,3	10	0,93	100
	LA (600)	66,2	8	0,88	600

Observa-se que esses solos têm um comportamento mais colapsível que os do canal Alguerri-Balaguer e, dessa forma, os valores de colapso simulados pelo modelo foram menores que os valores reais. Essa diferença na colapsividade entre os solos está relacionada ao fato que os índices de vazios do solo do canal Alguerri-Balaguer são menores, em torno de 15 a 30%, que os índices de vazios dos solos do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L'Albagés.

Os ensaios oedométricos do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L'Albagés mostrados na Tabela 5.5 foram simulados pelo BBM por Arnedo (2004), porém utilizando três distintos grupos de parâmetros, os quais são mostrados na Tabela 5.6. Além disso, nos três grupos de parâmetros, os valores de r são menores que 1 e os valores de p_c são menores que os valores de p_0^* , o que resulta em um colapso sempre crescente, o que não tem sentido físico.

Dessa forma, o Barcelona Basic Model (BBM) se mostrou adequado para representar o comportamento desse solo, tanto em compressibilidade isotrópica e K_0 , quanto em condições de ruptura. Além disso, com o mesmo grupo de parâmetros, foi possível simular de maneira

adequada a compressibilidade do solo no qual foi assente o canal Segarra-Guarrigue e do solo com o qual foi construído o núcleo da barragem L'Albagés.

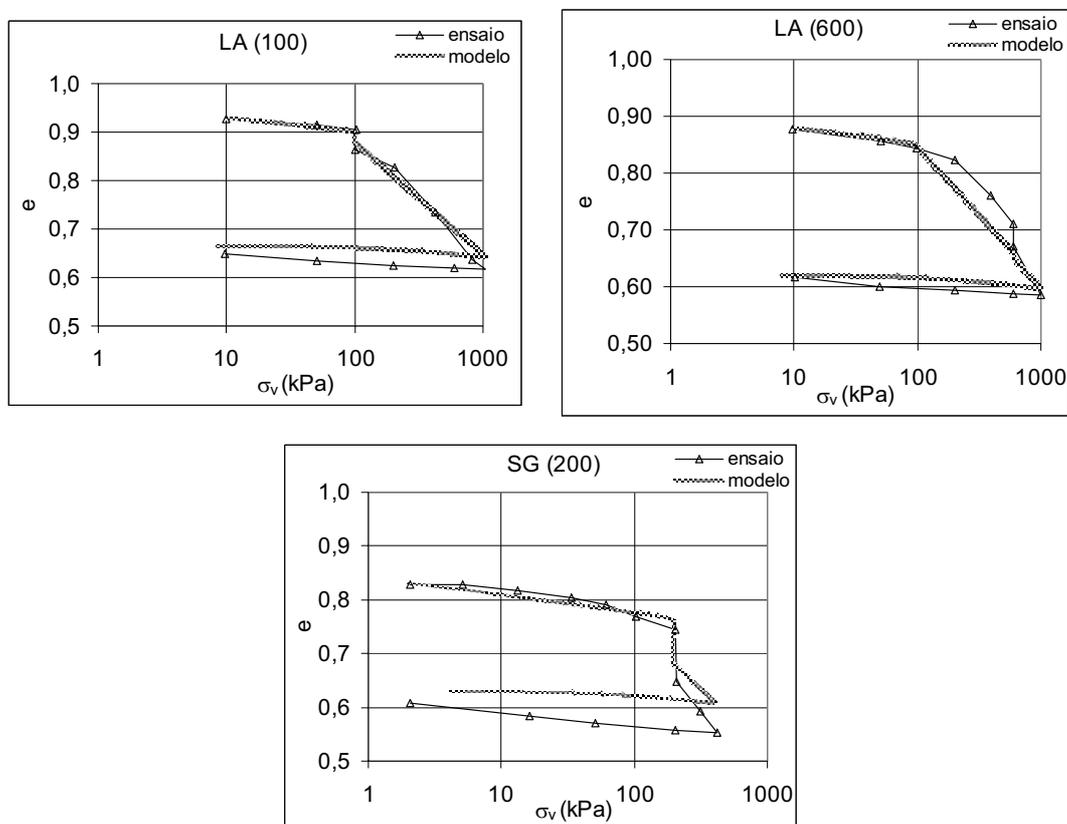


Figura 5.49. Resultados experimentais e do modelo para ensaios oedométricos sem controle de sucção do canal Segarra-Guarrigue e da barragem L'Albagés.

Tabela 5.6. Parâmetros do Barcelona Basic Model (BBM) para o canal Segarra-Guarrigue e a barragem L'Albagés (Arnedo, 2004).

Ensaio	Tensões		Elástico			Compressibilidade volumétrica plástica			Resistência ao cisalhamento	
	p_c (kPa)	P_0^* (kPa)	κ	κ_s	ν	λ_0	r	β (kPa ⁻¹)	M	κ_c
SG200	10	68	0,015	0,001	0,35	0,135	0,75	0,07	1,07	0,4
LA100	10	57	0,015	0,001	0,4	0,110	0,70	0,07	1,07	0,4
LA600	10	225	0,005	0,0005	0,4	0,035	0,9	0,002	1,07	0,066

6 COMPORTAMENTO DO SOLO SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Para entender o comportamento de solos não saturados sob pequenas deformações, foram realizados ensaios de coluna ressonante em amostras a distintos teores de umidade, conforme comentado no item 4.2.4.1. Neste capítulo apresentam-se os resultados experimentais e as discussões referentes a esses resultados.

Esses dados experimentais são analisados por meio da superfície de estado proposta por Mancuso *et al.* (2002). Como nessa superfície os módulos de rigidez máximos tendem à estabilização a altos valores de sucção, é proposta uma nova superfície de estado, sendo esta superfície utilizada tanto para os ensaios realizados nesse solo, como para outros ensaios registrados na literatura.

6.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Na Tabela 6.1 constam os valores do teor de umidade, do índice de vazios e do grau de saturação das amostras de solo, tanto no início do ensaio quanto ao final. Vale ressaltar que não foram registradas essas medidas no decorrer do ensaio, uma vez que o equipamento não permite a medição da variação da umidade e da deformação volumétrica.

Tabela 6.1. Dados hidráulicos das amostras antes e depois dos ensaios.

Ensaio	w_{in} (%)	w_f (%)	e_0	e_f	S_{rin} (%)	S_{rf} (%)
01	3,72	3,42	0,71	0,67	13,90	13,53
02	4,76	4,30	0,73	0,68	17,22	16,76
03	8,32	7,91	0,72	0,61	30,44	34,37
04	16,21	13,34	0,72	0,55	59,87	64,26
05	24,55	14,01	0,73	0,42	89,12	88,40

As Figura 6.1 a 6.5 apresentam os valores do módulo de rigidez do solo (G) em relação à deformação angular, para diferentes tensões de confinamento, nos cinco graus de saturação inicial da amostra.

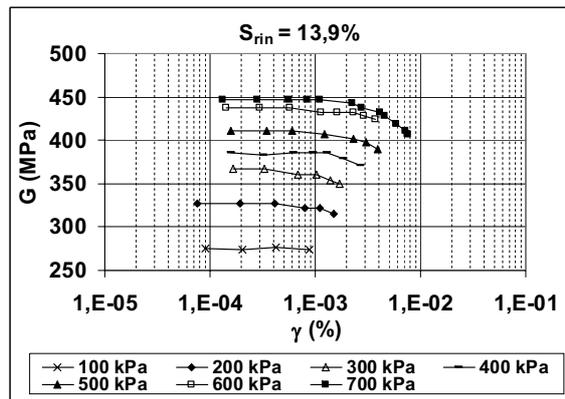


Figura 6.1. Relação de G versus γ (%) para amostra com grau de saturação inicial de 13,9 %, a diferentes tensões de confinamento.

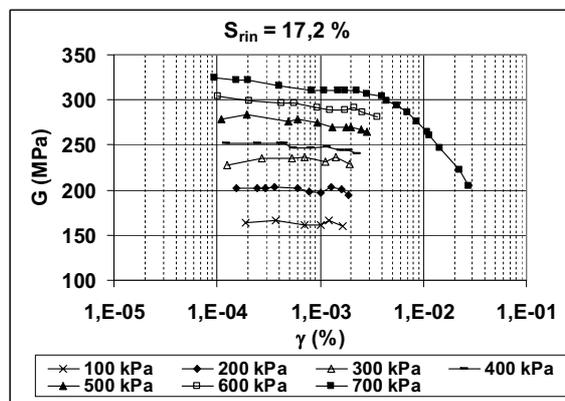


Figura 6.2. Relação de G versus γ (%) para amostra com grau de saturação inicial de 17,2 %, a diferentes tensões de confinamento.

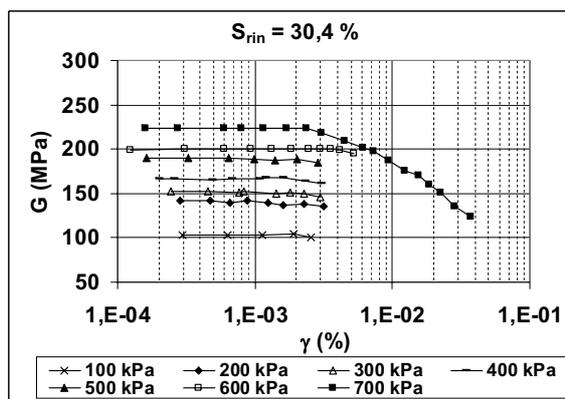


Figura 6.3. Relação de G versus γ (%) para amostra com 30,4 % de grau de saturação inicial, a diferentes tensões de confinamento.

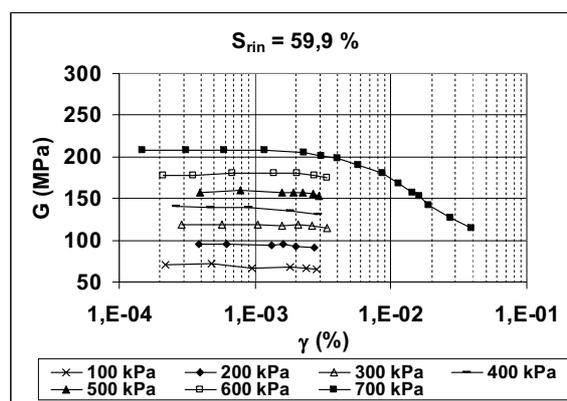


Figura 6.4. Relação de G versus γ (%) para amostra com 59,9 % de grau de saturação inicial, a diferentes tensões de confinamento.

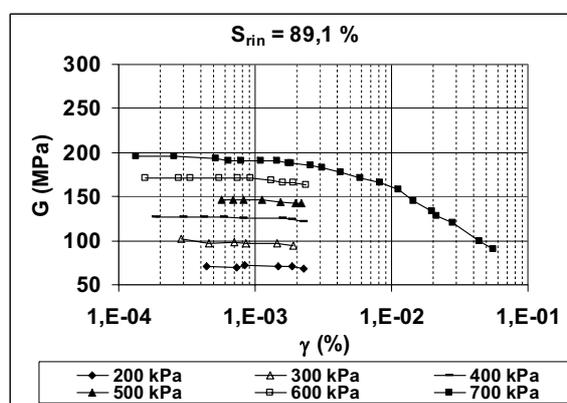


Figura 6.5. Relação de G versus γ (%) para amostra com 89,1 % de grau de saturação inicial, a diferentes tensões de confinamento.

Verifica-se que, em todos os casos, o solo apresenta os valores de módulo de rigidez constantes até uma deformação em torno de 0,002 %, apresentando a partir desse valor uma redução dos valores de $G_{m\acute{a}x}$ com o aumento da deformação angular. Esse comportamento também foi observado nos demais teores de umidade. Portanto, os resultados demonstram que o limite do valor de deformação angular a partir do qual os valores de $G_{m\acute{a}x}$ decrescem com o aumento desta deformação é independente do grau de saturação e da tensão de consolidação do solo.

Nesse aspecto, os resultados estão de acordo com aqueles apresentados por Clayton e Heymann (2001), que realizaram ensaios triaxiais com medidas de deformações locais para três tipos de geomateriais: uma argila mole, uma argila rígida e uma rocha branda. Esses

materiais foram escolhidos para representar solos com uma grande variação de rigidez. Segundo os autores, o limite do valor de deformação angular a partir do qual os valores de $G_{m\acute{a}x}$ decrescem com o aumento desta deformação está em torno de 0,001% de deformação axial, independente do valor do Módulo de Young.

A Figura 6.6 mostra a variação do módulo de rigidez máximo do solo ($G_{m\acute{a}x}$) com o grau de saturação inicial da amostra, para diferentes tensões de confinamento.

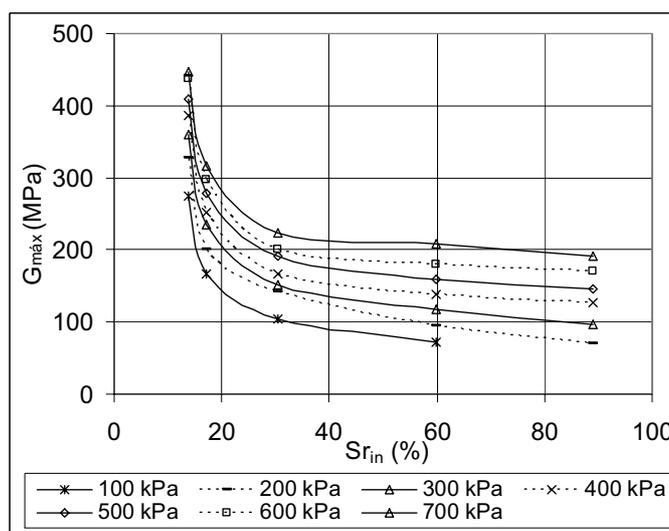


Figura 6.6. Relação de $G_{m\acute{a}x}$ versus grau de saturação inicial a diferentes tensões de confinamento.

Verifica-se que, para valores de saturação do solo menores que 30%, ocorre uma diminuição acentuada dos valores de $G_{m\acute{a}x}$ com o aumento da saturação e, a partir de 30% de saturação, existe uma tendência à estabilização dos valores do módulo de rigidez com a saturação do solo.

Observa-se que esse comportamento está bastante relacionado à curva característica (Figura 5.18), o que indica que a sucção influencia os valores de módulo de rigidez do solo. A existência dessas zonas relacionadas com a curva característica do solo também foi verificado por Mendonza, 2004 (Figura 2.10) e Inci *et al.*, 2003 (Figura 2.9).

A Figura 6.7 mostra a variação da derivada de $G_{m\acute{a}x}$ em relação ao grau de saturação inicial do solo *versus* o grau de saturação inicial da amostra, para as diferentes tensões de confinamento.

Da mesma forma, a Figura 6.8 mostra a variação da derivada de $G_{\text{máx}}$ em relação ao teor de umidade inicial do solo *versus* o teor de umidade inicial da amostra, para as diferentes tensões de confinamento. Estas normalizações permitem verificar que a influência das variações dos teores de umidade e dos graus de saturação nos valores do módulo de rigidez máximo dos solos independe dos valores de tensão média.

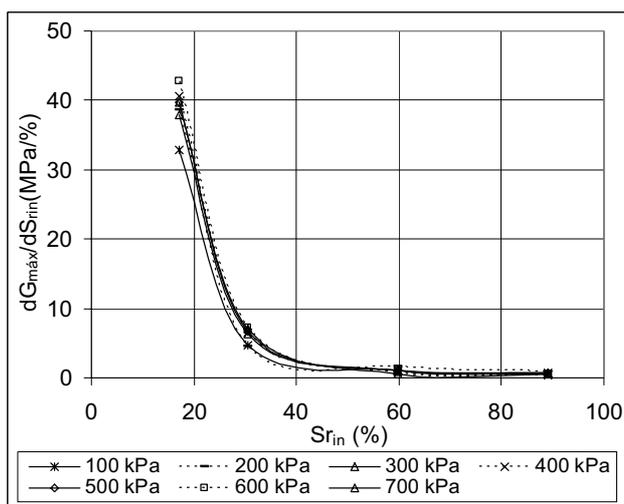


Figura 6.7. Relação de $dG_{\text{máx}}/dS_{r_{in}}$ versus $S_{r_{in}}$ a diferentes tensões de confinamento.

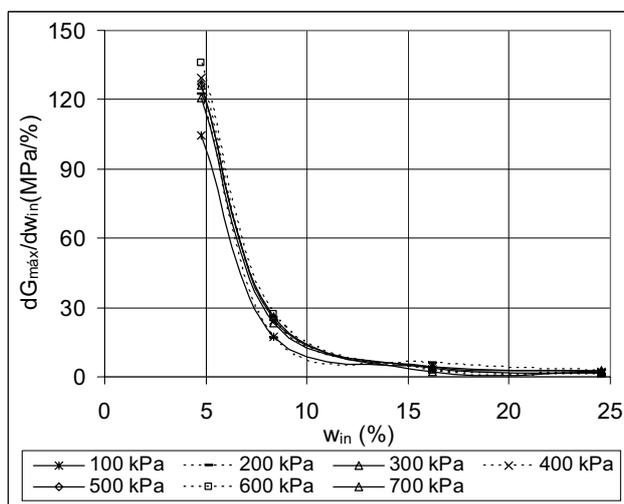


Figura 6.8. Relação de $dG_{\text{máx}}/dw_{in}$ versus w_{in} a diferentes tensões de confinamento.

Qian *et al.* (1993) analisaram a influência do grau de saturação no módulo de rigidez de uma areia por meio de ensaios em coluna ressonante. Os autores observaram a existência de um grau de saturação ótimo, no qual o módulo de rigidez do solo atinge um valor máximo (Figura

2.8). Marinho *et al.* (1995) e Cabarkapa *et al.* (1999) também encontraram valores de sucção ótima para argila e silte, respectivamente (Figuras 2.12 e 2.15, respectivamente). No entanto, segundo Marinho *et al.* (1995), a existência de um valor de sucção ou grau de saturação ótimo em solo argiloso é devido à micro fissuras nas amostras de solo devido a variações de umidade durante a secagem.

No presente trabalho não fica claro a existência ou não de um grau de saturação ótimo, visto que não foram executados ensaios com graus de saturação menores que o natural da amostra (14%). No entanto, considerando-se que o solo é uma argila siltosa, é pouco provável a existência de um valor de saturação ótimo, pois este comportamento é mais relacionado a solos granulares.

Para observar a variação do módulo de rigidez máximo do solo, $G_{máx}$, com a sucção, utilizou-se a equação da curva característica da Figura 5.18, em trajetória de umedecimento. A partir dos valores de grau de saturação apresentados na Tabela 6.1 e das Equações 5.3 e 5.4 foram obtidos os valores de sucção do solo inicial e final.

Verificou-se que não ocorre uma grande variação do grau de saturação do solo no decorrer da etapa de consolidação, uma vez que a redução dos índices de vazios é compensada pela expulsão da água desses vazios. Dessa forma, os valores de sucção não variam muito no decorrer do ensaio. A Tabela 6.2 apresenta os valores de sucção inicial e final de cada amostra.

Tabela 6.2. Valores de sucção das amostras no início e no final dos ensaios obtidos da curva característica em relação ao grau de saturação.

Ensaio	S_{rin} (%)	S_{rf} (%)	$(u_a - u_w)_{in}$ (kPa)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)
01	13,90	13,53	1750	1900
02	17,22	16,76	865	950
03	30,44	34,37	132	104
04	59,87	64,26	15	12
05	89,12	88,4	4	4

Os valores de sucção inicial e final também foram obtidos utilizando a equação da curva característica da Figura 5.17, em trajetória de umedecimento, a partir das Equações 5.3 e 5.4 e dos valores de umidade apresentados na Tabela 6.1. A Tabela 6.3 apresenta os valores de sucção inicial e final de cada amostra.

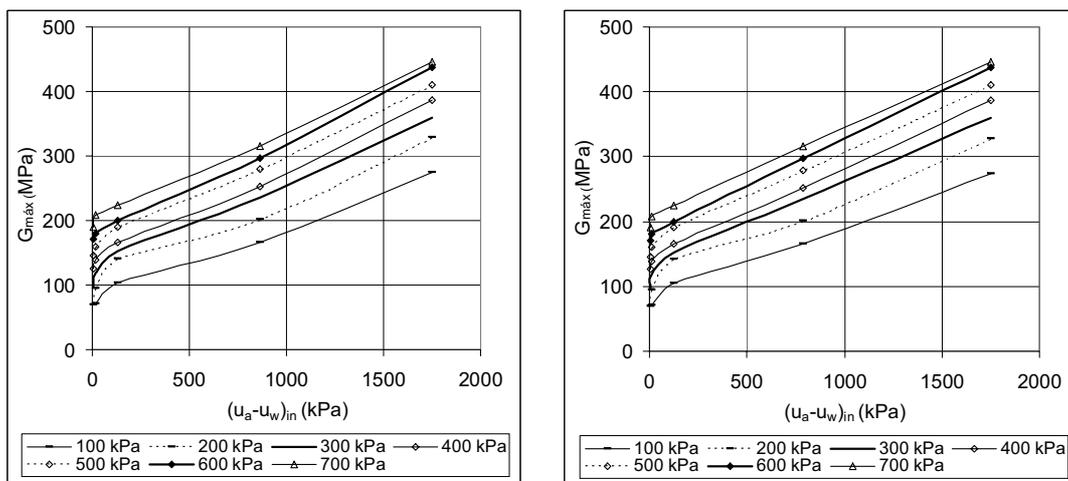
Tabela 6.3. Valores de sucção das amostras no início e no final dos ensaios obtidos da curva característica em relação ao teor de umidade.

Ensaio	w_{in} (%)	w_f (%)	$(u_a - u_w)_{in}$ (kPa)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)
01	3,72	3,42	1750	2300
02	4,76	4,30	790	1100
03	8,32	7,91	124	146
04	16,21	13,34	14	26
05	24,55	14,01	4	22

Os valores de sucção não variaram muito no decorrer do ensaio, pois quando os teores de umidade eram baixos, havia pouca variação em seus valores e, quando ocorreu grande variação nos teores de umidades, esses valores estavam no tramo da curva característica que não sofriam grandes alterações com a umidade.

Na Figura 6.9 consta a variação de $G_{máx}$ com a sucção inicial do solo, a diversas tensões de confinamento. Os valores de sucção inicial do solo foram obtidos por meio das curvas características deste solo, utilizando tanto os valores do grau de saturação quanto os valores do teor de umidade. Os valores de sucção inicial obtidos estão apresentados, respectivamente, nas Tabelas 6.2 e 6.3. Verifica-se que $G_{máx}$ aumenta com o estado de tensão e não há tendência à estabilização dos valores de $G_{máx}$ até os níveis de sucção atingidos nesses ensaios.

Da mesma forma, Mendonza (2004) observou que os módulos de rigidez de uma argila de alta plasticidade apresentam uma correlação linear com os valores de sucção, sem a existência de um valor ótimo de sucção (Figura 2.11). Por sua vez, Pintado (1993) citado por Alonso (2002) observou que somente a valores de sucção maiores que 20 MPa, os valores de $G_{máx}$ de uma argila expansiva estabilizavam (Figura 2.13).



a)

b)

Figura 6.9. Relação entre $G_{\text{máx}}$ e sucção inicial do solo, a diferentes valores de tensão de confinamento: a) valores de sucção inicial do solo obtido utilizando o grau de saturação; b) valores de sucção inicial do solo obtido utilizando o teor de umidade.

Na Figura 6.10 consta a variação de $G_{\text{máx}}$ com a sucção inicial do solo, a diversas tensões de confinamento, para valores de sucção inferiores a 200 kPa, para permitir uma melhor visualização dessa relação nestes níveis de sucção.

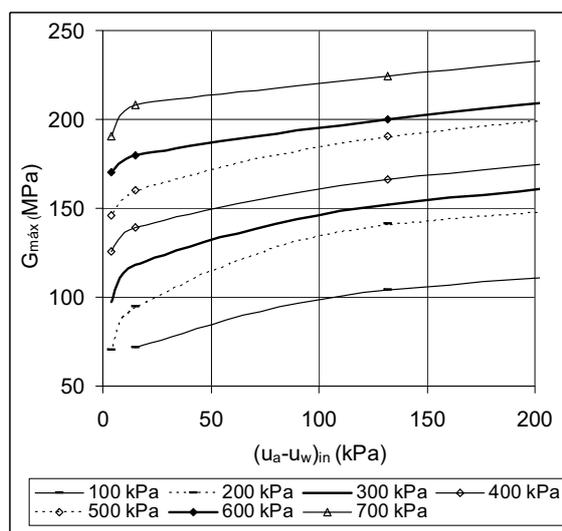


Figura 6.10. Relação entre $G_{\text{máx}}$ e sucção inicial do solo, a diferentes valores de tensão de confinamento, para valores de sucção inferiores a 200 kPa.

Conforme verificado na Figura 6.9, a variação de $G_{m\acute{a}x}$ com a sucção inicial do solo a diversas tensões de confinamento apresentam o mesmo comportamento, independente se os valores de sucção inicial foram obtidos utilizando os valores do grau de saturação ou os valores do teor de umidade. Portanto, para a proposta da superfície de estado, serão utilizados os valores de sucção apresentados na Tabela 6.2, os quais foram obtidos a partir dos valores de grau de saturação, uma vez que estes valores permaneceram praticamente constantes durante a execução de todo o ensaio.

6.2 PROPOSTA DE SUPERFÍCIE DE ESTADO : $G_{m\acute{a}x}$, $u_a - u_w$, p

Conforme comentado no item 2.2, Mancuso *et al.* (2002) propuseram um modelo para representar a variação do módulo de rigidez máximo do solo com a sucção e a tensão de confinamento. Esse modelo foi utilizado para representar os dados experimentais desse solo, utilizando o grupo de parâmetros mostrados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4. Parâmetros do modelo de Mancuso *et al.* (2002).

p_r (kPa)	A	χ	ζ	σ_{3pre} (kPa)	β_G (kPa-1)	r_G	$(u_a - u_w)^*$ (kPa)
100	500	1,5	0,69	70	0,001	1,9	100

Os resultados do modelo e os dados experimentais são mostrados nas Figura 6.11 a 6.14, sendo que os dados experimentais são plotados em relação aos valores de sucção iniciais, os quais constam na Tabela 6.2.

O modelo utilizado representa de maneira satisfatória os dados experimentais, embora a tendência à estabilização dos valores de $G_{m\acute{a}x}$, a partir de um determinado valor de sucção definida pelo modelo, não seja verificada nos resultados de laboratório. Essa diferença de comportamento entre os resultados de laboratório e as previsões do modelo está relacionada ao comportamento estrutural dos solos argilosos, conforme explicado a seguir.

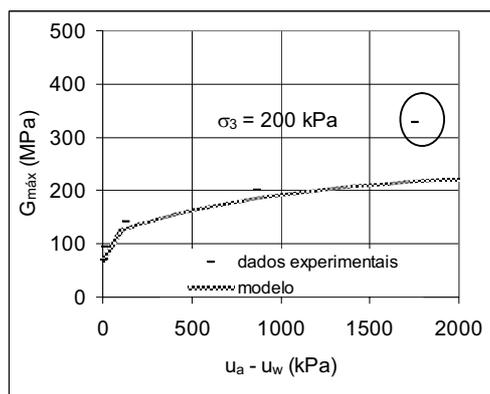
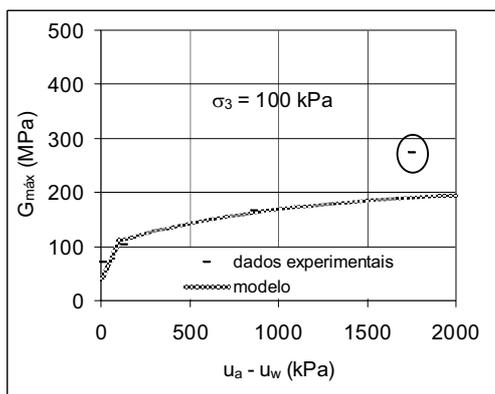


Figura 6.11. Relação entre $G_{\text{máx}}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 100$ e 200 kPa.

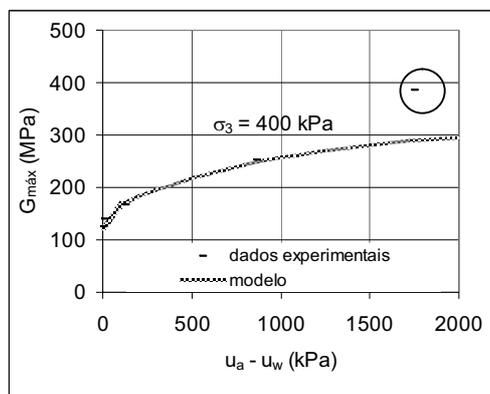
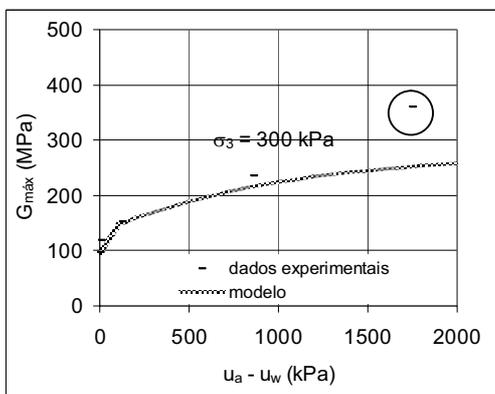


Figura 6.12. Relação entre $G_{\text{máx}}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 300$ e 400 kPa.

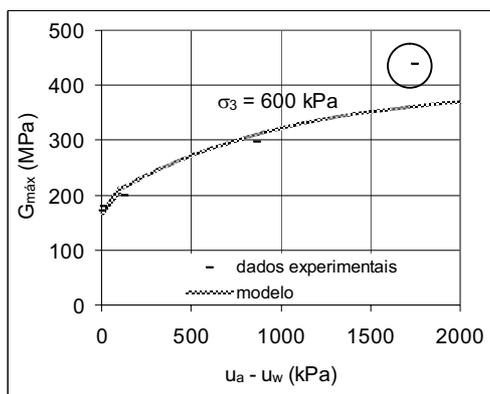
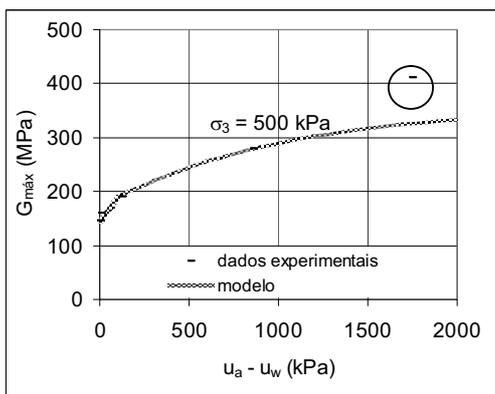


Figura 6.13. Relação entre $G_{\text{máx}}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 500$ e 600 kPa.

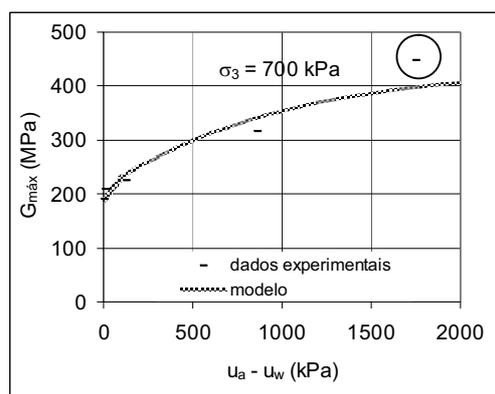


Figura 6.14. Relação entre $G_{máx}$ e $u_a - u_w$: dados experimentais e modelo para $\sigma_3 = 700$ kPa.

Segundo Romero & Vaunat (2000), os solos apresentam dois mecanismos de armazenamento de água, relacionadas às suas características estruturais. Na macroestrutura (água livre e meniscos), a sucção está relacionada à capilaridade, enquanto na microestrutura (água adsorvida) a sucção está relacionada às ligações físico-químicas.

Dessa forma, o teor de umidade do solo pode ser dividido em duas contribuições: um teor de umidade macroscópico (w^M) e um teor de umidade microscópico (w^m). A divisão entre essas regiões pode ser obtida pela curva característica ou pela curva de distribuição de poros do solo.

Na curva característica, o w^m é o teor de umidade no qual a curva característica começa a ser linear, para altos valores de sucção (Vaunat *et al.*, 2000). Na curva de distribuição de poros, o índice de vazios microestrutural é obtido por meio das curvas de intrusão e extrusão (Figura 5.3) e o w^m é o teor de umidade relacionado a esse índice de vazios, sendo este valor obtido pela Equação 5.10.

Na Figura 6.15 consta a definição dos valores de w^m pelos dois métodos, os quais fornecem valores de w^m parecidos. Vale ressaltar que a reta tracejada e inclinada desta figura corresponde ao prolongamento do trecho reto da curva característica.

Na Figura 6.15 também são apresentados os valores de w e $(u_a - u_w)$ das amostras de solos nas quais foram realizados os ensaios de coluna ressonante. Observa-se que a amostra de solo

com menor teor de umidade encontra-se na região microestrutural e é essa amostra que apresentou valores de $G_{\text{máx}}$ superiores aos obtidos pelo modelo de Mancuso *et al.* (2002), para todas as tensões de confinamento.

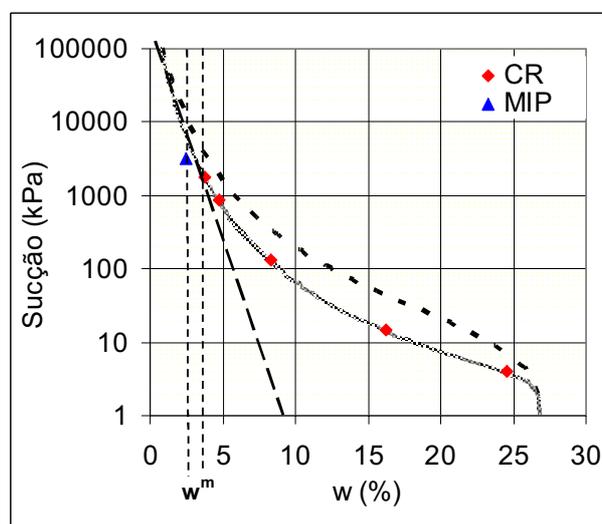


Figura 6.15. Determinação do teor de umidade da microestrutura pela curva característica e curva de distribuição de poros.

Esse comportamento ocorre porque, para amostra com teor de umidade superior a w^m , a sucção deve-se à existência de meniscos entre os agregados e o acréscimo de rigidez do solo está relacionado à força normal entre os contatos dos grãos, que tende a estabilizar a altos valores de sucção. Para amostras com teor de umidade inferior a w^m , ocorre um processo de rigidização dos agregados (microestrutura), aumentando bruscamente a rigidez do solo com pequenas alterações do teor de umidade.

Fisher (1926), citado por Mancuso *et al.* (2002), explica como o menisco ar-água afeta o estado de tensão de duas esferas sólidas por meio do esquema mostrado na Figura 6.16a. Segundo o autor, o menisco de água no contato da esfera induz uma força (ΔN) normal ao plano passando no ponto de contato e ortogonal à linha que conecta o centro das esferas. Esta força incrementa com o aumento da sucção e, portanto, os agregados não saturados apresentam maior resistência à carga que as amostras secas ou saturadas. No entanto, este efeito não aumenta indefinidamente, pois os valores de ΔN tendem a um valor limite, conforme verificado na Figura 6.16b.

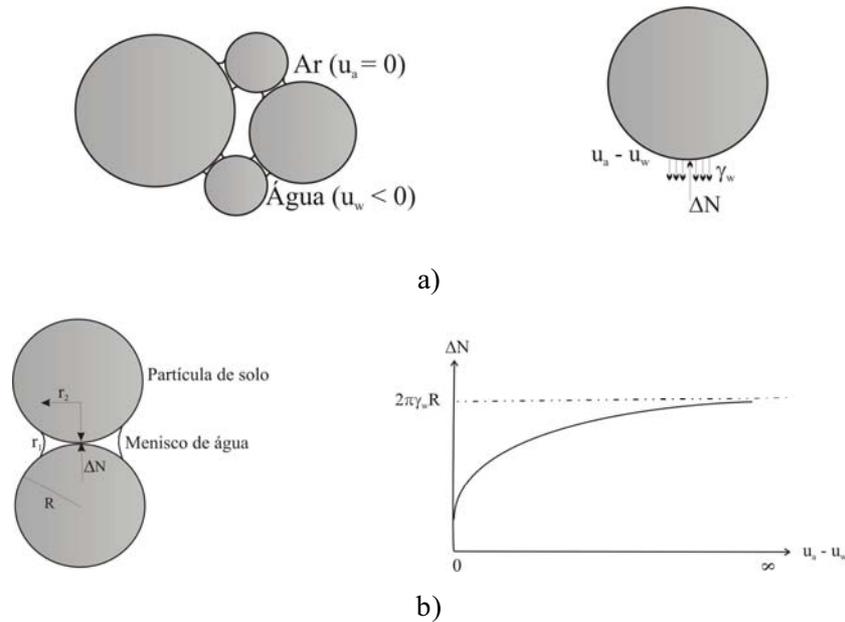


Figura 6.16. Menisco ar-água entre duas esferas sólidas: a) efeito da sucção na força normal entre as esferas; b) força normal *versus* sucção (modificado de Mancuso *et al.*, 2002).

A força normal de contato entre os grãos de solo pode ser obtida por meio da Equação 6.1, sendo que os valores de sucção são fornecidos pela Equação 6.2.

$$\Delta N = (u_a - u_w)\pi r_1^2 + \gamma_w 2\pi r_1 \quad (6.1)$$

$$(u_a - u_w) = \gamma_w \left(\frac{2R - 3r_1}{r_1^2} \right) \quad (6.2)$$

onde R é o raio do grão de solo, γ_w é a tensão superficial da água e r_1 é o raio do menisco de água.

Considerando R igual a 0,001 mm e γ_w igual a 0,0728 N/m, variaram-se aleatoriamente os valores de r_1/R entre 0,075 e 0,67. Estes valores limites de r_1/R foram definidos de forma que, ao serem substituídos nas Equações 6.1 e 6.2, fornecessem o máximo valor de ΔN ($2\pi\gamma_w R$) e o valor de ΔN_{sat} , respectivamente. Na Figura 6.17 consta o gráfico obtido a partir destas equações, com destaque aos valores de sucção no qual foram realizados os ensaios de coluna ressonante.

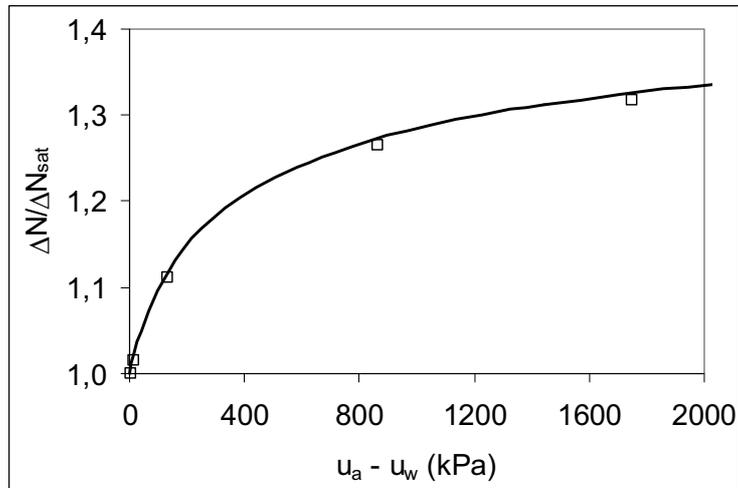


Figura 6.17. Força normal normalizada *versus* sucção.

Verifica-se na Figura 6.17 que o acréscimo de ΔN com a sucção é bastante relevante para as amostras ensaiadas entre os valores de sucção de 4 e 865 kPa. Para a amostra de 1750 kPa de sucção, o aumento de $G_{m\acute{a}x}$ está mais relacionado ao processo de rigidização na microestrutura do que ao acréscimo da força normal de contato, conforme comentado anteriormente.

Portanto, a fim de representar a correlação entre os módulos de rigidez máximo dos solos com a sucção, sem a tendência à estabilização nos valores de sucção macroestrutural, é proposta uma nova superfície de estado relacionando a variação do módulo de rigidez do solo com o estado de tensão. Para isso foram executados alguns ajustes gráficos, os quais serão detalhados a seguir.

A Figura 6.18 apresenta a relação entre as tensões médias e os valores de módulo de rigidez máximo do solo ($G_{m\acute{a}x}$) para cada valor de sucção inicial do corpo-de-prova. Verifica-se que a inclinação das retas da Figura 6.18 permanece praticamente constante, sendo que a sucção influencia apenas o intercepto da reta com a ordenada. Portanto, a relação entre $G_{m\acute{a}x}$ e a tensão média do solo, p , pode ser obtida a partir da Equação 6.3.

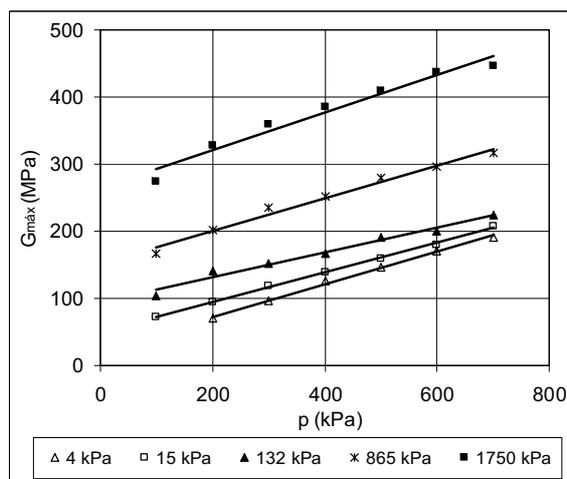


Figura 6.18. Relação entre $G_{máx}$ e tensão média a diferentes valores de sucção.

$$G_{máx} = A * p + B \quad (6.3)$$

onde A é um parâmetro do solo que define o incremento na rigidez do solo com a tensão média.

Na Figura 6.19 consta a variação dos valores de B com a sucção, onde verifica-se que eles podem ser representados por uma relação potencial. Dessa forma, a relação entre os valores de $G_{máx}$, p e $(u_a - u_w)$ pode ser determinada pela Equação 6.4.

$$G_{máx} = A * p + b * (u_a - u_w)^c \quad (6.4)$$

onde b e c são parâmetros do solo relacionados ao incremento da rigidez do solo com a sucção e são ajustados experimentalmente.

Os dados de $G_{máx}$, p e $(u_a - u_w)$ obtidos em laboratório foram ajustados à Equação 6.4, sendo os parâmetros utilizados mostrados na Tabela 6.5 e a superfície obtida representada na Figura 6.20. A superfície representa a tendência verificada nos resultados dos ensaios, em que os valores de $G_{máx}$ aumentam com o acréscimo da sucção e da tensão média.

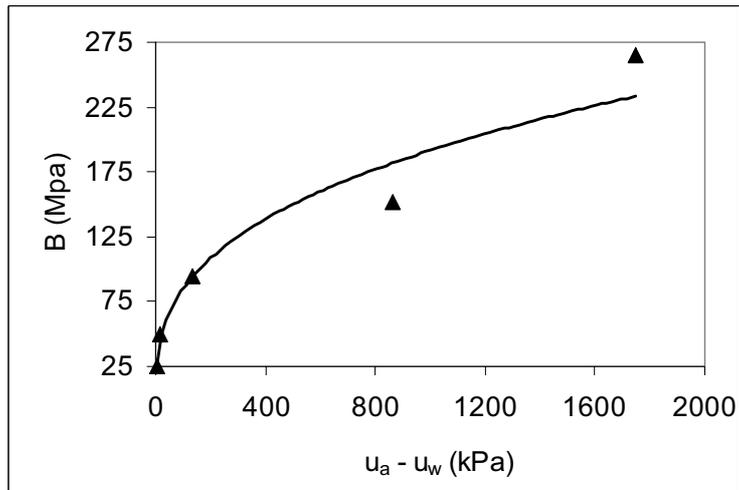


Figura 6.19. Relação entre valores de B e $(u_a - u_w)$.

Tabela 6.5. Parâmetros da Equação 6.4 para valores de sucção inicial.

A	B	c
0,28	1,48	0,69

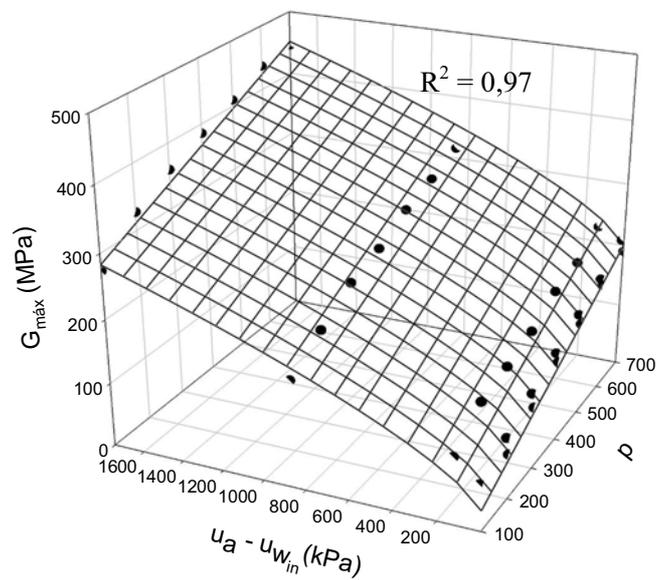


Figura 6.20. Variação de $G_{máx}$ com o estado de tensão do solo.

Devido à escassez de dados de ensaios de coluna ressonante deste solo para valores de teor de umidade inferiores a w^m , o acréscimo de rigidez do solo devido à retirada de água da microestrutura do solo não pôde ser totalmente definido. Acredita-se que, a partir de um determinado valor de sucção microestrutural, o valor de $G_{máx}$ tende a estabilizar-se. Dessa forma, um fator de correção na Equação 6.4 deveria ser acrescentado, prevendo este fenômeno. No entanto, devido a ausência de dados experimentais para validar essa alteração, a Equação 6.4 é mantida, ressaltando que a mesma se ajusta adequadamente aos dados experimentais disponíveis neste trabalho.

Como os ensaios foram realizados somente em amostras confinadas, nada se pode afirmar da variação do $G_{máx}$ em condições de não confinamento. Dessa forma, o uso da Equação 6.4 para a obtenção de valores de $G_{máx}$ a diversos níveis de sucção e tensão é restrito a amostras submetidas a uma tensão de confinamento.

Os dados experimentais de Cabarkapa *et al.* (1999) para valores de sucção de 50, 100 e 200 kPa, ilustrados na Figura 2.15, foram representados utilizando a Equação 6.4. A partir da mesma equação foram representados os dados experimentais de Mancuso *et al.* (2002), ilustrados na Figura 2.19, e os dados de Pintado (1993), citado por Alonso (2002), ilustrados na Figura 2.13. Os dados experimentais desses solos e suas representações pela Equação 6.4 são apresentados na Figura 6.21. Os parâmetros do modelo são apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6. Parâmetros da Equação 6.4 para Cabarkapa *et al.* (1999), Mancuso *et al.* (2002) e Pintado (1993) citado por Alonso (2002).

	A	b	c
Cabarkapa <i>et al.</i> (1999)	0,11	0,12	1,20
Mancuso <i>et al.</i> (2002)	0,77	18,00	0,36
Pintado (1993) citado por Alonso (2002)	0,25	3,31	0,37

A equação proposta neste trabalho apresentou valores de R^2 satisfatórios, acima de 0,90, para o silte arenoso de Mancuso *et al.* (2002) e a argila expansiva de Pintado (1993), citado por

Alonso (2002). Por outro lado, os dados de Cabarkapa *et al.* (1999) não foram bem representados, com valor de R^2 de 0,85, principalmente porque este solo apresenta uma relação não linear entre $G_{\text{máx}}$ e p , o que não condiz com o previsto pela Equação 6.4.

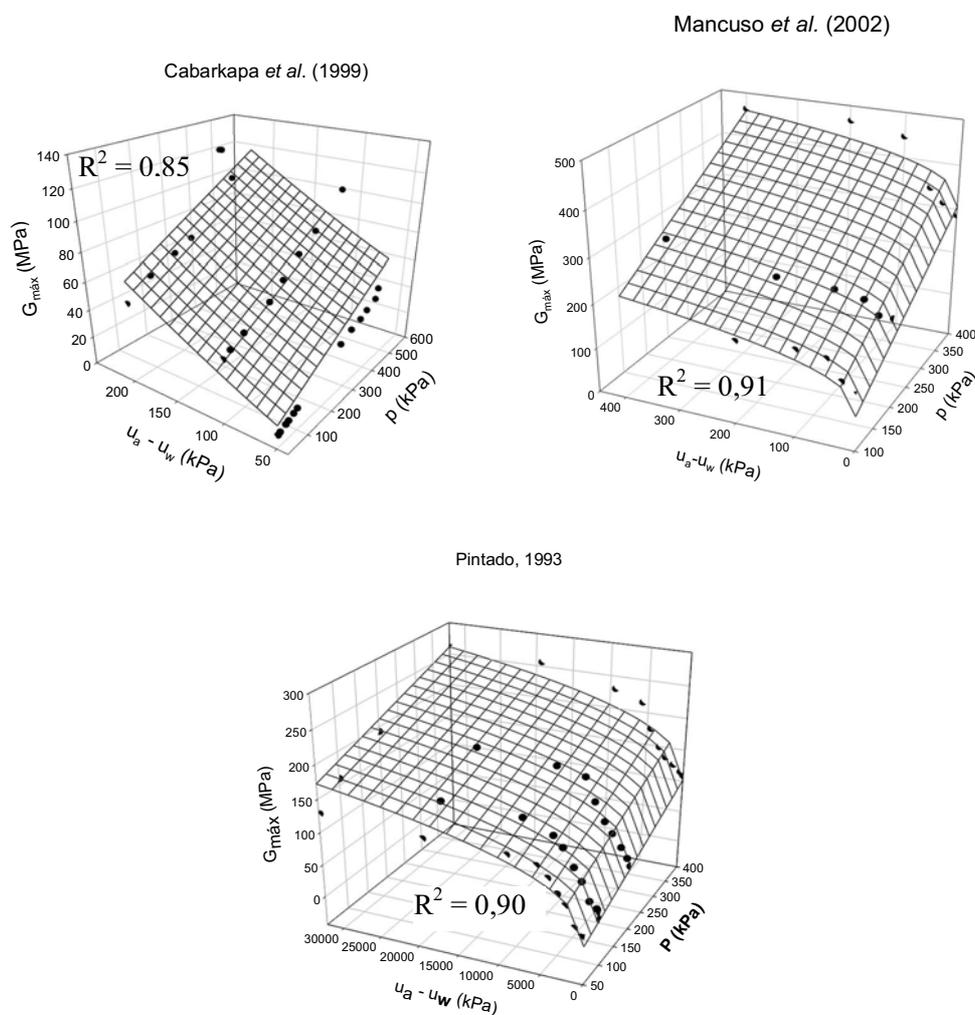


Figura 6.21. Variação de $G_{\text{máx}}$ com o estado de tensão para os solos ensaiados por Cabarkapa *et al.* (1999), Mancuso *et al.* (2002) e Pintado (1993) citado por Alonso (2002).

No entanto, apesar do bom desempenho desta equação na previsão da variação do módulo de rigidez máximo do solo com o estado de tensão para o solo utilizado nesta pesquisa e para o silte arenoso de Mancuso *et al.* (2002) e a argila expansiva de Pintado (1993), citado por Alonso (2002), não é esta equação o principal ponto a ser abordado.

O principal ponto a ser considerado é a existência de diferentes mecanismos de influência da sucção no módulo de rigidez máximo do solo, caso este processo ocorra na macro ou microestrutura do solo. No entanto, para uma melhor compreensão desses mecanismos, são necessários dados de ensaio de coluna ressonante para diversos tipos de solo, com os valores de grau de saturação do solo distribuídos adequadamente ao longo da curva característica. Dessa forma, a partir desses novos dados, modelos devem ser gerados considerando esses diferentes mecanismos.

7 CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões mais relevantes deste trabalho. Para uma melhor compreensão, as conclusões são separadas em quatro itens, na mesma seqüência dos capítulos de análises dos resultados. Por fim, são comentadas algumas propostas de execução de ensaios de laboratório e métodos de análises em futuras pesquisas, a fim de aprofundar os temas tratados nesta tese.

7.1 ESTRUTURA DO SOLO

O uso acoplado das técnicas de microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM) e porosimetria por injeção de mercúrio (MIP) é bastante eficiente para um melhor entendimento do comportamento estrutural dos solos. Vale ressaltar que o MIP apresenta limitação, uma vez que não fornece pressão suficientemente alta para entrar nos poros com diâmetros menores que 8 nm.

De acordo com os resultados do MIP, a argila siltosa do canal Alguerry-Balaguer não apresentou alterações na distribuição de poros da microestrutura do solo após trajetórias de umedecimento e carregamento, independente do nível de colapso e valor de índices de vazios final. Esses resultados confirmam a definição de microestrutura de Romero e Vaunat (2000), no qual a microestrutura é a parte do solo não afetada por trajetórias de carregamentos.

Vale ressaltar que, como a estrutura e a porosidade foram avaliadas sobre amostras colapsadas a um determinado nível de tensão, a microestrutura é pouca afetada, pois o colapso ocorre nos macroporos. Para verificar as alterações na microestrutura o ideal seria carregar a amostra já saturada, pois assim os agregados têm menos resistência e podem ser afetados.

Em relação à macroestrutura, ocorreu apenas uma diminuição da densidade dos poros após o colapso, com pequena modificação do valor dos diâmetros dos poros dominantes. Os valores dos poros dominantes são 16 μm para a amostra com índices de vazios de 0,71, 11 μm para a amostra com índices de vazios de 0,53 e 10 μm para a amostra com índices de vazios de 0,42.

O colapso da amostra para essa argila siltosa possui o mesmo efeito que a compactação dos demais solos. Dessa forma, o valor de índices de vazios final da amostra é mais determinante no seu comportamento estrutural que a trajetória seguida para atingi-lo.

Os resultados da microscopia eletrônica de varredura ambiental mostraram que a redução dos índices de vazios do solo, provocada pela inundação das amostras a partir de distintos valores de sucção, resultaram em redução das dimensões dos poros interagregados. No entanto, essas amostras continuaram apresentando poros com dimensões elevadas, embora em quantidades menores que a amostra que não sofreu carregamentos. Esses resultados são coerentes com os obtidos pelo MIP.

7.2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DO SOLO

Os valores de sucção osmótica deste solo são desprezíveis, uma vez que as curvas características obtidas por diversos métodos apresentaram uma boa concordância, embora alguns fornecessem valores de sucção total e outros valores de sucção matricial.

A equação da curva característica do solo proposta por Romero (1999) representou satisfatoriamente os resultados experimentais obtidos por meio dos equipamentos SMI, WP4, edômetro com sucção controlada e pela técnica do papel filtro.

As curvas características obtidas utilizando a porosimetria por injeção de mercúrio apresentam uma razoável concordância quanto à forma com as obtidas utilizando os métodos convencionais. Em termos de valores de sucção, observa-se que a curva obtida por meio do MIP apresenta uma melhor concordância com a trajetória de umedecimento, a altos valores de sucção, e com a trajetória de secagem, a baixos valores de sucção.

Considerando-se a rapidez e a praticidade desse ensaio, essa técnica surge como uma boa alternativa às demais técnicas. Vale ressaltar que esse método não permite visualizar a histerese das curvas características, sendo essa sua grande desvantagem em relação às outras técnicas utilizadas na determinação dos valores de sucção.

O caminho inverso, no qual a distribuição de poros dos solos é obtida a partir de suas curvas características, se mostra como uma ferramenta eficaz e de grande utilidade, principalmente devido à carência de porosímetros nos centros de pesquisa brasileiros.

Vale ressaltar que, para um melhor entendimento do comportamento do solo, é preferível a execução de ensaios de WP4, SMI, papel filtro, oedométricos com controle de sucção, dentre outros, para a obtenção de curvas características e de ensaios de MIP e ESEM para a obtenção da distribuição de poros. As técnicas alternativas, em que as curvas características são obtidas a partir das distribuições de poros dos solos e vice-versa, devem ser utilizados apenas como complemento ou na impossibilidade de execução desses ensaios específicos.

As curvas características do solo utilizado nesta pesquisa, obtidas para amostras com distintos índices de vazios, quando relacionadas ao grau de saturação, mantêm a forma e a variação dos valores de saturação não são acentuadas. Em relação ao comportamento observado nas curvas características relacionadas aos teores de umidade, as curvas mantêm a forma e os valores de umidade sofrem modificações apenas para valores próximos às respectivas umidades de saturação.

Para este solo, não é necessária a utilização de modelos constitutivos elastoplásticos hidromecânicos para a reprodução de seu comportamento, uma vez que se verificou pouca influência das deformações na curva característica. Nesse sentido, os ensaios de MIP são bastante úteis, uma vez que permitem verificar a relevância da utilização desses modelos mais sofisticados antes da execução de ensaios laboratoriais mais complexos.

7.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO

O solo estudado apresenta-se como um solo pouco expansivo (0,5%) e bastante colapsível, sendo que até valores de tensões de 800 kPa esse colapso aumenta com a tensão de inundação, apresentando um potencial de colapso de 9,4% neste caso. O resultado do ensaio de MIP executado em amostra colapsada a uma tensão de inundação de 800 kPa mostra que houve poucas alterações na estrutura do solo após esse colapso, devido ao fato que a amostra não obteve seu colapso máximo.

Com o mesmo grupo de parâmetros, foi possível representar de maneira satisfatória, por meio do Modelo Básico de Barcelona, os ensaios oedométricos e triaxiais, com e sem controle de sucção, realizados em diversas trajetórias de tensões, durante a consolidação e a ruptura.

O solo no qual foi assente o canal Segarra-Guarrigue e o solo utilizado na construção do núcleo da barragem L'Albagés apresentam características e comportamento mecânicos e hidráulicos similares ao canal Alguerri-Balaguer, sendo possível simular de maneira adequada a compressibilidade desses solos com o mesmo grupo de parâmetros do BBM utilizados para o solo dessa pesquisa.

7.4 COMPORTAMENTO DO SOLO SOB PEQUENAS DEFORMAÇÕES

A coluna ressonante é um equipamento importante na definição do comportamento módulo-deformação do solo, apresentando um bom desempenho em ramos de deformações que não são alcançados pelos ensaios triaxiais convencionais e especiais.

Os valores de módulo de rigidez do solo são constantes até uma deformação em torno de 0,002 %, apresentando a partir desse valor uma redução dos valores de $G_{máx}$ com o aumento da deformação angular. Esse valor é independente do grau de saturação e da tensão média.

A variação do módulo de rigidez do solo com a umidade está relacionada a dois distintos aspectos, discutidos a seguir. Para amostras com teor de umidade superior ao teor de umidade microestrutural (w^m), a sucção deve-se à existência de meniscos entre os agregados e o acréscimo de rigidez do solo está relacionado à força normal entre os contatos dos grãos, que tende a estabilizar a altos valores de sucção. Para amostras com teor de umidade inferior a w^m , ocorre um fenômeno de rigidização dos agregados, aumentando bruscamente a rigidez do solo com pequenas alterações do grau de saturação.

As normalizações da relação entre o módulo de rigidez máximo do solo e o grau de saturação ou o teor de umidade permitem verificar que a influência das variações dos teores de umidade e dos graus de saturação nos valores do módulo de rigidez máximo dos solos independe dos valores de tensão média. A normalização é executada derivando o $G_{máx}$ em relação ao grau de

saturação inicial do solo ou em relação ao teor de umidade inicial da amostra, para as diferentes tensões de confinamento.

O módulo de rigidez máxima do solo cresce com o aumento da tensão média e da sucção, sendo que não foi verificado um valor de sucção máximo a partir do qual os valores de $G_{\text{máx}}$ tendessem à estabilização.

A equação proposta neste trabalho representou satisfatoriamente a variação do módulo de rigidez máximo do solo com o estado de tensões (tensão média e sucção), tanto para o solo utilizado nesta pesquisa, como para o silte arenoso de Mancuso *et al.* (2002), e a argila expansiva de Pintado (1993) citado por Alonso (2002). No entanto, são necessários novos dados de laboratório para melhorar essa equação. O principal ponto a ser considerado é a existência de diferentes mecanismos de variação de módulo de rigidez máximo do solo com a sucção, caso este processo ocorra na macro ou microestrutura do solo.

7.5 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Recomenda-se a execução de ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio em amostras a distintos valores de índices de vazios, devido a diversas trajetórias de carregamentos, a fim de isolar o efeito da carga e do colapso na estrutura do solo.

Nesse sentido, a fim de verificar o efeito do colapso na estrutura do solo, sugere-se a execução de ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio (MIP) em amostras submetidas a umedecimento em diversas tensões de inundação.

Devido à heterogeneidade do solo e à reduzida dimensão das amostras para esse ensaio, recomenda-se a repetição desses ensaios em diversos corpos-de prova, a fim de executar um tratamento estatístico para isolar os efeitos de variabilidade de ensaios.

Todos os ensaios de MIP mencionados acima devem ser estendidos a ensaios de microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM), de forma a se realizar análises acopladas dessas técnicas.

Obtenção de curvas características dos solos a partir de ensaios de MIP devem ser realizadas em diversos tipos de solo, a fim de verificar a eficiência do método, tanto em amostras compactadas quanto em amostras naturais. A situação inversa, na qual a distribuição microestrutural do solo é fornecida pela curva característica, também deve ser verificada.

Determinação de curvas características desse solo deve ser executada para distintos valores de índices de vazios, a fim de verificar a influência desses índices na forma e valores dessas curvas.

Propõe-se a realização de ensaios para a obtenção da relação entre o módulo de rigidez máximo do solo ($G_{\text{máx}}$) e o estado de tensão (u_a-u_w e p). Estes ensaios devem ser realizados em coluna ressonante com sucção controlada ou em triaxial com controle de sucção adaptado para medir pequenas deformações por meio dos elementos flexores.

A superfície de estado proposta, relacionando $G_{\text{máx}}$, u_a-u_w e p , deve ser validada por meio de resultados de outros tipos de amostras. A partir desses resultados pode-se apresentar uma melhor definição física dos parâmetros da superfície de estado.

Os valores de saturação do solo no qual serão executados os ensaios devem estar distribuídos adequadamente ao longo da curva característica, a fim de possibilitar um estudo mais aprofundado das diferenças de valores de $G_{\text{máx}}$ na micro e macroestrutura do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. NBR-6508, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.

ABNT (1984). Solo – Determinação do limite de liquidez: NBR-6459, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT (1984). Solo – Análise Granulométrica: NBR-7181, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.

ABNT (1986). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR-6457, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 9 p.

ABNT (1988). Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática: MB-2887, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 4 p.

Agus, S.S. & Schanz, T. (2005) Effect of shrinking and swelling on microstructures and fabric of a compacted bentonite-sand mixture. Proc. Internacional Conference on Problematic Soils GEOPROB, Famagusta, 2: 543-550.

Alonso, E. (2002). Stiffness of Partially Saturated Soils. Small Strains. Curso sobre Mecânica de Suelos no Saturados, Bogotá.

Alonso, E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, 40 (3): 405-430.

Alonso, E., Romero, E., Arnedo, D. & Olivella, S. (2005). Geotechnical properties of low density unsaturated carbonated clayey silts and impact on the foundation of canal embankments. 16th International Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japón: 1823-1826.

Alonso, E, Vaunat, J. & Gens, A (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. Engineering Geology, 54: 173-183.

Arnedo, D. G. (2004). Terraplenes Sobre Suelos Colapsables. Monografia, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 119 p.

Atkinson, J.M & Salfords, G. (1991). Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and situ tests. Proceedings X ECSMFE, Florencia, 3: 915-956

Azevedo, J. A. D. & Silva, E. M. da (1999). Tensiômetro : dispositivo prático para controle de irrigação. Embrapa Cerrados. Circular Técnica, 1: 1-39.

Barrera, M. B. (2002). Estudio Experimental del Comportamiento Hidro-mecánico de Suelos Colapsables. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 480 p.

- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. Lecture delivered in Oslo, Norway in 1995, printed in *Teknisk Ukeblad*, 106 (39): 859-863.
- Bishop, A. W. & Donald, I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proc. of the 5th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris: 13-21.
- Buenfil, C. M. B. (2007). *Caracterización Experimental del Comportamiento Hidromecánico de una Arcilla Compactada*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 466 p.
- Bulut, R. & Leong, C. (2008). Indirect measurement of suction. *geotech. geol. Eng.* DOI 10.1007/s10706-008-9197-0.
- Bulut, R. Lytton, R.L. & Wray, W.K. (2001). Soil suction measurements by filter paper. *Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations*, Vipulanandan C, Addison MB, Hasem M (eds), ASCE geotechnical special publication n° 115, Houston, Texas, pp. 243-261.
- Camapum de Carvalho, J. (2007). Relato sessão 2: Solos expansivos e colapsíveis. VI Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, Salvador, Bahia, 2: Xx-xx.
- Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2000). Modelo de normalização da curva característica. 32^o Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, 1:96-106.
- Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, 27 (3): 231-242.
- Campos, I. C. O., Guimarães, E. M. & Camapum de Carvalho, J. (2008). Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios, Rio de Janeiro, 1535-1542.
- Carbakapa, Z., Cuccovillo, T. & Gunn, M.(1999). Some aspects of the pre-failure behavior of unsaturated soil. *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Rotterdam, pp. 159-165.
- Cardoso, R., Romero, E. Lima, A. & Ferrari, A. (2007). A comparative study of soil suction measurement using two different high-range psychrometers. *2nd Internacional Conference of Mechanics of Unsaturated Soils*, Bauhaus, Weimar, Alemanha: 79-93.
- Caruso, A. & Tarantino, A. (2004). A shearbox for testing unsaturated soils from medium to high degrees of saturation. *Géotechnique*, 54 (4):281-284.
- Clayton, C. R. I. & Heymann, G. (2001). Stiffness of geomaterials at very small strains. *Géotechnique*, 51 (3): 245-255.
- Coop, M.R. & Jovicic, V. (1999). The influence of state on the very small strain stiffness of sands. 2nd Intl. Symp. *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, IS-Torino 99, Turin, Italy, pp. 175-181.

Cordão Neto, M. P. (2005). Análise Hidro-mecânica de Barragens de Terra Construídas com Materiais Colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 028/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

Cui, Y.J., & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46 (2): 291-311.

Cuisinier, O. & Masrouri, F. (2005). Compressibility and fabric of an unsaturated compacted swelling soil. *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*. Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds), London, pp. 411-417.

Cunningham, M.R, Ridley, A.M., Dineen K., Burland, J.B. (2003). The mechanical behaviour of a reconstituted unsaturated silty clay. *Géotechnique*, 53: 183-194.

Decagon Devices, Inc. (2003). WP4 Water Dewpoint Potentiometer. Operator's Manual Version 2.2. Decagon Devices, Inc., Pullman, USA (www.decagon.com).

Delage, P., Audiguier M., Cui, Y.J., Howatt, M.D. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnique Journal*, 33: 150-158.

Delage, P., Le, T.T., Tang, A.M., Cui, Y.J. & Li, X.L. (2007). Suction effects in deep boom clay block samples. *Géotechnique*, 57 (1): 239-244.

Delage, P. & Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnique Journal*, 21: 21-35.

Delage, P., Romero, E. & Tarantino, A. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. *Proc. 1st Eur. Conf. Unsaturated Soils*, Dirham, UK, London, ISBN 978-0-415-47692-8, 519-523.

D'Onza, F., D'Onofrio, A. & Mancuso, C. (2008). Small strain behaviour of a pyroclastic soil in unsaturated conditions. *Deformational Characteristics of Geomaterials*, Burns, Mayne & Santamarina (eds.), IOS Press: 541-548.

Escáριο, V. (1989). Formulaciones para la definición de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos parcialmente saturados. *Bol. Soc. Española de Mecánica del Suelo*, 92: 3-12.

Escáριο, V. & Saez, J. (1973). Measured of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. *Proc. 3° Int. Conf. Expansive Soils*, Haifa: 195-200.

Farias, M.M, Pinheiro, M. & Cordão Neto, M.P. (2006). An elastoplastic model for unsaturated soils under general three-dimensional conditions. *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, 46 (5): 613-628.

Farulla, A. A & Ferrari, A. (2005). Controlled suction oedometric tests: analysis of some experimental aspects. *Advanced Experimental Unsaturated soil Mechanics (EXPERUS)*, Tarantino, Romero & Cui (eds), Taylor & Francis Group, London, pp. 43-48.

Fredlund, D.G. (1992). Background, theory, and research related to the use of thermal conductivity sensors for matric suction measurement. *Advances in measurement of soil*

physical properties: bringing theory into practice. Especial Publication Soil Science, 3: 249-262.

Fredlund, D. G., Gan, J. K., Guan, Y. & Richardson, N. (1997). Suction measurements on a Saskatchewan soil using a direct measurement, high suction sensor. Transportation Research Board 76th Annual Meeting. Washington, DC.

Fredlund, D. G. & Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 13 (3): 261-276.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N. R. & Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15(3): 313-321.

Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. JohnWiley & Sons, New York, United States of America, 517 p.

Fredlund, D.G. & Wong, D.H.H. (1989). Calibration of thermal conductivity sensors for measuring soil suction. Geotechnical Testing Journal, 12 (3): 188-194.

Futai, M.M. (1997). Análise de Ensaios Oedométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsáveis. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 255 p.

Gallipoli, D., Wheeler, S. J. & Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. Géotechnique, 53: 105-112.

Gens, A. & Alonso, E.E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. Canadian Geotechnical Journal, 29: 1013-1032.

Gens, A. & Romero, E. (2000). Simposio sobre geotecnia de las infraestructuras del transportes. Sociedad Española del Mecánica del Suelo y Ingeniería Geotécnica, Barcelona, pp.17-43.

Gómez, J. M. (2004). Limos Arcillosos Colapsables. Estudio Experimental, Teórico y Aplicación a un Caso Práctico. Monografía, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 138 p.

Griffiths, F.J. & Joshi, R.C (1989). Changes in pore size distribution due to consolidation of clays. Géotechnique, 39 (1): 159-167.

Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Head, K.H. (1986). Manual of soil laboratory testing, Pentech Press, London, Clay Science for Engineering, 3.

Ho, Y.F. & Fredlund, D.G. (1982). A multistage triaxial test for insaturated soils. Geotechnical Testing Journal, 5 (½): 18-25.

Hoffman, C., Romero, E. & Alonso, E.E. (2005). Combining different controlled-suction techniques to study expansive clay. Proc. Int. Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, Italy: 61-67.

Houston, S.L., Houston, W.R. & Wagner, A.M. (1994). Laboratory filter paper measurements. *Geotechnical Testing Journal*, 17 (2): 185-194.

Inci, G., Yesiller, N. & Kagawa, T. (2003) Experimental Investigation of Dynamic Response of Compact Clayey Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 26 (2): 125 – 141.

Jardine, R.J., Potts, D. M., Fourie A. B. & Burland, J.B. (1986). Studies of the influence of non- linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Géotechnique*, 36 (3),377-396.

Juang, C.H. & Holtz, R.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (9): 855-868.

Kaway, K., Kato, S. & Karube (2000). The model of water retention curve considering effects of void ratio. *Proceedings of the Asian Conference of Unsaturated Soils*, Singapore: 329-334.

Laboratórios de Meios Porosos e Propriedades Termofísicas. (2005). Pesquisa, porosimetria por injeção de mercúrio. Consultada em www.lmpt.ufsc.br no dia 15/05/2005.

Lapierre, C., Leroueil, S.& Locat, J. (1990). Mercury intrusion and permeability of Louisville clay. *Canadian Geotechnique Journal*, 27: 761-773.

Lawrence, G.P. (1978). Stability of soil pores during mercury intrusion porosimetry. *J Soil Sci.*, 29: 299-304.

Leong, E. C., He, L. Rahardjo, H. (2002). Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, 25 (3): 322-333.

Lima, A(2007). Comportamiento Termo-hidro-mecánico de la Arcilla Natural de Boom en Condiciones Saturadas y no Saturadas. Diploma de Estudio Avanzado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 115 p.

Lourenço, S. D. N., Toll, D.G., Augarde, C.E., Gallipoli, D., Congreve, A., Smart, T., Evans, F.D. (2008). Observations of unsaturated soils by environmental scanning electron microscopy in dynamic mode. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*, Toll *et al.* (eds), Taylor & Francis Group, London: 145-150.

Mancuso, C., Vassalo, R. & d'Onofrio, A. (2002). Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column – torsional shear tests. *Canadian Geotechnique Journal*, 39: 22-31.

Marinho, F.A.M. (1994). Medida de sucção com o método do papel filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação, Foz do Iguaçu, 2: 515-522.

- Marinho, F.A.M. (1995). Cavitação e a medição direta de sucção. Encontro Sobre Solos não-Saturados, 1995, Porto Alegre, RS.:126-142.
- Marinho, F.A.M. & Chandler, R.J. (1995). Cavitation and the direct measurement of soil suction. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils, Balkema, Rotterdam, Paris, 2: 623-630.
- Marinho, F. Chandler, R. & Crilly, M. (1995). Stiffness measurements on an unsaturated high plasticity clay using bender elements. Proceedings 1st International Conference on Unsaturated Soils, 2: 535 – 539.
- Marjerson B., Richardson N, Widger A, Fredlund D.G. Berthelot C. (2001). Installation of sensors and measurement of soil suction below thin membrane of surface pavements in Saskatchewan. Proc. of 54th Canadian Geotechnical Conference, Calgary: 1328-1334.
- Matyas, E.L. & Radhakrishna, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Geotechnique, 18 (4): 432–448.
- Mendonza Serrano, C.E (2004). Influencia de la Succión en el Módulo de Corte a muy Pequeñas Deformaciones de Suelos Compactados. Proyecto de grado para optar al título de magíster en ingeniería- geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Agrícola, Universidade Nacional de Colômbia, Bogotá, 162 p.
- Montes-H, G., Duplay, J., Martinez, L., Escoffier, S., Rousset, D. (2004). Structural modifications of Callovo-Oxfordian argillite under hydration/dehydration conditions. Appl Clay Sci, 25:187-194.
- Murrieta, P. & Camapum de Carvalho, J. (1995). Métodos para medir sucção em solos não-saturados. Encontro Sobre Solos não-Saturados, Porto Alegre, RS: 143-158.
- Musso, G., Romero, E., Gens, A. & Castellanos, E. (2003). The role of structure in the chemically induced deformations of FebeX bentonite. Appl. Clay Sci, 23:229-237.
- Nichol, C., Smith, L. & Beckie, R. (2003). Long term measurement of matric suction using thermal conductivity sensors. Canadian Geotechnical Journal, 40(3): 587-597.
- Nogueira, J.F. (2005). Análise da Influência do Fluxo por Capilaridade na Degradação Físico-química do Solo. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-137/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 108 p.
- O’Kane, M., Wilson, G.W & Barbour, S.L. (1998). Instrumentation and monitoring of an engineered soil cover system for mine waste rock. Canadian Geotechnical Journal, 35: 828-846.
- Oloo, S.Y. & Fredlund, D. G. (1995). Matric suction measuring in an expansive soil subgrade in Kenya. Unsaturated Soils: Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris.
- Penumadu, D. & Dean, J. (1999). Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. Canadian Geotechnical Journal, 37: 393-405.

- Pennumadu, D. & Dean, J. (2000). Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 393-405.
- Pereira, J.H.F. (1996). Numerical Analysis of the Mechanical Behavior of Collapsing Earth Dams During First Reservoir Filling. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 449 p.
- Pereira A. (2006). Resistência ao Cisalhamento de Solos não Saturados: Análise Experimental e Teórica. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do RioGrande do Sul, Porto Alegre, RS, 153 p.
- Pineda, J, Lima, A. & Romero, E. (2008). Influence of hydraulic paths on the low-strain shear modulus of a stiff clay. Proc. 1st Eur. Conf. Unsaturated Soils, Dirham, London, ISBN 978-0-415-47692-8, 519-523.
- Pinheiro, M. (2004). t_{ij} -unsat: Um Novo Modelo Elastoplástico para Solos não Saturados. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-118A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.
- Prapaharan, S., Altschaeffl, A.G. & Dempsey, B.J.(1985). Moisture curve of a compacted clay: mercury intrusion method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9): 1139-1143.
- Presa, E. P. , Lins, A.H.P. , Campos, L.E.P. , Ignatius, S.G. , Camapum de Carvalho, J. , Dias, R. D. (1988). Ensaio de laboratório em solos parcialmente saturados. Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, ABMS,1:251-278.
- Puzrin, A.M. & Burland, J.B. (1998). Non-linear model of small strain behaviour of soils. *Géotechnique*, 48 (2):217-233.
- Qian. X, Gray, D & Woods, R. (1993) Modulus of Unsaturated Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 19(2): 295 -314.
- Ridley, A.M. & Burland, J.B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, 44 (2): 321-324.
- Rodrigues, R. A. (2007). Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), São Carlos. 262 p.
- Romero, E. (1999). Characterisation and Thermo Hydro-mechanical Behaviour of Unsaturated Boom Clay: An Experimental Study. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona. 405 p.
- Romero, E. (2001). Controlled suction techniques. 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, Brasil: 535–542.
- Romero, E., Hoffmann, C., Castellanos, E., Suriol, J. & Lloret, A (2005). Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. *Advances in*

Understanding Engineered Clay Barriers, E.E., Alonso & A. Ledesma (eds.), Taylor & Francis Group, London: 193-202.

Romero, E. & Knobelsdorf, J. (2004). Ensayos sobre limos arcillosos coluviales de la cimentación del canal. Material inalterado y compactado en laboratorio. Canal Algerri-Balaguer (Tramo B). Informe Geotécnico, 36 p.

Romero, E. & Simms, P.H (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotech. Geol. Eng.* DOI 10.1007/s10706-008-9204-5.

Romero, E. & Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino & Mancuso (eds.), Balkema, Rotterdam: 91-106.

Sheng, D., Sloan, S. W. & Gens, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics Journal*: 453-465.

Simms, P.H. & Yanful, E.K. (2001). Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38: 741-754.

Simms, P.H. & Yanful, E.K. (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique*, 52 (4): 269-278.

Sorgi, C., De Gennaro, V., Nguyen, H.D., Delalain, P. (2008). Recent advances in ESEM analysis of partially saturated geomaterials. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*, Toll *et al.* (eds), Taylor & Francis Group, London: 151-157

Soto, M.A.A (2004). Comparação entre Métodos de Imposição e Controle de Sucção em Ensaios com Solos não Saturados (2004). Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 206 p.

Suriol, J.C (1993). *Revistas de Obras Públicas*, Barcelona, Espanha, 3319 (340): 57-66.

Tarantino, A. & De Col, E. (2008). Compaction behaviour of clay. *Géotechnique*, 58 (3): 199-213.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation of predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of American Journal*, 44: 892-898.

Vaunat, J. Romero, E. & Jommi, C. (2000). An elastoplastic hydromechanical model for unsaturated soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino & Mancuso (eds.). Balkema, Rotterdam: 121-138.

Viggiani, G. & Atkinson, J.H. (1995). Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 45 (2): 249-265.

Villar, M.V. (1999). Investigation of the behaviour of the bentonite by means of suction-controlled oedometer tests. *Engineering Geology*, 54: 67-73.

Villar, M.V. & Lloret, A. (2001). Variation of the intrinsic permeability of expansive caliz upon saturation. *Clay Science for Engineering*, Adachi K., Fukue M. (eds), A.A. Balkema, Róterdam: 259-266.

Viola, R., Tuller, M., Or, D. & Drasdis, J. (2005). Microstructure of clay-sand mixtures at different hydration states. *Proceedings of Internacional Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, London: 437-442.

Ywasaki, T., Tatsuoka, F. & Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sands using cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 18 (1): 39-56.

Wheeler, S. J., Sharma, R. S. & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53: 41-54.

Xu, J., Ng, C.W.W. & Yung, Ss.Y. (2008). Drying and wetting effects on shear wave velocity of an unsaturated soil. *Proc. 1st Eur. Conf. Unsaturated Soils*, Dirham, UK, London: 525-530

Zhang, X., Leong, E.C. & Rahardjo, H. (2001). Evaluation of a thermal conductivity sensor for measurement of matric suction in residual soil slopes. *Proc. 14 th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong: 611-616.