Campus de São Carlos

Aplicação de conceitos de elastoplasticidade
a solos não saturados

Sandro Lemos Machado

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

***APLICAÇÃO DE CONCEITOS DE ELASTOPLASTICIDADE A
SOLOS NÃO SATURADOS***

SANDRO LEMOS MACHADO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção
do Título de Doutor em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

São Carlos,
1998

Class.	TESE-EESC
Cutt.	3192
Ambo	0020/99

S/S 1003680

Ficha catalográfica preparada pela seção de tratamento da informação do
serviço de biblioteca da EESC/USP

M149a	<p>Machado, Sandro Lemos</p> <p>Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados/ Sandro Lemos Machado. São Carlos, 1998-</p> <p>Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1998</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar.</p> <p>1.Solos não saturados. 2. Elastoplasticidade</p>
-------	--

Dedicatória

Aos meus pais e à minha esposa
pela paciência e pelo amor

Agradecimentos:

Aos professores Luiz Edmundo Prado de Campos, Erundino Pousada Presa, Evangelista Cardoso Fonseca e demais professores e funcionários do Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais da UFBA. Aos professores Antenor Paraguassu, Nélcio Gaioto e Benedito Bueno. Aos técnicos Oscar, José Luiz, Antônio e Benedito. A todos os professores e funcionários do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

Aos amigos que tanto colaboraram para a realização deste trabalho, pelo apoio e compreensão, em especial a Benedito José Imbiriba Carneiro, Nilton de Souza Campelo e Juciara Carvalho Leite.

Um Sincero e especial agradecimento ao orientador deste trabalho, Prof. Dr. Orencio Monje Vilar, sem a colaboração de quem fatalmente não teria sido possível realizar esta pesquisa. Pela colaboração, pelo empenho e pela paciência o meu muito obrigado.

Finalmente, às agências de fomento à pesquisa CAPES e FAPESP, pelo apoio dado na realização deste trabalho.

Sumário

1 - Introdução	1
2 – Revisão bibliográfica	8
2.1 – Potenciais da água no solo	8
2.1.1 - Introdução	8
2.1.2 - Conceituação geral	8
2.1.3 - Sucção no solo	10
2.1.3.1 - Sucção matricial e osmótica	10
2.1.4 - Curva característica de sucção do solo	14
2.1.4.1 - Recentes avanços na medida de sucção em campo e em laboratório.	16
* 2.2 - O princípio das tensões efetivas e as variáveis de estado	18
* 2.2.1 - Introdução	18
* 2.2.2 - O princípio das tensões efetivas	18
2.2.2.1 - Solos saturados	18
2.2.2.2 - Solos não saturados	19
* 2.2.3 - Análise do solo não saturado com base nas variáveis de estado	25
* 2.3 - Estrutura dos solos não saturados	27
2.3.1 - Introdução	27
2.3.2 - Estudo da estrutura dos solos	28
2.3.3 - Estudo da estrutura dos solos através de microscópios eletrônicos de varredura.	29
2.3.4 - Estudo da estrutura dos solos através de ensaio de porosimetria	33

2.3.5 - Ensaio realizado em equipamentos com sucção controlada	35
2.3.6 - O elemento de solo não saturado	37
2.4 - Resistência ao cisalhamento de solos não saturados	39
2.4.1 - Introdução	39
2.4.2 - resistência ao cisalhamento dos solos não saturados	40
2.5 - Variações volumétricas do solo devidas à variações na umidade	49
2.5.1 - Introdução	49
2.5.2 - Definição, características geotécnicas e identificação de solos colapsíveis e expansivos	50
2.5.2.1 - Solos colapsíveis	50
2.5.2.2 - Solos expansivos	52
2.5.3 - Alguns equipamentos desenvolvidos para a realização de ensaios com controle de sucção	54
2.5.4 - Métodos e modelos utilizados na previsão de deformações por umedecimento	57
2.6 - Noções de plasticidade aplicadas aos solos	64
2.6.1 - Introdução	64
2.6.2 - Algumas características gerais do comportamento elastoplástico dos solos	65
2.6.3 - Alguns modelos constitutivos utilizados em solos	78
2.7 - Recentes avanços na modelagem de solos não saturados	92
2.7.1 - Introdução	92
2.7.2 - Recentes avanços na modelagem de solos não saturados	93

3 – Materiais e métodos	119
3.1 – Escolha do local para coleta de amostras indeformadas.	119
3.2 – Coleta de amostras indeformadas em campo	120
3.3 – Ensaaios de caracterização.	120
3.4 – Obtenção das curvas características de sucção	121
3.5 – Ensaaios de compressão triaxial	123
3.5.1 – Ensaaios triaxiais convencionais (compressão axial)	123
3.5.2 – Ensaaios de compressão triaxial em estágios múltiplos com controle de sucção	125
3.6 – Ensaaios de compressão confinada com controle de sucção	127
3.7 – Ensaaios de tensão controlada em trajetórias múltiplas de tensão.	131
3.7.1 – Ensaaios realizados em amostras saturadas.	138
3.7.2 – Ensaaios realizados com controle de sucção	143
4 – Resultados obtidos	146
4.1 – Ensaaios de caracterização	146
4.2 – Ensaaios para determinação de curvas características de sucção do solo.	148
4.3 – Ensaaios de compressão triaxial	150
4.4 – Ensaaios de compressão confinada	167
4.5 – Ensaaios de compressão triaxial realizados em trajetórias múltiplas de tensão	171
4.5.1 – Ensaaios realizados em amostras saturadas	171
4.5.2 – Ensaaios realizados com sucção controlada	178

► 5 – *Análise dos resultados*

5.1 – <i>Curva característica de sucção</i>	184
5.2 – <i>Ensaio de compressão triaxial</i>	186
5.2.1 – <i>Ensaio realizado em amostras saturadas</i>	186
5.2.2 – <i>Ensaio triaxial em estágios múltiplos e controle de sucção</i>	188
5.2.3 – <i>Obtenção da resistência ao cisalhamento do solo a partir da curva característica.</i>	198
5.3 – <i>Ensaio de compressão confinada</i>	202
5.4 – <i>Ensaio realizado em trajetórias múltiplas de tensão</i>	223
5.4.1 – <i>Ensaio em amostras saturadas</i>	223
5.4.2 – <i>Ensaio realizado com controle de sucção</i>	242

6 – *Modelagem numérica*

6.1 – <i>Modelo constitutivo proposto.</i>	252
6.1.1 – <i>Obtenção das funções $\lambda(s)$ e $p_o(s)$ (Superfície LC)</i>	252
6.1.2 – <i>Obtenção da superfície de escoamento do solo e da sua lei de fluxo, para uso no modelo constitutivo proposto.</i>	256
6.2 – <i>Modelo constitutivo Balmaceda et al. (1992).</i>	267
6.3 – <i>Simulação numérica dos resultados experimentais.</i>	268
6.3.1 – <i>Ensaio de compressão triaxial em amostras saturadas. Profundidade de 8m.</i>	268
6.3.2 – <i>Ensaio de compressão triaxial com sucção controlada. Profundidade de 8m.</i>	278
6.3.3 – <i>Ensaio de compressão confinada. Amostras saturadas e ensaios com sucção controlada. Profundidade de 8m</i>	284
6.3.4 – <i>Ensaio de compressão triaxial em estágios múltiplos</i>	

<i>e com controle de sucção. Profundidade de 8m.</i>	288
6.3.5 – <i>Ensaio de compressão confinada.</i>	
<i>Amostras saturadas e ensaios com sucção controlada.</i>	
<i>Profundidade de 2m.</i>	290
6.3.6 – <i>Ensaio de compressão triaxial</i>	
<i>realizados em amostras saturadas e em estágios múltiplos</i>	
<i>com controle de sucção. Profundidade de 2m.</i>	293
6.3 – <i>Considerações gerais acerca dos resultados obtidos</i>	
<i>nas simulações numéricas.</i>	297
• 7 – Simulação do comportamento de estruturas de	
fundação em campo	300
7.1 – <i>Método de execução dos ensaios de campo.</i>	300
7.2 – <i>Simulação numérica dos ensaios de campo.</i>	302
7.3 – <i>Provas de carga em placas.</i>	306
7.3.1 – <i>Estado inicial de tensões do solo.</i>	306
7.3.2 – <i>Modelagem numérica dos ensaios em placa.</i>	309
7.4 – <i>Provas de carga em estacas.</i>	314
7.4.1 – <i>Estado inicial de tensões do solo.</i>	314
7.4.2 – <i>Modelagem numérica dos ensaios em</i>	
<i>estacas.</i>	316
8 – Conclusões	322
8.1 – <i>Introdução</i>	322
8.2 – <i>Curva característica de sucção do solo.</i>	323
8.3 – <i>Resistência ao cisalhamento.</i>	323
8.4 – <i>Compressibilidade e colapso.</i>	324
8.5 – <i>Comportamento elastoplástico do solo.</i>	326
8.6 – <i>Modelagem numérica dos ensaios de laboratório</i>	327
8.7 – <i>Modelagem numérica do comportamento das estruturas</i>	
<i>de fundação em campo.</i>	328

9 - Referências Bibliográficas	331
---------------------------------------	------------

10 – Normas Técnicas	352
-----------------------------	------------

11 – Anexo I - Interfaces dos programas Barcelona e	
alternativo e resultados obtidos a partir da simulação de um	
ensaio triaxial convencional (trajetória 1:3), com sucção constante	
de 200 kPa	353

Lista de figuras

Capítulo 2

<i>Figura 2.1.1 - Forças intermoleculares, modificado de Libardi (1993).</i>	11
<i>Figura 2.1.2 - Formação de meniscos capilares</i>	12
<i>Figura 2.1.3 - Curva característica de sucção solo.</i>	14
<i>Figura 2.1.4 - Esquema utilizado por Woodburn & Lucas (1995) na determinação da curva característica de sucção do solo</i>	16
<i>Figura 2.2.1 - Relação entre χ e S_r obtida para um silte não coesivo. Bishop & Henkel (1962).</i>	22
<i>Figura 2.2.2 - Relações entre χ e S_r obtidas para solos compactados. Bishop & Henkel (1962).</i>	22
<i>Figura 2.2.3 - Estado de tensões para as partículas sólidas e a membrana contrátil de um elemento de solo não saturado. Fredlund & Morgenstern (1977)</i>	26
<i>Figura 2.2.4 - Tensores representantes do estado de tensões do solo. Fredlund & Morgenstern, (1977)</i>	26
<i>Figura 2.3.1 - Classificação microestrutural do solo Adaptado de Mc Gown & Collins (1975)</i>	31
<i>Figura 2.3.2 - Efeito da compactação na curvas de distribuição dos vazios no solo. Modificado de Juang & Holtz (1986).</i>	34
<i>Figura 2.3.3 - Estados iniciais das amostras utilizadas por Gens et al. (1995).</i>	35
<i>Figura 2.3.4 - Comparação entre as deformações por</i>	

<i>umedecimento obtidas através de ensaios a umidade constante em amostras das séries P1, P2, P3 e P4. Modificado de Gens et al. (1995)</i>	36
<i>Figura 2.3.5 - Comparação entre as deformações por umedecimento obtidas através de ensaios com sucção controlada em amostras das séries W e D. Modificado de Gens et al. (1995)</i>	37
<i>Figura 2.3.6 - Elemento de solo não saturado como sistema trifásico. Yoshimi & Osterberg (1963)</i>	38
<i>Figura 2.3.7 - Elemento de solo não saturado Fredlund & Morgenstern (1977)</i>	38
<i>Figura 2.4.1 - Resistência ao cisalhamento versus sucção matricial para três argilas diferentes. Escario & Saez (1987a).</i>	42
<i>Figura 2.4.2 - Variação de c e ϕ com a sucção. Resultados publicados por Delage et al. (1987)</i>	43
<i>Figura 2.4.3 - a) Resistência ao cisalhamento versus tensão normal para diferentes valores de sucção matricial b) Resistência ao cisalhamento versus sucção matricial para diferentes valores de tensão normal. Escario & Saez (1986).</i>	44
<i>Figura 2.4.4 - Variações de c e ϕ com a sucção para dois solos distintos. Resultados apresentados por Escario & Jucá (1989).</i>	45
<i>Figura 2.5.1 - Trajetórias de tensão características $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w)$. Alonso et al. (1987).</i>	49
<i>Figura 2.5.2 - Célula edométrica desenvolvida por Escario & Saez (1973)</i>	55
<i>Figura 2.5.3 - Câmara edométrica desenvolvida por Chang (1969)</i>	56
<i>Figura 2.5.4 - Câmara desenvolvida por Kassif &</i>	

<i>Shalon (1971)</i>	57
<i>Figura 2.5.5 - Resultados de ensaios edométricos com sucção controlada realizados à sucção constante. Machado (1995).</i>	59
<i>Figura 2.5.6 - Relações entre colapso e sucção obtidas a partir de ensaios edométricos com sucção controlada, realizados com umedecimento gradual. Machado (1995)</i>	60
<i>Figura 2.5.7 - Relações entre colapso total e tensão vertical obtidas a partir de ensaios edométricos com sucção controlada, realizados com umedecimento gradual. Machado (1995).</i>	61
<i>Figura 2.5.8 - Aumento da rigidez do solo devido a sua não saturação.</i>	62
<i>Figura 2.6.1 - (a) Compressão isotrópica e descarregamento, (b) Teste triaxial não drenado com descarregamento (Roscoe & Burland, 1968) e (c) Ciclos de compressão e descarregamento a p' constante (Wood, 1974).</i>	67
<i>Figura 2.6.2 - (a) Trajetórias de tensões no espaço $q:p'$, (b) teste de compressão isotrópica (1), (c) teste de compressão confinada (2) e (d) teste de compressão triaxial não drenado (3). Wood (1992).</i>	68
<i>Figura 2.6.3 - Trajetórias de tensões nas quais ε_v, ε_1 ou ε_3 são mantidos constantes. Tavenas et al. (1979).</i>	69
<i>Figura 2.6.4 - Efeito da deformação considerada na definição do ponto de escoamento. Tavenas et al. (1979).</i>	70
<i>Figura 2.6.5 - Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios. Tavenas et al. (1979).</i>	71
<i>Figura 2.6.6 - Uso da energia de deformação como</i>	

- Figura 2.6.7 - Superfícies de escoamento obtidas a partir de ensaios triaxiais em amostras indeformadas de argila*
(a) superfícies de escoamento no espaço $q;p'$ e
(b) superfícies de escoamento normalizadas pela tensão vertical de campo. Graham et al. (1983). 72
- Figura 2.6.8 - Critérios de escoamento de Tresca (a) e Von Mises (b) no espaço das tensões efetivas principais.* 75
- Figura 2.6.9 - Superfície de escoamento no espaço das tensões principais efetivas formulado por Claussen et al. (1984).* 75
- Figura 2.6.10 - Comparação entre os critérios de ruptura de Tresca e Mohr-Coulomb. (a) - Tresca e (b) - Mohr-Coulomb.* 76
- Figura 2.6.11 - (a) Vetores de incremento de deformações s plásticas e pontos de escoamento obtidos a partir de ensaios triaxiais em amostras indeformadas de argila ("Winnipeg clay"), (b) Desvios angulares obtidos nos mesmos ensaios. Graham et al. (1983).* 77
- Figura 2.6.12 - Curva de compressão isotrópica e linha de estados críticos no espaço (p',e) .* 83
- Figura 2.6.13 - Superfícies de escoamento para o Cam-Clay original e modificado.* 84
- Figura 2.6.14 - Superfícies última de resistência e de plastificação segundo Lade (1977).* 87
- Figura 2.6.15 - Componentes de deformação do modelo de Lade (1977).* 89
- Figura 2.7.1 - Expansão das superfícies de escoamento do solo com a sucção. Alonso et al (1987)* 94
- Figura 2.7.2 - Superfícies de escoamento do solo no espaço p, s . Alonso et al (1987).* 94
- Figura 2.7.3 - Superfície de escoamento para um solo não saturado em um plano com s constante.*

<i>Karube & Kato, (1989).</i>	96
<i>Figura 2.7.4 - (a) Superfície de escoamento inicial no espaço $(p, f(s))$. (b) Superfície de escoamento final.</i>	
<i>Karube & Kato, (1989)</i>	97
<i>Figura 2.7.5 - Idéia básica para expansão do Cam-Clay para os solos não saturados, segundo Alonso et al. (1990).</i>	
<i>(a) - Vista no espaço p, v e (b) - Vista no espaço (p, s)</i>	99
<i>Figura 2.7.6 - (a) Comportamento volumétrico apresentado por solos Brasileiros. (b) Comportamento da superfície de escoamento LC para estes solos.</i>	102
<i>Figura 2.7.7 - Expansão das superfícies de escoamento do solo com a sucção. Alonso et al (1990).</i>	103
<i>Figura 2.7.8 - Modelo elastoplástico proposto por Wheeler & Sivakumar (1995).</i>	109
<i>Figura 2.7.9 - Superfícies de escoamento teóricas e pontos de escoamento experimentais. (a) - $M_k = 1.85$ e (b) - $M_k = 2.1$. Cui & Delage (1996)</i>	110
<i>Figura 2.7.10 - Superfícies de escoamento teóricas e pontos de escoamento experimentais. (a) - $M_k = 1.85$ e (b) - $M_k = 2.1$. Cui & Delage (1996)</i>	111
<i>Figura 2.7.11 - Superfícies de escoamento no espaço (q, p') para $c = 1$ e $M_f = 1$.</i>	112
<i>Figura 2.7.12 - Representação paramétrica das superfícies de escoamento previstas pela equação 2.8.59, para três valores de sucção.</i>	114
<i>Figura 2.7.13 - Representação paramétrica no espaço (q, p', s) das superfícies de escoamento previstas pela equação 2.7.61, após a mudança introduzida pela equação 2.7.60.</i>	115
<i>Figura 2.7.14 - Colapso do solo apresentado em função da tensão efetiva de Bishop (p'), conforme a equação 2.7.63..</i>	

(a) - $a_1 = 1.67 \text{ Mpa}^{-1}$ e $a_2 = 1 \text{ Mpa}^{-1}$; (b) - $a_1 = 3.31 \text{ Mpa}^{-1}$ e $a_2 = 2 \text{ Mpa}^{-1}$ e (c) - $a_1 = 0.83 \text{ Mpa}^{-1}$ e $a_2 = 0.5 \text{ Mpa}^{-1}$. 116

Figura 2.7.15 - Variação do volume específico em função da sucção para mudanças na sucção para valores de $(p - u_a)$ constantes. Resultados previstos por Bolzon et al . (1996) e resultados experimentais de Escario & Sáez (1973). 117

Capítulo 3

Figura 3.1 – Equipamento desenvolvido para utilização do método do funil de placa porosa para o trecho de baixas sucções da curva característica de sucção do solo. 121

Figura 3.2 – Câmara de Richadt empregada na determinação do segundo trecho da curva característica de sucção do solo. 122

Figura 3.3 – Câmara edométrica com anel instrumentado utilizada nos ensaios em amostras saturadas e na umidade natural com medidas de K_o . 128

Figura 3.4 – Trajetórias adotadas durante a realização dos ensaios de compressão confinada. 1) Aumentos de tensão vertical à sucção constante. 2) Ensaios realizados com decréscimo paulatino da sucção em um determinado valor de σ_v . 3) Ensaios realizados a umidade constante. 129

Figura 3.5 – Representação esquemática da prensa Bishop Wesley utilizada. 134

Figura 3.6 – Prensa triaxial tipo Bishop Wesley utilizada para a realização de ensaios com controle de tensão. 135

Figura 3.7 - Atuadores de pressão/volume utilizados na realização de ensaios do tipo tensão controlada 136

Figura 3.8 – Transdutores de deslocamento do tipo efeito Hall utilizados para medidas de deslocamentos (radial axiais),

<i>internamente à câmara.</i>	136
<i>Figura 3.9 – Interface de comunicação transdutores/placa IEE-488</i>	137
<i>Figura 3.10 – Corpo de prova com transdutores de deslocamento do tipo efeito Hall instalados.</i>	137
<i>Figura 3.11 – Disposição geral dos equipamentos utilizados para a realização de ensaios com tensão controlada.</i>	138
<i>Figura 3.12 – Trajetórias de tensões adotadas no primeiro conjunto de ensaios com tensão controlada realizados em amostras saturadas.</i>	140
<i>Figura 3.13 – trajetórias de tensão seguidas no segundo conjunto de ensaios realizados com controle de tensão em amostras saturadas.</i>	143
<i>Figura 3.14 – Pedestal modificado para realização de ensaios com sucção controlada.</i>	144

Capítulo 4

<i>Figura 4.1 – Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3, 5 e 8m, em relação à superfície do terreno.</i>	147
<i>Figura 4.2 – Curvas características de sucção obtidas para as profundidade de 2, 5 e 8m.</i>	149
<i>Figura 4.3 – Curvas características de sucção médias obtida para as profundidades de 2, 5 e 8m.</i>	150
<i>Figura 4.4 – Resultados dos ensaios CID_{sat} para a profundidade de 2m.</i>	151
<i>Figura 4.5 – Resultados dos ensaios CID_{sat} para a profundidade de 5m.</i>	152
<i>Figura 4.6 – Resultados dos ensaios CID_{sat} para a profundidade de 5m.</i>	153
<i>Figura 4.7 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de</i>	

<i>2m e sucção de 40 kPa.</i>	155
<i>Figura 4.8 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 80 kPa.</i>	156
<i>Figura 4.9 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 120 kPa.</i>	157
<i>Figura 4.10 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 160 kPa.</i>	158
<i>Figura 4.11 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 40 kPa.</i>	159
<i>Figura 4.12 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 80 kPa.</i>	160
<i>Figura 4.13 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 120 kPa.</i>	161
<i>Figura 4.14 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 160 kPa.</i>	162
<i>Figura 4.15 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 40 kPa.</i>	163
<i>Figura 4.16 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 80 kPa.</i>	164
<i>Figura 4.17 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 120 kPa.</i>	165
<i>Figura 4.18 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 160 kPa.</i>	166
<i>Figura 4.19 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a profundidade de 1m.</i>	167
<i>Figura 4.20 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a profundidade de 2m.</i>	168
<i>Figura 4.21 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a profundidade de 3m.</i>	168
<i>Figura 4.22 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a profundidade de 4m.</i>	168

<i>Figura 4.23 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a profundidade de 5m.</i>	169
<i>Figura 4.24 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a profundidade de 7m.</i>	169
<i>Figura 4.25 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a Profundidade de 8m.</i>	169
<i>Figura 4.26 – Curvas de $\sigma'_r \times \sigma'_v$ obtidas em ensaios saturados realizados em amostras das profundidades de 1 e 2m.</i>	170
<i>Figura 4.27 – Curvas de $\sigma_r \times \sigma_v$ obtidas em ensaios realizados a umidade constante para as profundidades de 1 e 2m.</i>	170
<i>Figura 4.28 – Resultados obtidos em ensaios realizados segundo a trajetória 2. Profundidade de 8,5m.</i>	171
<i>Figura 4.29 – Curva de compressão isotrópica obtida para o solo.</i>	172
<i>Figura 4.30 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias -30° e -50°. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	172
<i>Figura 4.31 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias -30° e -50°. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	173
<i>Figura 4.32 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 30°, 40° e 50°. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	173
<i>Figura 4.33 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 30°, 40° e 50°. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	173
<i>Figura 4.34 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 60° e $71,6^\circ(2)$. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	174
<i>Figura 4.35 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 60° e $71,6^\circ(2)$. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	174
<i>Figura 4.36 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 100°, 120° e 140°. $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa.</i>	174

Figura 4.37 – Curvas de ε_v x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 100° , 120° e 140° . $\sigma_3 - u_a = 80$ kPa. 175

Figura 4.38 – Formas de ruptura das amostras ensaiados nas trajetórias de 100° e -50° 176

Figura 4.39 – Curvas de compressão confinada obtidas para as amostras ensaiadas conforme ilustrado na figura 3.15. 176

Figura 4.40 – Curvas de σ'_a x σ'_r obtidas a partir dos ensaios de compressão confinada apresentados na figura 4.39 177

Figura 4.41 – Resultados obtidos a partir dos ensaios realizados com p' constante. Curvas de q x ε_a . Segundo conjunto de ensaio em amostras saturadas. 177

Figura 4.42 – Resultados obtidos a partir dos ensaios realizados com p' constante. Curvas de ε_v x ε_a . Segundo conjunto de ensaio em amostras saturadas. 178

Figura 4.43 – Curva de compressão isotrópica obtida para ensaio realizado com valor de sucção constante de 100 kPa. 179

Figura 4.44 – Curvas de q x ε_a obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 100 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa. 179

Figura 4.45 – Curvas de ε_v x ε_a obtidas a partir de ensaios realizados com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 100 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa. 180

Figura 4.46 – Curva de compressão isotrópica obtida para ensaio realizado com valor de sucção matricial constante de 200 kPa. 181

Figura 4.47 – Curvas de q x ε_a obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção e igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa. 181

Figura 4.48 – Curvas de ε_v x ε_a obtidas a partir de ensaios realizados com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa. 181

Figura 4.49 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa. 182

Figura 4.50 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas a partir de ensaios realizados com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa. 182

Figura 4.51 – Curvas de compressão isotrópica obtidas para ensaios saturado e com valores de sucção constantes de 100 e 200 kPa. 183

Capítulo 5

Figura 5.1 – Comparação entre valores de θ obtidos e ajustados pela equação 5.1. Profundidade de 2m. 185

Figura 5.2 – Comparação entre valores de θ obtidos e ajustados pela equação 5.1. Profundidade de 5m. 186

Figura 5.3 – Comparação entre valores de θ obtidos e ajustados pela equação 5.1. Profundidade de 8m. 186

Figura 5.4 – Envoltória de resistência drenada obtida para o solo saturado, profundidade de 2m. 187

Figura 5.5 – Envoltória de resistência drenada obtida para o solo saturado, profundidade de 5m. 187

Figura 5.6 – Envoltória de resistência drenada obtida para o solo saturado, profundidade de 8m. 187

Figura 5.7 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 2m. 188

Figura 5.8 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 2m. 189

Figura 5.9 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 2m. 189

<i>Figura 5.10 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 2m.</i>	189
<i>Figura 5.11 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 5m.</i>	190
<i>Figura 5.12 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 5m.</i>	190
<i>Figura 5.13 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 5m.</i>	190
<i>Figura 5.14 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 5m.</i>	191
<i>Figura 5.15 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	191
<i>Figura 5.16 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	191
<i>Figura 5.17 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	192
<i>Figura 5.18 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	192
<i>Figura 5.19 – Valores de q x $(u_a - u_w)$ para diversos valores de $(\sigma_r - u_a)$. Ensaio realizado para a profundidade de 2m.</i>	193
<i>Figura 5.20 – Valores de q x $(u_a - u_w)$ para diversos valores de $(\sigma_r - u_a)$. Ensaio realizado para a profundidade de 5m.</i>	193
<i>Figura 5.21 – Valores de q x $(u_a - u_w)$ para diversos valores de $(\sigma_r - u_a)$. Ensaio realizado para a profundidade de 8m.</i>	193
<i>Figura 5.22 – Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 2m.</i>	194
<i>Figura 5.23 – Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 5m.</i>	194
<i>Figura 5.23 – Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 8m.</i>	194

Figura 5.25 – Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 2m. 196

Figura 5.26 – Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 5m. 196

Figura 5.27 – Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 8m. 197

Figura 5.28 – Comparação entre os valores de coesão previstos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et. al (1995) e experimentais. Prof. = 2m. 200

Figura 5.29 – Comparação entre os valores de coesão previstos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et. al (1995) e experimentais. Prof. = 5m. 201

Figura 5.30 – Comparação entre os valores de coesão previstos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et. al (1995) e experimentais. Prof. = 8m. 201

Figura 5.31 – Variação da tensão vertical e da tensão de pré-adensamento com a profundidade. 203

Figura 5.32 – Variação dos índices de compressão e recompressão com a profundidade. 203

Figura 5.33 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 1m. 205

Figura 5.34 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 2m. 205

Figura 5.35 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 3m. 206

<i>Figura 5.36 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 4m.</i>	206
<i>Figura 5.37 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 5m.</i>	207
<i>Figura 5.38 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 7m.</i>	207
<i>Figura 5.39 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 1m.</i>	208
<i>Figura 5.40 - Valores de $C_c(s)/C_c(0)$ em função da sucção para ensaios realizados entre as profundidades de 1 e 4m.</i>	208
<i>Figura 5.41 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 1m.</i>	209
<i>Figura 5.42 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 2m.</i>	210
<i>Figura 5.43 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 3m.</i>	210
<i>Figura 5.44 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 4m.</i>	211
<i>Figura 5.45 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 5m.</i>	211
<i>Figura 5.46 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 7m.</i>	212
<i>Figura 5.47 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 8m.</i>	212
<i>Figura 5.48 – Formas das superfícies de escoamento LC obtidas para três níveis de coleta de amostras.</i>	213
<i>Figura 5.49 – Curva de variação da pressão de pré-adensamento em função da sucção. Todas as profundidades.</i>	214
<i>Figura 5.50 - Curvas de variação volumétrica em função da sucção obtidas em ensaios realizados conforme a trajetória de tensões 2.</i>	214

<i>Figura 5.51 – Deslocamento das superfícies de escoamento LC por colapso, conforme proposta de Balmaceda et al. (1990)</i>	217
<i>Figura 5.52 – Comparação entre a superfície LC obtida para as profundidades de 1m e 2m e os dados experimentais</i>	219
<i>Figura 5.53 – Comparação entre a superfície LC obtida para a Profundidade de 3m e os dados experimentais</i>	219
<i>Figura 5.54 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 4m e os dados experimentais</i>	220
<i>Figura 5.55 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 5m e os dados experimentais</i>	220
<i>Figura 5.56 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 7m e os dados experimentais</i>	221
<i>Figura 5.57 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 8m e os dados experimentais</i>	222
<i>Figura 5.58 – Superfície LC responsável pela obtenção do colapso máximo do solo.</i>	222
<i>Figura 5.59 – Definição do ponto de escoamento para a amostra saturada ensaiada segundo a trajetória de tensões de 40°.</i>	225
<i>Figura 5.60 – Definição do ponto de escoamento para a amostra saturada ensaiada segundo a trajetória de tensões de -30°.</i>	225
<i>Figura 5.61 – Definição do ponto de escoamento em trajetória de compressão confinada, segundo Pacheco Silva.</i>	226
<i>Figura 5.62 – Definição do ponto de escoamento em trajetória de compressão confinada, segundo procedimento de Graham et al. (1983).</i>	226
<i>Figura 5.63 – Ajuste da equação 5.20, utilizada pelo modelo de Alonso et al. (1990) aos dados experimentais. Solo saturado.</i>	227
<i>Figura 5.64 – Ajuste da equação 5.21, utilizada pelo modelo de Bolzon et al. (1996) aos dados experimentais. Solo saturado.</i>	227
<i>Figura 5.65 – Definição do ângulo θ de inclinação da normal à superfície de plastificação com a horizontal.</i>	229

<i>Figura 5.66 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990) ($\alpha = 1$).</i>	231
<i>Figura 5.67 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990) ($\alpha = 0,44$ e $\alpha = 0,36$).</i>	231
<i>Figura 5.68 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Bolzon et al. (1996).</i>	232
<i>Figura 5.69 – Definição do sinal dos desvios angulares dos vetores de incremento de deformações plásticas.</i>	233
<i>Figura 5.70 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 1$.</i>	233
<i>Figura 5.71 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 0,44$ e $0,36$</i>	234
<i>Figura 5.72 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Bolzon et al. (1996).</i>	234
<i>Figura 5.73 – Ajuste da equação 5.20, utilizada pelo modelo de Alonso et al. (1990) aos dados experimentais. Solo saturado, segundo grupo de ensaios.</i>	236
<i>Figura 5.74 – Ajuste da equação 5.21, utilizada pelo modelo de Bolzon et al. (1990) aos dados experimentais. Solo saturado, segundo grupo de ensaios. Valor de c adotado: 1,2.</i>	236
<i>Figura 5.75 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). Ensaios do segundo grupo, $\alpha = 1$.</i>	237
<i>Figura 5.75 – Comparação entre as inclinações dos vetores</i>	

<i>normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). Ensaio do segundo grupo, $\alpha = 0,44$.</i>	238
<i>Figura 5.77 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Bolzon et al (1996). Ensaio do segundo grupo.</i>	238
<i>Figura 5.78 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 1$, segundo grupo de ensaios.</i>	239
<i>Figura 5.79 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 0,44$, segundo grupo de ensaios.</i>	239
<i>Figura 5.80 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Bolzon et al. (1996), segundo grupo de ensaios.</i>	240
<i>Figura 5.81 – Contornos de trabalho plástico obtidos em ensaios realizados em amostras saturadas.</i>	241
<i>Figura 5.82 - Expansão das superfícies de escoamento do solo com a sucção. Alonso et al (1990).</i>	242
<i>Figura 5.83 – Pontos de escoamento obtidos para os ensaios realizados com valores de sucção constante de 100 kPa, ajustados pela equação 5.20, pelo método dos mínimos quadrados.</i>	243
<i>Figura 5.84 – Pontos de escoamento obtidos para os ensaios realizados com valores de sucção constante de 100 kPa, ajustados pela equação 5.20, pelo método dos mínimos quadrados.</i>	243
<i>Figura 5.85 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 100$ kPa, $\alpha = 1$.</i>	244
<i>Figura 5.86 – Comparação entre as inclinações dos vetores</i>	

normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 100$ kPa, $\alpha = 0,44$. 245

Figura 5.87 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 1$. 245

Figura 5.88 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 0,44$. 246

Figura 5.89 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 100$ kPa, $\alpha = 1$. 246

Figura 5.90 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 100$ kPa, $\alpha = 0,44$ 246

Figura 5.91 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 1$. 247

Figura 5.92 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 0,44$ 247

Figura 5.93 – Comparação entre as superfícies de escoamento prevista pelas equações 5.33 e 5.35 e obtida dos pontos experimentais. Sucção = 100 kPa. 250

Figura 5.94 – Comparação entre as superfícies de escoamento prevista pelas equações 5.33 e 5.35 e obtida dos pontos experimentais. Sucção = 200 kPa. 251

Capítulo 6

Figura 6.1 – Ajuste da equação 6.6 do modelo “EESCmodel” aos dados experimentais. Profundidade de 8m. 255

Figura 6.2 – Ajuste da superfície LC do modelo “EESCmodel”

<i>aos dados experimentais. Profundidade de 8m.</i>	255
<i>Figura 6.3 – Movimentação das superfícies LC do solo com a plastificação no modelo “EESCmodel”.</i>	255
<i>Figura 6.4 – Simulação de ensaios de compressão confinada pelo modelo “EESCmodel”.</i>	256
<i>Figura 6.5 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Solo saturado, primeiro grupo de ensaios</i>	257
<i>Figura 6.6 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Solo saturado, segundo grupo de ensaios.</i>	258
<i>Figura 6.7 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Ensaos realizados com sucção constante de 100 kPa.</i>	258
<i>Figura 6.8 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Ensaos realizados com sucção constante de 200 kPa.</i>	258
<i>Figura 6.9 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaos em amostras saturadas, primeiro grupo.</i>	260
<i>Figura 6.10 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaos em amostras saturadas, segundo grupo.</i>	260
<i>Figura 6.11 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaos realizados com um valor de sucção constante de 100 kPa.</i>	261
<i>Figura 6.12 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaos realizados com um valor de sucção constante de 200 kPa.</i>	261
<i>Figura 6.13 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios do primeiro grupo em amostras</i>	

<i>saturadas.</i>	262
<i>Figura 6.14 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios do segundo grupo em amostras saturadas.</i>	262
<i>Figura 6.15 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios realizados com um valor de sucção constante de 100 kPa.</i>	262
<i>Figura 6.16 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios realizados com um valor de sucção constante de 200 kPa.</i>	262
<i>Figura 6.17 – Ajuste da equação 6.6 do modelo “EESCmodel” aos dados experimentais. Profundidades de 1 a 5m.</i>	265
<i>Figura 6.18 – Ajuste da superfície LC do modelo “EESCmodel” aos dados experimentais. Profundidades de 1 e 2m.</i>	265
<i>Figura 6.19 – Ajuste da superfície LC do modelo “EESCmodel” aos dados experimentais. Profundidades de 3m.</i>	266
<i>Figura 6.20 – Ajuste da superfície LC do modelo “EESCmodel” aos dados experimentais. Profundidades de 4m.</i>	266
<i>Figura 6.21 – Ajuste da superfície LC do modelo “EESCmodel” aos dados experimentais. Profundidades de 5m.</i>	266
<i>Figura 6.22 – Resultados previstos e experimentais.</i>	
<i>Ensaio de compressão isotrópica, solo saturado.</i>	268
<i>Figura 6.23 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. -50°.</i>	269
<i>Figura 6.24 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. -30°.</i>	269
<i>Figura 6.25 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 30°.</i>	270
<i>Figura 6.26 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 40°.</i>	270
<i>Figura 6.27 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1),</i>	

<i>traj. 50°.</i>	271
<i>Figura 6.28 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1),</i>	
<i>traj. 60°.</i>	271
<i>Figura 6.29 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1),</i>	
<i>traj. 71,6°.</i>	272
<i>Figura 6.30 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1),</i>	
<i>traj. 100°.</i>	272
<i>Figura 6.31 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1),</i>	
<i>traj. 120°.</i>	273
<i>Figura 6.32 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1),</i>	
<i>traj. 140°.</i>	273
<i>Figura 6.33 – Resultados previstos e exp. Ensaio convencional</i>	275
<i>Figura 6.34 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 25%.</i>	276
<i>Figura 6.35 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 33%.</i>	276
<i>Figura 6.36 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 40%.</i>	277
<i>Figura 6.37 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 60%.</i>	277
<i>Figura 6.38 – Resultados previstos e experimentais.</i>	
<i>Ensaio de compressão isotrópica, $s = 100$ kPa.</i>	278
<i>Figura 6.39 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 40°.</i>	279
<i>Figura 6.40 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 71,6°.</i>	279
<i>Figura 6.41 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 100°.</i>	280
<i>Figura 6.42 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 130°.</i>	280
<i>Figura 6.43 – Resultados previstos e experimentais.</i>	
<i>Ensaio de compressão isotrópica, $s = 200$ kPa.</i>	281
<i>Figura 6.44 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 25°.</i>	281
<i>Figura 6.45 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 50°.</i>	282
<i>Figura 6.46 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 71,6°.</i>	282
<i>Figura 6.47 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 90°.</i>	283
<i>Figura 6.48 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 100°.</i>	283
<i>Figura 6.49 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio</i>	
<i>de compressão confinada, solo saturado. Profundidade de 8m.</i>	284

<i>Figura 6.50 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 60$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	285
<i>Figura 6.51 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 120$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	285
<i>Figura 6.52 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 250$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	285
<i>Figura 6.53 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 450$ kPa. Profundidade de 8m.</i>	286
<i>Figura 6.54 – Valores de colapso total em função da tensão octaédrica líquida de umedecimento. Resultados previstos e experimentais. Sucção inicial de 400 kPa. Profundidade de 8m.</i>	287
<i>Figura 6.55 – Valores de colapso em função da sucção matricial aplicada, para uma tensão octaédrica líquida de umedecimento de 297 kPa. Resultados previstos e experimentais. Sucção inicial de 400 kPa. Profundidade de 8m.</i>	287
<i>Figura 6.56 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 40$ kPa.</i>	288
<i>Figura 6.57 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 80$ kPa.</i>	289
<i>Figura 6.58 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 120$ kPa.</i>	289
<i>Figura 6.59 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 160$ kPa.</i>	290
<i>Figura 6.60 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, solo saturado. Profundidade de 2m.</i>	291
<i>Figura 6.61 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 50$ kPa. Profundidade de 2m.</i>	291
<i>Figura 6.62 – Resultados previstos e experimentais.</i>	

<i>Ensaio de compressão confinada, $s = 100$ kPa.</i>	
<i>Profundidade de 2m.</i>	292
<i>Figura 6.63 – Resultados previstos e experimentais.</i>	
<i>Ensaio de compressão confinada, $s = 200$ kPa.</i>	
<i>Profundidade de 2m.</i>	292
<i>Figura 6.64 – Resultados previstos e experimentais.</i>	
<i>Ensaio de compressão confinada, $s = 400$ kPa.</i>	
<i>Profundidade de 2m.</i>	292
<i>Figura 6.65 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3),</i>	
<i>$\sigma_r = 50$ kPa.</i>	293
<i>Figura 6.66 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3),</i>	
<i>$\sigma_r = 100$ kPa.</i>	294
<i>Figura 6.67 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3),</i>	
<i>$\sigma_r = 200$ kPa.</i>	294
<i>Figura 6.68 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3),</i>	
<i>$\sigma_r = 350$ kPa.</i>	295
<i>Figura 6.69 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2),</i>	
<i>$s = 40$ kPa.</i>	295
<i>Figura 6.70 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2),</i>	
<i>$s = 80$ kPa.</i>	296
<i>Figura 6.71 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2),</i>	
<i>$s = 120$ kPa.</i>	296
<i>Figura 6.72 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2),</i>	
<i>$s = 160$ kPa.</i>	297

Capítulo 7

<i>Figura 7.1 – Construção do perfil de sucção adotado para o solo.</i>	304
<i>Figura 7.2 – Perfil de sucção adotado para o caso dos ensaios realizados na umidade natural</i>	304

<i>Figura 7.3 – Malha de elementos finitos utilizada na obtenção do estado de tensões inicial do solo.</i>	
<i>Provas de carga em placa.</i>	307
<i>Figura 7.4 – Distribuição das tensões iniciais no solo em termos de tensão vertical. Provas de carga em placa.</i>	
<i>Ensaaios com saturação prévia do solo.</i>	308
<i>Figura 7.5 – Distribuição das tensões iniciais no solo em termos de tensão cisalhante, τ_{xy}. Provas de carga em placa.</i>	
<i>Ensaaios com saturação prévia do solo.</i>	308
<i>Figura 7.6 – Distribuição das tensões iniciais no solo em termos de tensão vertical. Provas de carga em placa.</i>	
<i>Ensaaios na umidade natural.</i>	309
<i>Figura 7.7 – (a) – Deslocamentos verticais aplicados ao solo. (b) – Distribuição das tensões verticais na placa para um deslocamento vertical de 50mm.</i>	310
<i>Figura 7.8 – Curvas carga recalque experimentais obtidas para os ensaios de placa com saturação prévia em conjunto com a curva carga recalque prevista a partir da simulação numérica realizada.</i>	311
<i>Figura 7.9 – Curva carga recalque experimental obtida para prova de carga rápida na umidade natural em conjunto com a curva carga recalque prevista a partir da simulação numérica realizada. Prova de carga tipo rápida.</i>	312
<i>Figura 7.10 – Zona de plastificação do solo e contornos de tensão vertical para um deslocamento de 50mm imposto à placa. Simulação dos ensaios realizados com inundação prévia do solo.</i>	313
<i>Figura 7.11 – Zona de plastificação do solo e contornos de tensão vertical para um deslocamento de 50mm imposto à placa. Simulação dos ensaios realizados na umidade natural.</i>	313

<i>Figura 7.12 – (a) Configuração geométrica do problema e (b) Detalhe da malha de elementos finitos utilizada na simulação das provas de carga em estacas.</i>	314
<i>Figura 7.13 – Distribuição de tensões iniciais adotada para o caso das provas de carga em estacas.</i>	316
<i>Figura 7.14 – Curvas carga/recalque obtidas durante o processo de simulação numérica adotando-se diferentes valores de coeficientes de tensão horizontal no contato solo/fuste.</i>	317
<i>Figura 7.15 – Trajetórias de tensão seguidas por dois pontos situados nas proximidades do contato solo/fuste. Ensaio na umidade natural.</i>	318
<i>Figura 7.16 – Curvas carga/recalque obtidas experimentalmente e previstas a partir do processo de simulação numérica. Ensaaios realizados na umidade natural do solo. Provas de carga em estacas.</i>	319
<i>Figura 7.17 – Curvas carga/recalque obtidas experimentalmente e previstas a partir do processo de simulação numérica considerando-se o solo saturado. Provas de carga em estacas.</i>	320
<i>Figura 7.18 – Contornos de tensão cisalhante τ_{xy} e zona de plastificação do solo para um deslocamento de 10,0mm do topo da estaca. Simulação de ensaio na umidade natural com $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$.</i>	321

Lista de Tabelas

Capítulo 3

<i>Tabela 3.1 – Condições de ensaio das amostras saturadas</i>	124
<i>Tabela 3.2 – Condições de ensaio dos corpos de prova em ensaios triaxiais com controle de sucção e estágios múltiplos.</i>	127
<i>Tabela 3.3 – Ensaio de compressão confinada realizados</i>	130
<i>Tabela 3.4 – Condições de ensaio dos corpos de prova utilizados nos ensaios com controle de tensão e sucção.</i>	145

Capítulo 4

<i>Tabela 4.1 – Valores de peso específico seco e umidade obtidos ao longo do perfil de coleta de blocos indeformados.</i>	146
<i>Tabela 4.2 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de Caracterização</i>	147
<i>Tabela 4.3 – Frações granulométricas constituintes dos solos</i>	148

Capítulo 5

<i>Tabela 5.1 – Valores dos principais parâmetros utilizados no ajuste da equação 5.1 aos dados experimentais para a curva característica de sucção do solo.</i>	185
<i>Tabela 5.2 – Valores adotados no ajuste da equação 5.2 aos dados experimentais.</i>	195
<i>Tabela 5.3 – Valores utilizados na estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.</i>	200
<i>Tabela 5.4 – Desvios angulares médios (d_m) obtidos</i>	247

Capítulo 6

<i>Tabela 6.1 – Desvios angulares médios obtidos com o uso da lei de fluxo empregada no modelo proposto.</i>	263
<i>Tabela 6.2 – Valores das constantes utilizadas no modelo proposto. (solo residual de arenito)</i>	264
<i>Tabela 6.3 – Valores das constantes utilizadas no modelo proposto. (Colúvio arenoso)</i>	264
<i>Tabela 6.4 – Valores das constantes utilizadas no modelo de Balmaceda et al. (1992). (Solo residual de arenito)</i>	267
<i>Tabela 6.5 – Valores das constantes utilizadas no modelo de Balmaceda et al. (1992). (Colúvio arenoso)</i>	267

Capítulo 7

<i>Tabela 7.1 – Valores de sucção, λ, p_o e p_s para cada extrato de solo, adotados nos ensaios realizados sem saturação prévia do solo.</i>	305
---	-----

Lista de Símbolos

Símbolos do alfabeto latino

- a: Parâmetro de ajuste da função hiperbólica $c \times s$. Aproximação do valor de entrada de ar do solo, equação de Fredlund & Xing (1994).
- a_c : Parâmetro de ajuste da função p_s . Modelo proposto.
- a_m : Parâmetro da função δ_q . Modelo proposto.
- a_p : Parâmetro de ajuste da superfície LC. Modelo proposto.
- a_λ : Parâmetro de ajuste da função $\lambda(s)$. Modelo proposto.
- a_1 : Parâmetro de ajuste da função $H(s, p')$, utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).
- a_2 : Parâmetro de ajuste da função $H(s, p')$, utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).
- A_{dw} : Área de contato da água para o solo na condição não saturada.
- A_{tot} : Área total de uma dada seção transversal do solo.
- A_{tw} : Área total de contato da água no estado saturado.
- A_w : Área de vazios preenchida por água.
- b: Cotangente da superfície de escoamento $p = f(f(s))$, proposta no modelo de Karube & Kato (1989). Parâmetro de ajuste da função hiperbólica $c \times s$.
- b_c : Parâmetro de ajuste da função p_s . Modelo proposto.
- b_p : Parâmetro de ajuste da superfície LC. Modelo proposto.
- b_λ : Parâmetro de ajuste da função $\lambda(s)$. Modelo proposto.
- c^* : Intercepto de coesão no espaço $(q; p)$.
- c: Coesão aparente do solo. Parâmetro de ajuste das superfícies de escoamento no modelo de Bolzon et al. (1996).
- c' : Coesão efetiva do solo.
- Cc: Índice de compressão do solo, definido como $Cc = -de/d\log_{10}(\sigma'_v)$
- Ce: Índice de recompressão do solo, definido como $Ce = -de/d\log_{10}(\sigma'_v)$
- C_{ijkl} : Tensor de rigidez tangente do solo.

d_m : Desvio angular médio.

e : Índice de vazios. Base dos logaritmos neperianos ($e = 2,718$).

E : Módulo de elasticidade.

e_c : Índice de vazios sobre a linha de estados críticos quando $p' = 1$.

e_o : Índice de vazios inicial

E_{ur} : Módulo de elasticidade para condições de descarregamento e/ou recarregamento, modelo de Lade (1977).

$f(s)$: Função que relaciona acréscimos na sucção a acréscimos em p .
Modelo de Karube & Kato (1989).

f_c : Superfície de escoamento ("CAP") do modelo de Lade (1977).

f_e : Superfície de escoamento de expansão do modelo de Lade (1977).

f_p : Superfície de plastificação.

G : Módulo de deformação cisalhante.

G_s : Densidade relativa das partículas sólidas.

$H(s, p')$: Parâmetro de rigidez do solo associado a p' , variável com p' e s , utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).

H_o : Parâmetro de rigidez do solo associado a p' , utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).

I_1 : Primeiro invariante de tensões.

I_2 : Segundo invariante de tensões.

I_3 : Terceiro invariante de tensões.

IP : Índice de plasticidade.

k : Constante de proporcionalidade entre p_s e s .

K_b : Módulo de deformação volumétrica do solo.

K_h : Coeficiente de empuxo horizontal no contato solo/fuste de uma estaca.

K_o : Coeficiente de empuxo em repouso do solo.

K_{ur} : Valor de E_{ur} quando $\sigma_3 = p_a$, no modelo de Lade (1977).

$M(s)$: Inclinação da projeção da linha de estados críticos no espaço $(p'; q)$.
Modelo de Wheeler & Sivakumar (1995).

M_* : Parâmetro de ajuste da superfície de escoamento do modelo de Wheeler & Sivakumar (1995).

M : Inclinação da projeção da linha de estados críticos no espaço $(p'; q)$.

m : Parâmetro que controla a forma da superfície de resistência última no modelo de Lade (1977). Função de p_o^* relacionada com a diferença entre p_o e p_o^* para valores de sucção infinitos. Modelo de Balmaceda et al. (1992). Parâmetro relacionado com a umidade volumétrica residual, proposta de Fredlund & Xing (1994).

M' : Inclinação da projeção da linha de estados críticos no espaço $(p'; q)$. Modelo de Karube & Kato (1989).

M_f : Parâmetro de ajuste das superfícies de escoamento no modelo de Bolzon et al. (1996).

M_g : Parâmetro de ajuste das superfícies de potencial plástico no modelo de Bolzon et al. (1996).

N_ϕ : Coeficiente de empuxo passivo do solo.

$N(0)$: Volume específico do solo saturado, em compressão isotrópica, para $p = 1$. Modelo de Alonso et al. (1990).

$N(s)$: Volume específico para um dado valor de sucção, em compressão isotrópica, para $p = 1$. Modelo de Alonso et al. (1990)

n : Parâmetro que reflete o aumento do módulo de elasticidade E_{ur} , no modelo de Lade (1977), com aumentos σ_3 . Parâmetro que controla a inclinação no ponto de inflexão da curva característica de sucção do solo, proposta de Fredlund & Xing (1994). Parâmetro de ajuste da função p_s . Modelo proposto

P : Expoente que correlaciona S_e com A_w .

p' : Tensão octaédrica média efetiva.

p_a : Pressão atmosférica.

p^e : Tensão de referência, Modelo de Alonso et al. (1990).

p_c : Tensão de referência, para a qual a superfície de plastificação se torna vertical. Modelo de Balmaceda et al. (1992).

p_g : Parâmetro de encruamento das superfícies de potencial plástico no modelo de Bolzon et al. (1996).

p_o^{∞} : Tensão de pré-adensamento isotrópica líquida do solo para um valor de sucção infinito.

p_o^* : Tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado.

p_o : Tensão de pré-adensamento isotrópica líquida do solo para um dado valor de sucção.

p_s : Função de s que reflete o aumento da coesão do solo com a sucção.

p_x : Valor de p na interseção da superfície de escoamento com a projeção da linha de estados críticos. Modelo de Wheeler & Sivakumar (1995).

$(p - u_a)$: Tensão octaédrica média líquida.

$Q(s)$: Função de s que controla as deformações volumétricas plásticas no modelo de Karube & Kato (1989).

q : Tensão desviadora.

q'_r : Tensão desviadora na ruptura, modelo de Karube & Kato (1989)

q_p : Superfície do potencial plástico de expansão do modelo de Lade (1977).

r : Razão $\lambda(s)/\lambda(0)$, obtida fazendo-se $s \rightarrow \infty$. Coeficiente de determinação.

r^2 : Coeficiente de correlação.

s : Sucção matricial.

Se : Grau de saturação equivalente.

S_{ij} : Tensor de tensões desviatório.

s_o : Valor de sucção o qual define a superfície de escoamento SI.

S_p : Superfície de escoamento no espaço $(p; f(s))$, proposta no modelo de Karube & Kato (1989).

S_r : Grau de saturação do solo.

S_{r_i} : Grau de saturação residual do solo.

S_w : Invariante de tensão dado por $S_w = \sqrt{q^2 + p^2}$.

u_a – Pressão do ar.

u_w – Pressão da água.

$(u_a - u_w)$: Sucção matricial.

$(u_a - u_w)_r$: Sucção matricial residual.

V : Volume do corpo de prova.

- v : Volume específico do solo ($v = 1 + e$).
- V_o : Volume inicial do corpo de prova.
- v_w : Umidade específica, definida como $v_w = 1 + w \cdot G_s$.
- W : Trabalho total realizado em um corpo, por unidade de volume.
- w : Umidade.
- W^e : Trabalho elástico ou recuperável acumulado em um corpo, por unidade de volume.
- w_L : Limite de liquidez.
- w_{ot} : Umidade ótima.
- w_p : Limite de plasticidade.
- x' : Parâmetro de forma para a superfície de plastificação no modelo de Karube & Kato (1989)

Símbolos do alfabeto Grego

- α : Parâmetro o qual controla a natureza da lei de fluxo nos modelos de Alonso et al. (1990) e Balmaceda et al. (1992).
- α_b : Parâmetro o qual controla a forma da superfície de escoamento LC, modelo de Balmaceda et al. (1992).
- α_p : Função de ajuste da superfície LC. Modelo proposto.
- α' : Parâmetro de forma para a superfície de plastificação no modelo de Karube & Kato (1989).
- β : Parâmetro que reflete a rapidez com $\lambda(s)$ tende a seu valor mínimo. Modelo de Alonso et al. (1990).
- β_m : Parâmetro de ajuste da função δ_f . modelo proposto.
- β_o : Parâmetro de encruamento em função das deformações cisalhantes plásticas, utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).
- β_1 : Parâmetro de encruamento em função das deformações cisalhantes plásticas, utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).
- χ : Parâmetro que depende do grau de saturação do solo, utilizado na equação de tensão efetiva de Bishop & Donald, (1961).

$\Delta\theta$: Desvio angular dos vetores de incremento de deformações plásticas.

δ_f : função de ajuste da lei de fluxo do modelo proposto.

δ_q : função de ajuste da superfície de escoamento do solo do modelo proposto.

ε_a : Deformação axial.

ε_{ij} : Tensor de deformações (o mesmo que ε_{kl}).

ε_{kk} : Tensor de deformações esférico.

ε_r : Deformação radial.

ε_s : Deformação distorcional.

ε_s^p : Deformação distorcional plástica.

ε_s^e : Deformação distorcional elástica.

ε_v : Deformação volumétrica.

ε_v^p : Deformação volumétrica plástica.

ε_v^e : Deformação volumétrica elástica.

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ e ε_3 : Deformações principais maior, intermediária e menor.

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$ e ε_z : Deformações normais nas direções x, y e z.

ϕ^b : Ângulo de atrito do solo em relação à sucção

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo.

γ : Deformação cisalhante, peso específico do solo.

γ_{dmax} : Peso específico seco máximo.

γ_s : Peso específico das partículas sólidas.

γ_{xy} : Deformação cisalhante no plano x, na direção y.

γ_{xz} : Deformação cisalhante no plano x, na direção z.

γ_{zy} : Deformação cisalhante no plano z, na direção y.

γ_{zx} : Deformação cisalhante no plano z, na direção x.

γ_{yx} : Deformação cisalhante no plano y, na direção x.

γ_{yz} : Deformação cisalhante no plano y, na direção z.

γ_{xy} : Deformação cisalhante no plano x, na direção y.

η : Razão dada por q/p' (ou $q/(p - u_a)$)

η_1 : Valor de f_r quando esta coincide com a superfície de resistência última do modelo de Lade (1977).

η_2 : Constante dependente do valor de g_p e da tensão confinante hidrostática. Modelo de Lade (1977).

κ : Índice de recompressão isotrópica do solo, definido como

$$\kappa = -de/d\ln(p')$$

κ_b : Parâmetro de rigidez elástico do solo associado à p . Modelo de Balmaceda et al. (1992).

κ_{bs} : Parâmetro de rigidez elástico do solo associado à s . Modelo de Balmaceda et al. (1992).

κ_s : Índice de recompressão do solo com relação à sucção.

λ : Índice de compressão isotrópica do solo, definido como

$$\lambda = -de/d\ln(p')$$

$\lambda_b(0)$: Parâmetro de rigidez do solo associado à p (solo saturado). Modelo de Balmaceda et al. (1992).

λ_{bs} : Parâmetro de rigidez do solo associado à s . Modelo de Balmaceda et al. (1992).

λ^c : Parâmetro de encruamento do modelo de Lade (1977).

λ^p : Parâmetro de encruamento do modelo de Lade (1977).

λ_s : Índice de compressão do solo, associado à mudanças em s .

$\lambda(0)$: Índice de compressão isotrópica do solo saturado.

$\lambda(s)$: Índice de compressão isotrópica do solo, para um dado valor de sucção.

$\mu(s)$: Função que representa o ganho de resistência ao cisalhamento do solo (coesão), com a sucção. Modelo de Wheeler & Sivakumar (1995).

θ : Umidade volumétrica. Ângulo que os vetores de incrementos de deformação plástica fazem com o eixo p .

θ_{sat} : Umidade volumétrica correspondente à saturação

σ : Tensão normal total.

σ_a : Tensão axial.

σ_{amax} : Tensão axial máxima.

σ_{ij} : Tensor de tensões.

σ_{kk} : Tensor de tensões esférico.

σ_v : Tensão vertical total.

σ_{ve} : Tensão vertical de referência, para a qual a superfície de plastificação se torna vertical. Modelo de Balmaceda et al. (1992).

σ_{vo} : Tensão vertical líquida de pré-adensamento, para um determinado s.

σ_{vo}^* : Tensão vertical efetiva de pré-adensamento, solo saturado.

σ'_v : Tensão vertical efetiva.

σ' : Tensão normal efetiva.

σ'_r : Tensão radial efetiva.

σ_r : Tensão radial total.

$(\sigma_c - u_a)$: Tensão confinante líquida, o mesmo que $(\sigma_{comp} - u_a)$

$(\sigma_r - u_a)$: Tensão radial líquida.

$(\sigma - u_a)$: Tensão normal líquida.

$(\sigma_v - u_a)$: Tensão vertical líquida.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Tensões principais totais maior, intermediária, e menor.

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$: Tensões principais efetivas maior, intermediária, e menor.

$(\sigma_1 - u_a), (\sigma_2 - u_a), (\sigma_3 - u_a)$: Tensões líquidas principais maior, intermediária, e menor.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Tensões normais nas direções x, y e z.

$(\sigma_x - u_a), (\sigma_y - u_a), (\sigma_z - u_a)$: Tensões líquidas normais nas direções x, y e z.

$T(s)$: Volume específico do solo na CSL para $p = 1$ (função da sucção).

Modelo de Wheeler & Sivakumar (1995).

τ : Tensão cisalhante.

τ_{xy} : Tensão cisalhante no plano x, na direção y.

τ_{xz} : Tensão cisalhante no plano x, na direção z.

τ_{zy} : Tensão cisalhante no plano z, na direção y.

τ_{zx} : Tensão cisalhante no plano z, na direção x.

τ_{yx} : Tensão cisalhante no plano y, na direção x.

τ_{yz} : Tensão cisalhante no plano y, na direção z.

τ_{xy} : Tensão cisalhante no plano x, na direção y.

ν : Coeficiente de Poisson. Relação dada por $\nu = (1 + 2Ko)/3$.

ϖ : Constante definida por $p_o/\sigma_{vo} = p_o^*/\sigma_v^*$, dependente da forma da superfície de escoamento do solo no espaço $((p - u_a); q)$.

ξ : Parâmetro de encruamento definido como $\xi = \int |\varepsilon_s^p|$, utilizado no modelo de Bolzon et al. (1996).

ψ_t : Potencial total da água no solo em relação a um potencial padrão.

ψ_{temp} : Potencial térmico.

ψ_p : Potencial pneumático.

ψ_m : Potencial matricial. Parâmetro de ajuste da função δ_f . Modelo proposto.

ψ_o : Potencial osmótico.

ψ_r – Valor de sucção para umidade volumétrica residual, θ_r .

ψ_z : Potencial gravitacional ou de posição.

$\psi(s)$: Inclinação da linha de estados críticos no espaço $(v; \ln(p))$. Modelo de Wheeler & Sivakumar (1995).

ζ_x : Valor de p_o^* para o qual se obtém o maior valor de colapso. Modelo de Balmaceda et al. (1992).

ζ_y : Valor de m obtido quando $p_o^* = \zeta_x$. Modelo de Balmaceda et al. (1992).

Resumo

MACHADO, S. L. *Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados*. São Carlos, 1998. 360p. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho são apresentados resultados de ensaios triaxiais convencionais, de compressão confinada e triaxiais com controle de tensão, realizados em amostras saturadas e com controle de sucção, em corpos de prova indeformados coletados ao longo de um perfil típico de solo da cidade de São Carlos - SP. A partir dos dados obtidos, faz-se um estudo do comportamento de deformação e resistência do solo, em condições não saturadas, ao longo de todo perfil amostrado. Para o solo residual de arenito realiza-se também um estudo das suas principais características de elastoplasticidade, para a condição saturada e para o caso dos ensaios realizados com controle de sucção. Mostra-se que as superfícies de plastificação obtidas para o solo podem ser ajustadas de modo razoável pela superfície de escoamento do Cam-Clay modificado, utilizada nos modelos de Alonso et al. (1990) e Balmaceda et al. (1992). Para esta superfície, o uso de uma lei de fluxo associada conduziu a resultados satisfatórios. Um modelo constitutivo é proposto para representação do comportamento do solo em condições não saturadas. Uma nova superfície de plastificação e uma nova lei de fluxo (não associada) são propostas para o solo, conseguindo-se uma melhor previsão dos pontos de escoamento situados à esquerda da projeção da linha de estados críticos e diminuindo-se os valores dos desvios angulares dos vetores de incrementos de deformação plástica. No modelo constitutivo proposto neste trabalho, a superfície de escoamento LC do solo é obtida levando-se em consideração não somente os valores da pressão de pré-adensamento, mas também os valores de $\lambda(s)$. Os modelos constitutivos proposto e de Balmaceda et al. (1992) são utilizados na simulação dos ensaios de laboratório, obtendo-se bons resultados. Com o uso dos parâmetros adotados para a simulação dos ensaios de laboratório são realizadas previsões do comportamento de estruturas de fundação em campo, obtendo-se resultados satisfatórios.

Palavras-chave – Solos não saturados, resistência ao cisalhamento, compressibilidade, modelo elastoplástico, escoamento, lei de fluxo.

Abstract

MACHADO, S. L. *Elastoplastic concepts applied to non saturated soils*. São Carlos, 1998. 360p. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This thesis deals with the application of elasto-plastic concepts to a typical non saturated soil from São Carlos – SP. The soil profile analysed is composed at its upper part of a sandy soil of coluvium origin and of a residual soil from sandstone at depths larger than 8m. The water level is at a depth of about 10m. The experimental work included compression triaxial tests following different stress paths and confined compression tests performed both on saturated and on unsaturated specimens. In the case of the residual soil of sandstone, its main elastoplastic characteristics are studied. It is shown that yield points can be fairly fitted by the yield surface proposed by Alonso et al. (1990) and Balmaceda et al. (1992), which are an extension of modified Cam-Clay yield surface. In this case, an associated flow law also gave reasonable results in reproducing experimental data. In order to get a better adjustment between experimental and theoretical results, a new constitutive model is proposed using a new yield surface and a non associated flow law. It is shown that this new yield surface can better adjust experimental yield points, mainly those located at left of the critical state line (C.S.L.) and the new flow rule led to lower deviation of incremental plastic strain vectors. In the proposed model, the yield surface LC is obtained considering both $\lambda(s)$ and p_0 experimental values. The proposed and Balmaceda et al. (1992) models were utilised to predict the laboratory soil behaviour, showing good results. The parameters already used to reproduce laboratory tests were also used to model foundation structures built in the soil studied and a fair agreement between experimental and predicted results was obtained.

Keywords – Unsaturated soil, shear strength, compressibility, suction, elasto-plastic model, yield, flow law.

1 - INTRODUÇÃO

Embora a mecânica dos solos tenha se desenvolvido em países de clima temperado, onde é larga a ocorrência de camadas de solo saturado e exista um consenso acerca da idéia de que esta condição constitui aquela em que o solo apresenta as suas piores características de resistência e deformabilidade, o reconhecimento de que em boa parte do globo há uma ampla difusão de solos não saturados tem impulsionado o desenvolvimento de uma mecânica dos solos mais complexa, abrangendo a mecânica dos solos saturados, de modo que esta última passe a representar apenas um caso particular dentro dos casos possíveis de serem tratados em seu domínio.

O não reconhecimento das particularidades do comportamento dos solos não saturados tem apresentado um alto custo para obras geotécnicas. Assim é que é freqüente o relato de danos causados pela ocorrência de solos expansivos e colapsíveis na literatura especializada. Dentre os tipos de danos mais freqüentes causados por estes solos encontram-se a expansão de solos sob estruturas de pequeno porte e aterros rodoviários, instabilização ou ruptura de taludes ou obras de contenção em presença de solo expansivo, danos causados pelo colapso de solos de fundação, etc. Além do mais, os processos de evolução pedogênica que ocorrem em zonas de clima tropical propiciam o aparecimento de solos não saturados de alta porosidade (solos lateríticos) cujo entendimento não pode ser alcançado com o uso de conceitos desenvolvidos pela mecânica dos solos clássica.

Por outro lado, o desenvolvimento de ferramentas matemáticas que possibilitem um tratamento mais rigoroso do comportamento dos solos sob solicitações de diversas naturezas (comportamento tensão/deformação generalizado), tem merecido um crescente interesse no meio geotécnico, resultando na formulação de diversos modelos constitutivos, muitos deles baseando-se na mecânica dos solos dos estados críticos, uma ferramenta essencial quando do estudo dos solos não só do ponto de vista de sua resistência ao cisalhamento mas também do seu comportamento

de deformabilidade. Estes modelos, em conjunto com algumas técnicas de discretização do contínuo existentes (como o método dos elementos finitos ou o método dos elementos de contorno) têm se mostrado úteis no entendimento ou mesmo na previsão do comportamento de estruturas em campo.

Por fim, na tentativa de unir os esforços realizados nestas duas vertentes de pesquisa, diversos trabalhos têm sido publicados na literatura técnica especializada os quais tratam da expansão de modelos constitutivos já bem estabelecidos para o caso dos solos saturados de modo a englobar também a condição de não saturação dos mesmos.

Para possibilitar o avanço da mecânica dos solos nestas novas áreas de conhecimento, as técnicas laboratoriais têm evoluído de maneira marcante, resultando no desenvolvimento de aparelhos os quais permitem a realização de ensaios sob sucção controlada e/ou seguindo uma infinidade de trajetórias de tensões, resultando em um entendimento mais global do comportamento tensão/deformação do solo. A adaptação de aparelhos já utilizados na prática laboratorial, seja pela inserção de pedras porosas de alto valor de entrada de ar ou de membranas semi permeáveis, tem possibilitado a realização de ensaios com sucção controlada, enquanto que o uso de equipamentos dotados de servo controle permitem a realização de ensaios sob diversas trajetórias de tensões.

Durante todo o transcorrer deste trabalho de pesquisa procurou-se atingir os seguintes objetivos: a) - Estudo do comportamento volumétrico e da resistência ao cisalhamento ao longo de um perfil típico da cidade de São Carlos – SP. b) - Estudo das características de elastoplasticidade do solo residual de arenito. c) - Modelagem numérica dos resultados experimentais de laboratório, utilizando-se um modelo constitutivo já existentes na literatura especializada. d) - Eventual elaboração de um modelo elastoplástico para solos não saturados, com base nas características de elastoplasticidade do solo estudado e nos modelos apresentados na literatura. e) - Modelagem numérica dos ensaios de laboratório utilizando-se o modelo constitutivo proposto. f) - Simulação numérica de ensaios de campo empregando-se os modelos escolhidos e uma técnica de discretização do contínuo (MEF).

Para que o atendimento de tais objetivos fosse possível, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os temas envolvidos, assim como um razoável programa experimental foi elaborado. Para sua apresentação, este trabalho foi dividido da

seguinte forma: capítulo 2, denominado de revisão bibliográfica e organizado da seguinte forma:

- 2.1 - Potenciais da água no solo.
- 2.2 - O princípio das tensões efetivas e as variáveis de estado.
- 2.3 - Estrutura dos solos não saturados.
- 2.4 - Resistência ao cisalhamento de solos não saturados.
- 2.5 - Deformações volumétricas do solo devidas à variações na umidade.
- 2.6 - Noções de plasticidade aplicadas aos solos.
- 2.7 - Recentes avanços no estudo de solos não saturados.

No item 2.1 são apresentados os principais potenciais governando o comportamento da água no solo, dando-se ênfase neste ponto à curva característica de sucção do solo e aos principais equipamentos utilizados na medida de sucção matricial em campo ou em laboratório. No item 2.2 é apresentado o princípio das tensões efetivas para os solos saturados, em conjunto com a proposta de Bishop de expansão do mesmo para o caso dos solos não saturados. Complementarmente, são apresentadas análises do estado tensional do solo em termos de variáveis de estado de tensão. No item 2.3, são apresentados os principais tipos de estruturas encontrados para o caso dos solos não saturados, seus principais componentes e a influência destes padrões estruturais no comportamento do solo. No item 2.4 são apresentados os principais trabalhos encontrados na literatura tratando sobre o tema resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. São apresentadas análises em termos do princípio das tensões efetivas modificado (de Bishop) e em termos de variáveis de estado de tensão. Ainda neste item são apresentadas propostas de estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados a partir da sua curva característica de sucção. No item 2.5 são apresentados trabalhos referentes à deformabilidade dos solos não saturados, dando-se ênfase às deformações induzidas por umedecimento do solo (expansão e colapso). No item 2.6 são apresentados os conceitos básicos de elastoplasticidade e suas aplicações aos solos, em conjunto com os principais modelos constitutivos propostos encontrados na literatura. O item 2.7 traz os mais recentes avanços na modelagem numérica de solos não saturados, em particular, as principais propostas de expansão do Cam-Clay para o caso de solos não saturados.

Capítulo três, denominado de materiais e métodos, onde são apresentados os equipamentos e métodos utilizados na realização dos diversos ensaios.

- 3.1 – Escolha do local para coleta de amostras indeformadas
- 3.2 – Coleta de amostras indeformadas em campo
- 3.3 – Ensaio de caracterização
- 3.4 – Obtenção das curvas características de sucção
- 3.5 – Ensaio de compressão triaxial
- 3.6 – Ensaio de compressão confinada com controle de sucção
- 3.7 – Ensaio de tensão controlada em trajetórias múltiplas de tensão

No item 3.1 são apresentados os motivos que levaram a escolha do campo experimental da EESC/USP como local de coleta dos blocos indeformados de solo para ensaios. No item 3.2 é apresentado o método de coleta dos blocos indeformados utilizado, o número de blocos indeformados coletados, profundidade máxima de amostragem, condições armazenamento dos blocos, etc. No item 3.3 são apresentados os ensaios de caracterização básicos realizados nas amostras, as cotas escolhidas para a realização destes ensaios e o procedimento adotado para a realização dos mesmos. No item 3.4 são apresentados os equipamentos utilizados (e desenvolvidos) para obtenção das curvas características de sucção do solo. Os métodos de ensaio empregados são descritos, assim como são citadas as cotas escolhidas para levantamento das curvas características de sucção. No item 3.5 são apresentados os métodos de ensaio empregados na realização dos ensaios triaxiais, seja em amostras saturadas, seja em ensaios com sucção controlada. São apresentados os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios, assim como as modificações requeridas, em relação aos equipamentos tradicionais, para a realização dos ensaios com controle de sucção. No item 3.6 são apresentados os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de compressão confinada, seja em amostras saturadas, seja em ensaios com sucção controlada. São discutidos também os métodos empregados para a realização dos mesmos. No item 3.7 é apresentado o conjunto equipamentos/software instalado para a realização dos ensaios com controle de tensão/sucção. São apresentadas as modificações feitas nos equipamentos para permitir a realização de ensaios com controle de sucção, assim como são apresentados os métodos empregados na realização de ensaios em amostras saturadas ou com controle de sucção.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos a partir da realização dos ensaios descritos no capítulo 3, sendo dividido da seguinte forma:

- 4.1 – Ensaio de caracterização
- 4.2 – Ensaio para obtenção das curvas características de sucção do solo.

4.3 – Ensaios de compressão triaxial

4.4 – Ensaios de compressão confinada

4.5 – Ensaios de compressão triaxial realizados em trajetórias múltiplas de tensão

No item 4.1 são apresentadas os valores de γ_s , LL, LP e as curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3, 5 e 8m. Os valores de umidade e os valores dos pesos específicos secos (γ_d) obtidos, em função da profundidade, são também apresentados. Além disto, são apresentados os valores de γ_{dmax} e w_{ot} , obtidos a partir de ensaios de compactação para as três profundidades citadas anteriormente. No item 4.2 são apresentadas as curvas características de sucção do solo, obtidas utilizando-se o método da câmara de Richards e o método do funil de placa porosa, para as profundidades de 2, 5 e 8m. No item 4.3 são apresentados os resultados obtidos, em termos de curvas de tensão desviadora e deformação volumétrica *versus* deformação axial, para os ensaios triaxiais saturados e para os ensaios triaxiais em estágios múltiplos e com controle de sucção, realizados para as profundidades de 2, 5 e 8m. No item 4.4 são apresentadas curvas de e/e_o (relação índice de vazios/índice de vazios inicial) *versus* tensão vertical líquida ($\sigma_v - u_a$) para os ensaios realizados com sucção constante, em amostras saturadas ou na umidade natural. São apresentadas também curvas semelhantes obtidas em ensaios realizados mantendo-se a sucção do solo constante até determinado valor de ($\sigma_v - u_a$) e submetendo-se estas amostras a posterior processo de umedecimento paulatino, com uma ciclagem nos valores de sucção impostos às mesmas. No item 4.5 são apresentados os resultados obtidos, em termos de curvas de tensão desviadora e deformação volumétrica *versus* deformação axial, para os ensaios com controle de tensão, realizados em amostras saturadas e com controle de sucção.

No capítulo 5 são realizadas diversas análises dos dados apresentados no capítulo 4, sendo o mesmo dividido da seguinte forma:

5.1 – Curva característica de sucção

5.2 – Ensaios de compressão triaxial

5.3 – Ensaios de compressão confinada

5.4 – Ensaios realizados em trajetórias múltiplas de tensão.

No item 5.1 os resultados apresentados no item 4.2 são ajustados à equação proposta por Fredlund & Xing (1994) para representação da curva característica de sucção do solo. No item 5.2 são apresentadas as variações do

intercepto de coesão do solo e do seu ângulo de atrito interno com a sucção e com a profundidade. Mostra-se que apesar do intercepto de coesão se mostrar francamente crescente com a profundidade e com a sucção o ângulo de atrito interno do solo não apresenta nenhuma tendência clara de variação. Em vista disto, as variações no intercepto de coesão são estudadas considerando-se o ângulo de atrito interno do solo constante com a sucção e igual ao valor obtido a partir dos ensaios realizados em amostras saturadas. As curvas características obtidas e ajustadas pela equação de Fredlund & Xing (1994) são utilizadas na previsão da resistência ao cisalhamento do solo em condições não saturadas, empregando-se os procedimentos propostos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et al. (1995). No item 5.3 são analisadas as variações na pressão de pré-adensamento do solo e nos índices de compressão e recompressão do solo com a sucção e a profundidade. A equação proposta por Balmaceda et al. (1992) para representação das superfícies de escoamento LC do solo é utilizada e são discutidos os diferentes métodos de ajuste da equação proposta aos dados experimentais. No item 5.4 são analisadas as formas das superfícies de escoamento obtidas para o solo, tanto durante a sua história de carregamentos em campo quanto após as amostras terem sofrido um determinado montante de deformações plásticas. São também analisados a natureza da lei de fluxo obtida para o solo (se associada ou não) e o espraçamento das superfícies de plastificação do solo no plano ($q;p$) com a sucção. As análises efetuadas nos itens 5.2 e 5.3 são empregadas neste item para prever o espraçamento das superfícies de escoamento do solo com a sucção e o resultado obtido é comparado com os dados experimentais.

No capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos a partir da modelagem numérica do solo utilizando-se dois procedimentos distintos. Este capítulo é dividido do seguinte modo:

- 6.1 – Modelo constitutivo proposto.
- 6.2 – Modelo constitutivo Balmaceda et al. (1992).
- 6.3 – Simulação numérica dos resultados experimentais.
- 6.4 – Considerações gerais acerca dos resultados obtidos nas simulações numéricas.

No item 6.1 um novo modelo constitutivo é proposto para o solo. São apresentadas novas equações para a superfície de escoamento do solo e para a sua lei de fluxo, baseando-se nos resultados apresentados nos capítulos 4 e 5. Mostra-se que com o uso destas equações não só os pontos de plastificação obtidos à esquerda da projeção da linha de estados críticos são melhor estimados, mas também passa-se a

obter menores valores de desvios angulares médios. A extensão destas superfícies para o caso de não saturação do solo é feita baseando-se não somente nos valores de p_0 obtidos experimentalmente, mas também nos valores de $\lambda(s)$ obtidos a partir de ensaios de compressão confinada ou isotrópica. No item 6.2 o modelo de Balmaceda et al. (1992) é reapresentado, citando-se as suas principais características. No item 6.3 são apresentados os resultados obtidos a partir da simulação numérica dos ensaios de laboratório. No item 6.4 são é apresentada uma análise global da performance dos modelos utilizados, vinculando-se o desempenho obtido às principais características de cada modelo em estudo.

No capítulo 7, a extensão para o caso de solos não saturados das superfícies de escoamento do solo adotada no modelo constitutivo proposto neste trabalho, em conjunto com a superfície de escoamento do Cam-Clay modificado e uma lei de fluxo associada, são utilizadas na reprodução do comportamento de estruturas de fundação em campo (placas e estacas), obtido mediante a realização de provas de carga realizadas com inundação prévia ou na umidade do solo. Este capítulo é dividido do seguinte modo:

- 7.1 – Método de execução dos ensaios de campo
- 7.2 – Simulação numérica dos ensaios de campo
- 7.3 – Provas de carga em placa
- 7.4 – Provas de carga em estacas

No item 7.1 são apresentadas as principais características de execução dos ensaios em campo, em placas e em estacas escavadas. No item 7.2 são discutidos aspectos relativos a utilização do modelo proposto na simulação dos ensaios com inundação prévia ou na umidade natural. No item 7.3 são apresentados os resultados obtidos a partir da simulação numérica dos ensaios em placa assim como é feita uma comparação entre os resultados obtidos e experimentais. Do mesmo modo que no item 7.3, no item 7.4, os resultados obtidos a partir das provas de carga e aqueles obtidos utilizando-se o modelo constitutivo proposto são comparados, para o caso das provas de carga de tração realizadas em estacas escavadas.

No capítulo 8 são apresentadas as principais conclusões as quais se pôde chegar com a realização deste projeto de pesquisa. No capítulo 9 são apresentadas as referências bibliográficas citadas no corpo do trabalho.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Potenciais da água no solo.

2.1.1 - Introdução

Em se tratando de solos não saturados, a maneira como a água se distribui em seus vazios, sua composição, seu estado energético ou o seu potencial em relação a um estado padrão de referência desempenham papel fundamental no entendimento do comportamento que estes venham a apresentar. De fato, os solos não saturados apresentam características de deformabilidade, resistência e permeabilidade que variam grandemente a depender do valor de sucção (que como veremos adiante nada mais é do que uma medida de potencial da água no solo) atuante no mesmo. Neste capítulo apresenta-se um breve relato histórico do conhecimento acerca do tema potencial de água no solo, citando-se as contribuições clássicas ao tema existentes na literatura assim como definindo-se os principais componentes do potencial total da água no solo, sua importância, origem e os métodos de medida empregados em campo e em laboratório.

2.1.2 - Conceituação geral

O potencial energético de um fluido no solo foi pela primeira vez definido por Buckingham (1907), que em seus estudos sobre o movimento da água no solo, introduziu o conceito de potencial capilar, tomando-o como sendo a energia gasta ou necessária para deslocar uma unidade de massa de água, em sentido contrário ao das forças capilares, de um certo local até o nível da água livre, sujeita à pressão atmosférica.

Desde então, este conceito tem evoluído, passando a envolver as parcelas de energia devidas à temperatura, velocidade de fluxo da água, fenômenos osmóticos e de adsorção, posição da partícula de água e pressão sobre ela exercida.

Na definição de um potencial total de água no solo, deve-se previamente estabelecer um estado de referência padrão, a partir do qual medidas da energia livre da água no solo possam ser tiradas sem ambiguidades. Neste caso, em que o interesse é a solução acuosa do solo e não somente a componente água, pode-se definir o estado de referência padrão como sendo uma solução livre de influência da matriz do solo, pura (ou seja, sem a presença de solutos), num dado referencial de posição, à uma dada temperatura e submetida à pressão de uma atmosfera padrão.

Segundo Baver et al. (1972), o potencial de água no solo pode, de uma maneira genérica, ser definido como:

$$\psi_t = \psi_{temp} + \psi_p + \psi_m + \psi_o + \psi_z \quad (2.1.1)$$

Onde:

ψ_t : Potencial total da água no solo em relação a um potencial padrão.

ψ_{temp} : Potencial térmico.

ψ_p : Potencial pneumático. ✓

ψ_m : Potencial matricial. ✓

ψ_o : Potencial osmótico. ✓

ψ_z : Potencial gravitacional ou de posição. ✓

Em geral, devido aos pequenos valores de velocidade do fluxo de água, a parcela do potencial da água no solo devida à energia cinética normalmente pode ser desprezada. Admite-se ainda, que os processos envolvendo o potencial total da água no solo sejam isotérmicos, de modo que nos resta como parcelas efetivamente contribuidoras do potencial da água no solo, as parcelas de energia de posição e pneumática e os potenciais matricial (o qual engloba os fenômenos de capilaridade e adsorção) e osmótico, ou seja:

$$\psi_t = \psi_p + \psi_m + \psi_o + \psi_z \quad (2.1.2)$$

O potencial da água no solo, em suas parcelas matricial e osmótica, pode ser expresso em termos de potenciais, cargas hidráulicas ou pressões. Nestes casos, onde o valor de suas componentes é negativo, são empregados frequentemente os termos “sucção” e “pressão intersticial negativa”.

O potencial gravitacional (ψ_z) é definido como o trabalho que se deve realizar por unidade de massa de água para se levar reversível e isotermicamente, uma quantidade infinitesimal de água, de mesma composição química que o ponto de referência, a um ponto determinado da água no solo, de cota determinada, à pressão atmosférica.

O potencial pneumático (ψ_p) é igual ao trabalho resultante da pressão manométrica (pressão absoluta menos pressão atmosférica) eventualmente existente no ar contido nos vazios do solo.

Os potenciais matricial e osmótico são tratados adiante, neste capítulo, no item “sucção matricial e osmótica”.

2.1.3 - Sucção do solo

O potencial total do solo, com suas respectivas parcelas, que são grandezas expressas em energia por unidade de massa ou volume, pode ser substituído pelos respectivos valores de pressão correspondentes a cada parcela. Assim é que, no lugar do potencial matricial, usa-se a sucção matricial e, analogamente, sucção osmótica.

Segundo Richards (1928), a existência de sucção em solos não saturados é reconhecida como decorrente dos efeitos combinados de capilaridade (predominantes em solos arenosos), de adsorção (predominantes em solos argilosos) e de osmose (que têm a mesma importância relativa tanto no caso de solos saturados como não saturados) e é devida a presença de íons dissolvidos na água.

2.1.3.1 - Sucção matricial e osmótica

Pode-se mostrar que o valor da sucção matricial da água no solo é numericamente igual à diferença entre as tensões de ar e água, independente dos valores absolutos destas. Isto aliás, constitui a base teórica da técnica de translação de eixos de Hilf (1956), de grande emprego na determinação da sucção agindo em um solo para um dado valor de umidade.

X O valor da sucção matricial pode ser decomposto em duas componentes, a sucção devida à capilaridade e a sucção devida às forças de adsorção. De um modo geral, podemos dizer que a parcela da sucção matricial devida à capilaridade tem importância maior no domínio das baixas sucções, ou seja, quando tratamos de poros de diâmetro relativamente grande. Por sua vez, as forças de adsorção se apresentam de modo mais realçado no domínio dos altos valores de sucção, ou seja, quando tratamos de poros de menor diâmetro, onde há predominância dos fenômenos de superfície, muito ligados à atividade do argilomineral e/ou a superfície específica deste.

A explicação dos fenômenos capilares é feita com base numa propriedade do solo associada com a superfície livre de qualquer líquido, denominada tensão superficial. A tensão superficial resulta da existência de forças de atração de curto alcance entre as moléculas, denominadas de forças de Van der Waals, ou simplesmente forças de coesão. A distância limite de atuação destas forças, isto é, a distância máxima que uma molécula consegue exercer atração sobre as outras, é conhecida pelo nome de raio da esfera de ação molecular ' r ', que na água, não excede 5×10^{-6} cm. Deste modo, qualquer molécula cuja esfera de ação não esteja totalmente no interior do líquido, não se equilibra, porque a calota inferior da sua esfera de ação está repleta de moléculas que as atrai, o que não acontece com a calota superior, que cai fora do líquido, e não está cheia de moléculas como a inferior (vide figura 2.1.1). Tais moléculas são atraídas para o interior do líquido pela resultante destas forças de coesão não equilibradas. Evidentemente esta resultante é nula quando a molécula se encontra a uma distância ' r ' ou maior que r da superfície do líquido.

Figura 2.1.1 - Forças intermoleculares, modificado de Libardi (1993).

Além disto, pela ação destas forças, a superfície do líquido se contrai minimizando sua área, e adquire uma energia potencial extra que se opõe a qualquer tentativa de distendê-la, ou seja, ocorrendo uma distensão, a tendência da superfície é sempre voltar a sua posição original. Baseado nestas observações, a superfície ativa do líquido é também chamada de membrana contrátil.

Quando a membrana contrátil de um líquido se apresenta curva, pelo fato da mesma possuir moléculas tracionadas, uma força resultante surge, sendo responsável por fenômenos tais como a ascensão capilar. A curvatura do menisco por sua vez é função da intensidade da força com que as moléculas do líquido são atraídas por outras moléculas do mesmo líquido, pelo ar e pelas moléculas da superfície sólida eventualmente em contato com o líquido. A formação de meniscos capilares é ilustrada na figura 2.1.2, mostrada adiante.

Conforme podemos observar nesta figura, F_1 representa a força resultante de atração das partículas sólidas (em sua parte superior e inferior) sobre as moléculas de água que se encontram no ponto P e F_2 representa a resultante das forças de atração entre as próprias moléculas do fluido. Desprezando-se a atração entre as moléculas de líquido e ar, caso $F_2 = 2F_1$, o menisco não apresentará curvatura, ou α será de 90° . Caso $F_2 < 2F_1$, o menisco será côncavo, ou seja, α será menor que 90° (como no caso dos meniscos formados pela água e a maioria das superfícies de contato). Caso $F_2 > 2F_1$, o menisco será convexo, ou seja, α será maior do que 90° (como nos casos dos meniscos formados pelo mercúrio e a maioria das superfícies de contato).

Figura 2.1.2 - Formação de meniscos capilares

Quanto às forças de adsorção, três são os mecanismos propostos para a sua explicação:

1) A superfície dos minerais de argila é coberta com átomos de oxigênio e grupos oxidrilas negativamente carregados, características estas geralmente realçadas devido à substituição isomorfa de cátions. Deste modo, cria-se ao redor da superfície desses minerais, um campo elétrico cuja intensidade decresce com a distância à superfície da partícula. Devido à natureza dipolar das moléculas de água, elas se orientam neste campo elétrico e experimentam uma força na direção da superfície da partícula a qual decresce gradualmente com a distância desta superfície até se anular.

2) Os pares de elétrons não compartilhados do átomo de oxigênio das moléculas de água podem ser eletricamente atraídos a cátions trocáveis que podem estar adsorvidos sobre a superfície de argila; ou seja, os cátions que são retidos à superfície negativamente carregada de argila, ocasionam também a adsorção das moléculas de água.

3) Finalmente, as moléculas de água podem ainda ser atraídas às superfícies sólidas pelas forças de Van der Waals.

A sucção osmótica é derivada das forças osmóticas associadas à composição da água do solo, a qual por sua vez é influenciada pela capacidade das partículas do solo de reter os íons trocáveis, que alteram a composição da água. O valor da sucção osmótica irá depender da composição do líquido externo ao solo. Deste modo, esta irá atingir valor máximo se a água que entra em contato com o solo é pura e será nula se a água externa possuir mesma composição química da água intersticial. Quando uma partícula de argila é colocada em um meio acuoso, as moléculas superficiais da partícula se ionizam em presença dos cátions de hidrogênio. Por outro lado, os cátions existentes em sua superfície tendem a se hidratar, deixando a superfície do argilo mineral, onde existe uma elevada concentração destes. Esta tendência a difundir-se na água para igualar a sua concentração é contraposta pelo estabelecimento de forças atrativas resultantes das cargas negativas superficiais. Como tais forças diminuem com o aumento da distância à superfície do argilo-mineral, a concentração de cátions tenderá a ser menor com o aumento da distância à superfície. As diferentes concentrações de cátions e íons em torno do argilo mineral e na região de água livre promovem o aparecimento de forças osmóticas, resultando na componente osmótica da sucção no solo.

2.1.4 - Curva característica de sucção do solo

Em um solo saturado, todos os seus vazios estão totalmente cheios d'água, independentemente do diâmetro dos vazios ou poros. Caso começássemos, com a utilização de um artifício qualquer, a aplicar valores progressivos de sucção no solo, a partir de um determinado valor, correspondente à tensão capilar dos poros de maior diâmetro, teria início o processo de drenagem do solo. Esta pressão é chamada de valor de entrada de ar (Aitchison & Donald, 1956). Denomina-se de curva característica de sucção do solo a curva que relaciona o teor de umidade ou grau de saturação com o valor da sucção ao qual o mesmo está submetido. Sua forma, assim como os valores de sucção que são possíveis de se atingir, estão intimamente relacionados com a textura, composição mineralógica e estrutura do solo.

A curva característica de sucção, de um modo geral, apresenta histerese, isto é, os pares ordenados sucção x umidade obtidos no ramo de secagem da curva não são os mesmos daqueles obtidos no ramo de umedecimento (vide figura 2.1.3). O fenômeno de histerese pode ser atribuído à diversas causas, dentre elas, a geometria não uniforme dos poros individuais, intercomunicados por pequenas passagens, ar aprisionado nos vazios do solo ou liberação do ar dissolvido na água, mudanças diferenciais da estrutura do solo, em decorrência de fenômenos como inchamento ou retração, etc. Um estudo detalhado deste assunto é fornecido por Presa (1982).

Figura 2.1.3 - Curva característica de sucção solo

A variação da sucção do solo com o seu teor de umidade pode ser obtida de diversas formas, através de um grande número de ensaios de campo e de laboratório. Embora não seja objetivo deste trabalho uma discussão exaustiva destes equipamentos e técnicas, a seguir apresentam-se, de maneira bastante sucinta, os principais equipamentos utilizados na medida da sucção, seguidos de referências onde o assunto é discutido mais detalhadamente.

Psicrômetros: Utilizados em medidas de sucção total do solo através da medida da umidade relativa do ar do solo em equilíbrio com a interface solo-água. Os psicrômetros são propícios para medidas de altos valores de sucção. Para valores menores, contudo, o tempo de resposta requerido por estes é muito grande, inviabilizando o seu uso. De Campos (1992); Röhm (1992).

Papel filtro: Utilizados para medidas de sucção total e matricial. O papel filtro, de cuja curva característica de sucção se tem conhecimento prévio, é colocado em contato (caso se deseje medir sucção matricial) ou não (no caso de medidas de sucção total) com o solo em um recipiente hermético, tempo suficiente para que haja equilíbrio de sucção entre o papel filtro e o solo. A sucção do solo é então determinada a partir do valor da umidade final do papel filtro e de sua curva característica de sucção. Gardner (1937), Röhm (1992) e De Campos (1994).

Tensiômetros: Utilizados na medida direta da sucção matricial em campo, possuindo tempo de resposta razoável. Os valores de sucção que podem ser medidos, contudo, são limitados a aproximadamente 80 kPa, em decorrência do fenômeno da cavitação. Fleming et al. (1992); Fleming et al. (1994); De Campos (1992); De Campos (1994) e Röhm (1992).

Câmara de pressão: Utilizada em medidas de sucção matricial em laboratório, utilizando-se para isto a técnica de translação de eixo de Hilf (1956). Presa et al. (1994); Fonseca (1991); Rohm (1992); Presa (1991) e Chang (1969)

Ensaio de intrusão de mercúrio: Utilizados principalmente em estudos da estrutura dos solos, os resultados dos ensaios realizados com estes equipamentos podem ser adequados para obtenção da curva característica de sucção. Aguilar (1989).

2.1.4.1 - Recentes avanços na medida de sucção em campo e em laboratório:

Fourie & Papageorgian (1995) apresentam uma nova técnica para determinação da curva característica de sucção e da condutividade hidráulica de solos não saturados. A nova técnica, denominada de método de controle de fluxo ou COM (“Controlled Outflow Method”) consiste em uma modificação da técnica empregada na determinação da curva característica de sucção com a câmara de pressão.

Neste procedimento, uma grande pressão de ar é aplicada inicialmente à amostra, que inicia um processo de drenagem. A drenagem é interrompida em intervalos relativamente curtos (cerca de 12 horas) de tempo, medindo-se a partir de então o valor da pressão de água até o equilíbrio com a sucção interna do corpo de prova. O procedimento é então repetido buscando-se a obtenção da curva característica de sucção do solo. Esta técnica de ensaio reduz o tempo necessário à obtenção da curva de 15 dias a um mês para 4 a 6 dias, em média.

Woodburn & Lucas (1995) apresentam novas técnicas de medida de sucção em campo e em laboratório. Estas técnicas são em sua grande maioria modificações das técnicas correntemente já utilizadas, concebidas no sentido de superar as dificuldades inerentes a cada técnica disponível.

Neste sentido, por exemplo, o uso do papel filtro é otimizado utilizando-se balanças de alta precisão, contidas em um ambiente hermeticamente fechado, dentro do qual se encontra também o corpo de prova. A figura 2.1.4 ilustra o esquema de ensaio idealizado.

Figura 2.1.4 - Esquema utilizado por Woodburn & Lucas (1995) na determinação da curva característica de sucção do solo.

Conforme apresentado na figura 2.1.4 o local onde se encontram o conjunto corpo de prova, balança e papel filtro deve possuir controle de temperatura, no sentido de se evitar flutuações na umidade relativa do ar e consequentemente na na umidade (ou no peso) do papel filtro. As medidas efetuadas do peso do papel filtro são coletadas externamente, com o auxílio de um computador, sem interferência no sistema. As dimensões do recipiente que contém o conjunto com o qual se efetua as medidas de umidade devem ser as mínimas possíveis, abreviando assim o mais possível o tempo de estabilização das medidas. Nos experimentos realizados pelos autores o tempo de estabilização das leituras variaram entre 2 e 3 dias.

Gourley & Schreiner (1995) relatam a construção calibração e teste de um equipamento para medidas de sucção em campo. A unidade de medidas é cravada no solo utilizando-se a mesma técnica do cone de penetração dinâmica (CPT-D). As medidas de sucção em campo são obtidas utilizando-se a técnica do papel filtro. As medidas de temperatura e umidade são coletadas automaticamente em superfície.

Marinho & Chandler (1995) discutem as possíveis causas do problema da cavitação observado em medidas diretas (sem o uso da técnica de translação de eixos proposta por Hilf) de sucção em campo ou em laboratório. Segundo estes autores, a propriedade dos líquidos suportarem tensões de tração tem sido comprovada por diversos autores e a própria presença de água nos poros do solo, submetida a altos valores de sucção é uma prova disto. A cavitação ocorre somente quando núcleos persistentes de ar ou gás estão presentes. Em outras palavras, a cavitação não irá ocorrer se o sistema é completamente livre de núcleos de gás ou ar.

Utilizando estes conceitos, tensiômetros tem sido desenvolvidos no sentido de se permitir a medida direta de altos valores de sucção. O princípio básico de funcionamento destes tensiômetros é a diminuição do espaço entre a pedra porosa e o diafragma do transdutor de pressão. A técnica de usar um pequeno volume de água (menor do que 1 cm^3) na câmara entre o transdutor de pressão e a pedra porosa reduz a possibilidade de cavitação, já que o número potencial de núcleos de gás ou ar é severamente reduzido.

2.2 – O princípio das tensões efetivas e as variáveis de estado.

2.2.1 - Introdução

Neste capítulo faz-se uma breve revisão bibliográfica sobre os temas “o princípio das tensões efetivas e as variáveis de estado de tensões”, apresentando-se os principais conceitos envolvidos e a transposição destes para o caso dos solos não saturados. Após uma discussão acerca do princípio das tensões efetivas para o caso dos solos saturados, a proposta de Bishop & Blight, (1963) de expansão do mesmo para o caso dos solos não saturados é apresentada. Apesar da grande variedade de propostas apresentadas com o mesmo intuito, constantes na literatura técnica, apenas a proposta de Bishop é discutida, isto devido ao seu grande reconhecimento no meio geotécnico. Outras propostas podem ser encontradas, por exemplo, em Röhmi (1992).

São apresentados então alguns conceitos concernentes ao tema “variáveis de estado de tensões” discorrendo-se sobre as suas vantagens e desvantagens no estudo do comportamento dos solos não saturados, em relação à propostas como a de Bishop & Blight, (1963).

Nos capítulos seguintes, estas duas maneiras possíveis de se estudar o comportamento dos solos não saturados são utilizadas na análise do comportamento de resistência e compressibilidade destes solos.

2.2.2 - O princípio das tensões efetivas

2.2.2.1 - Solos saturados

Desde a sua postulação por Terzaghi, o princípio das tensões efetivas tem sido uma ferramenta das mais importantes no entendimento do comportamento volumétrico e da resistência ao cisalhamento dos solos.

Segundo Bishop & Blight (1963): " A tensão efetiva é uma função tal que controla o comportamento mecânico (tanto em termos de resistência ao cisalhamento quanto em termos de deformabilidade) do solo, sendo expressa em função da tensão total e das pressões neutras... O princípio das tensões efetivas é uma afirmação de que tal função existe, restando obter-se os parâmetros apropriados para esta função para uma dada gama de situações". Deste modo, para os solos saturados, a tensão efetiva poderia algebricamente ser expressa como:

$$\sigma' = \sigma - F(u_w) \quad (2.2.1)$$

Onde σ' é a tensão efetiva atuando no solo, σ é a tensão total e $F(u_w)$ é uma função a qual descreve a influência da pressão neutra da água na tensão efetiva do solo. Para a maioria dos casos, em que tratamos com o solo saturado, $F(u_w)$ pode ser admitida como uma função identidade de u_w , ou seja: $F(u_w) = u_w$.

Segundo Wood (1979), dois enfoques podem ser dados ao princípio da tensão efetiva, um mecânico e outro filosófico. O enfoque mecânico é dado por Bishop (1959), o qual mostrou, a partir de considerações de força e pressão agindo nos contatos das partículas e no poro preenchido por fluido, que a tensão controlando as mudanças de volume ocorridas devido às deformações na estrutura do solo é $(\sigma - u_w)$, qualquer que seja a área de contato.

A discussão filosófica começa pela hipótese de que o comportamento mecânico do solo será dependente de um número de fatores tais como tensão aplicada (σ), pressão neutra (u_w), índice de vazios (e), orientação das partículas, história de deformações, etc. (nem todos os fatores citados sendo independentes) e continua com a descoberta experimental de que iguais mudanças na tensão aplicada e na pressão neutra não produziam efeitos sobre o solo, de modo que a tensão aplicada e a pressão neutra no solo deveriam ser analisadas sempre do ponto de vista da diferença entre os seus valores, não sendo importantes os valores absolutos de cada variável.

2.2.2.2 - Solos não saturados

O estado tensional de um solo não saturado, de um ponto de vista microestrutural é resultado das diferentes solicitações às quais o solo é submetido

assim como da natureza e propriedade de suas fases componentes. De forma simplificada pode-se considerar as seguintes forças atuando em um dado estado de tensões (Josa, 1988):

- Fase sólida: transmissão de forças através das partículas, forças normais e tangenciais nos contatos entre elas e forças de atração e repulsão elétricas.
- Fases líquida e gasosa: pressão de água e de ar, em cada ponto.
- Interações entre as fases: fenômenos de superfície.

As forças de atração e repulsão que se produzem entre as partículas, devidas tanto ao desbalanceamento elétrico das partículas como à distribuição destas cargas elétricas, podem ser originadas por um ou vários fatores, como a substituição isomorfa de íons dentro da rede cristalina, que é a mais importante, a ausência de cátions nesta ou a adsorção de ânions.

O efeito desta carga elétrica no comportamento do solo estará diretamente relacionado com a superfície específica das partículas. Por esta razão, a importância relativa das forças de massa devidas ao seu peso e as forças elétricas, dependerá fundamentalmente deste parâmetro. No caso das areias as forças elétricas perderão seu papel predominante e a interação entre as partículas se realizará basicamente através dos contatos, enquanto que nas argilas serão as forças elétricas as que determinarão o seu comportamento. O estado tensional produzido nas zonas de contato entre fases diferentes será devido à ação das forças de atração e repulsão intermoleculares de origem elétrica e gravitacional. Estas últimas podem, neste caso, ser desprezadas. Nestas zonas de contato se combinam as forças de coesão próprias de cada fase e as forças de adesão entre moléculas de fases diferentes. No caso de um solo não saturado, isto ocorrerá nas interfaces água-partículas, ar-partículas e água-ar. A ação intergranular resultante é obtida a partir da integração de todas estas tensões ao longo da zona de contato com as partículas.

Como consequência destas observações, o comportamento dos solos não saturados tem se mostrado de muito mais difícil previsão do que o comportamento dos solos saturados. Com efeito, enquanto que para se definir o estado de um solo saturado necessitaríamos de apenas duas variáveis, tensão efetiva e índice de vazios (ou umidade), no caso de um solo não saturado, seu estado só seria perfeitamente definido usando-se as variáveis tensão efetiva, índice de vazios, umidade (ou grau de

saturação) e mais uma variável λ , provavelmente não escalar, que representaria a estrutura do solo (Matyas & Radhakrishna 1968).

Devido ao grande grau de acerto da equação da tensão efetiva na previsão do comportamento dos solos saturados, vários autores têm tentado encontrar uma equação, à semelhança da de Terzaghi, para descrever o comportamento dos solos não saturados. Uma característica comum a estas novas equações é o fato de que todas elas advêm da clássica equação de Terzaghi, com a introdução de um parâmetro empírico o qual relaciona a influência da sucção na tensão efetiva. Dentre elas, a mais conhecida modificação da equação clássica de Terzaghi foi proposta por Bishop & Blight, (1963); Bishop & Donald, (1961) e Bishop & Henkel (1962):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.2.2)$$

Onde:

σ' é a tensão efetiva atuando no solo.

σ é a tensão total

u_a é a pressão de ar

u_w é a pressão de água

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial agindo no solo

χ é um parâmetro que depende do grau de saturação do solo.

χ é um parâmetro que reflete a influência da sucção matricial do solo na sua tensão efetiva, e, teoricamente, deve se situar no intervalo de 0 a 1, sendo 0 para os solos secos e 1 para os solos saturados. O parâmetro χ pode ainda ser representado pela relação A_w/A_{tot} , onde A_w é a área preenchida por água e A_{tot} é a área total de uma dada seção transversal do solo. É razoável se supor portanto uma relação entre χ (ou A_w/A_{tot}) e o grau de saturação do solo. Aitchison (1960) apresenta uma equação teórica para o cálculo de χ :

$$\chi = Sr + \frac{\sum 0,3 \cdot (u_a - u_w) \cdot \Delta Sr}{(u_a - u_w)} \quad (2.2.3)$$

Onde Sr é o grau de saturação do solo. O somatório do termo $0,3 \cdot (u_a - u_w) \cdot \Delta Sr$ pode ser obtido a partir da curva característica de sucção do solo.

Bishop & Henkel (1962) realizaram diversas determinações experimentais de χ em função de Sr , algumas das quais são apresentadas nas figuras 2.2.1 e 2.2.2. Os resultados apresentados na figura 2.2.1 se mostram bastante

coadunantes com aqueles previstos pela equação 2.2.3, enquanto os resultados apresentados na figura 2.2.2 apresentam comportamento um tanto diverso. Todos os resultados contudo, apresentam valores de χ variando em torno da reta $\chi = S_r$.

Figura 2.2.1 - Relação entre χ e S_r obtida para um silte não coesivo.

Bishop & Henkel (1962).

Figura 2.2.2 - Relações entre χ e S_r obtidas para solos compactados.

Bishop & Henkel (1962).

Bishop & Donald (1961) realizaram ensaios triaxiais nos quais as variáveis σ_3 (tensão confinante), u_a e u_w eram controlados de modo que as diferenças $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ permanecessem constantes. Segundo estes autores, nenhuma mudança na resistência ao cisalhamento do solo ou no seu comportamento volumétrico foi notada. Concluiu-se então pela validade da equação modificada da tensão efetiva. Blight (1965), realizou ensaios de compressão isotrópica e adensamento com sucção controlada, obtendo valores de χ condizentes com aqueles encontrados por Bishop & Donald (1961).

Segundo Matyas & Radhakrishna (1968), as principais críticas à equação para tensão efetiva proposta por Bishop são feitas quanto ao comportamento volumétrico do solo: Quando certos solos não saturados são inundados, estes sofrem espontânea compressão ou colapso, apesar da tensão efetiva decrescer com o decréscimo da sucção. Este fato coloca uma limitação no uso da equação proposta por Bishop e foi colocado por Jennings & Burland (1962), como uma quebra do princípio da tensão efetiva para os solos não saturados. Jennings & Burland (1962) demonstraram que a equação proposta por Bishop não representava o comportamento de diversos solos abaixo de um valor crítico de grau de saturação (20% para areias, 50% para siltes e areias finas e 85% para argilas). Consequentemente, foi proposto por estes autores que a equação de Bishop fosse denominada de tensão intergranular ou tensão intergranular equivalente. Matyas (1963) também chegou a conclusão de que o parâmetro χ de Bishop não podia ser prontamente obtido, particularmente para mudanças de volume. Isto foi atribuído à influência dominante dos efeitos estruturais. Usando evidências experimentais e um modelo idealizado, foi antecipado que uma previsão realística dos valores de χ poderia somente ser obtida somente se os efeitos na estrutura do solo pudessem ser minimizados.

Um outro fato merece comentário na equação de Bishop: Para determinação experimental de χ , é necessário conhecer a verdadeira tensão efetiva atuando no solo. Isto pode ser feito somente por inferência, comparando as componentes da tensão efetiva $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ para os solos não saturados com a conhecida tensão efetiva para o mesmo solo no estado saturado. Para tanto, pode-se utilizar dois procedimentos distintos:

a) Comparando os valores de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com iguais valores para o solo saturado.

b) Comparando os valores de deformações sofridos pelo solo não saturado com iguais valores para o solo saturado.

Na adoção deste procedimento, uma hipótese é implicitamente aceita: Os valores dos parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') ou do seu coeficiente de compressibilidade são independentes do grau de saturação ou umidade do mesmo. Talvez este seja o maior empecilho ao fato de se escrever uma equação para tensão efetiva, considerando as variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ conjuntamente.

Apesar das limitações ressaltadas anteriormente, diversos autores têm apresentado procedimentos que utilizam a equação de Bishop para o estudo da resistência ao cisalhamento de solos não saturados tendo como base a curva característica de sucção do solo. Fredlund et al. (1995) sugerem o uso da curva característica de sucção do solo para previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Segundo estes autores, para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar do solo a sucção age como uma tensão normal efetiva, mobilizando a resistência ao cisalhamento ao longo da área de contato de todos os pontos de uma determinada seção transversal de solo (pode-se dizer que $\sigma' = \text{const.} + (u_a - u_w)\text{tg}(\phi)$). Acima do valor de entrada de ar a contribuição da sucção à tensão efetiva do solo diminui com a desaturação do mesmo resultando em uma variação não linear entre σ' e a sucção. Assim pode-se concluir que existe uma forte relação entre a tensão efetiva (e portanto resistência ao cisalhamento) e a curva característica de sucção do solo.

Öberg & Sällfors (1995) e (1997) apresentam uma discussão acerca da equação de tensões efetivas proposta por Bishop para solos não saturados na qual é sugerido que, para uma grande gama de solos e valores de sucção, o parâmetro χ pode ser adotado como sendo igual ao grau de saturação ($\chi = S_r$), com uma aproximação aceitável. A não unicidade do parâmetro χ é atribuída à histerese da curva característica de retenção de umidade do solo. Vale ressaltar contudo, que neste trabalho nenhuma referência é feita ao fenômeno do colapso, apresentado por diversos solos e que impõe valores negativos a χ . Considerando-se $\chi = S_r$ a equação 2.2.2 torna-se:

$$\sigma' = \sigma - u_w \cdot S_r - (1 - S_r) \cdot u_a \quad (2.2.4)$$

Os valores de S_r , u_w e u_a podem ser obtidos diretamente da curva característica de sucção do solo, de modo que estimativas de sua resistência ao

cisalhamento podem ser efetuadas com o emprego desta. Ainda seguindo esta linha de raciocínio pode-se relatar o trabalho apresentado por Fleureau et al. (1995). Estes autores apresentam uma equação análoga à equação 2.2.4, na qual o termo $Sr \cdot u_w$ é calculado assumindo a curva característica resultante de um “solo” composto de esferas de mesmo diâmetro. O diâmetro das esferas que compõe este solo ideal é determinado a partir do diâmetro equivalente obtido (d_{10}) para o solo.

2.2.3 – Análise do solo não saturado com base nas variáveis de estado

Segundo Fredlund & Morgenstern (1977), e conforme já comentado anteriormente, o sucesso da equação da tensão efetiva para os solos saturados tem conduzido diversos cientistas a pesquisarem uma equação similar para o caso dos solos não saturados. Segundo estes autores, embora diferindo uma das outras, principalmente no fato de algumas englobarem em seu bojo a sucção osmótica, todas as equações incorporam um parâmetro característico do comportamento do solo, na descrição do estado de tensões. Isto particularmente transforma a equação em uma relação constitutiva do comportamento do solo ao invés de uma descrição do seu estado de tensões. Ainda segundo Fredlund & Morgenstern (1977), tem sido praticamente impossível obter-se uma unicidade deste parâmetro, sendo este muito dependente dos caminhos de tensões adotados, o que dificulta em muito a sua aplicação prática. Finalizando, estes relatam ainda a crescente tendência em separar a equação da tensão efetiva, tratando as variáveis de tensão de maneira independente.

Matyas & Radhahrishna (1968) apresentam resultados de ensaios de adensamento com sucção controlada, em um sistema de coordenadas tri-dimensional com os eixos: Índice de vazios (e), e as variáveis de estado ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$). Segundo estes autores, os resultados dos testes realizados mostraram que uma superfície única representativa das variações de volume do solo pode ser obtida, desde que o solo parta de um mesmo estado inicial (mesmo λ) e que siga somente trajetórias ou de aumento ou de diminuição do grau de saturação do solo. Fredlund & Morgenstern (1977), extraíram, a partir do estado de tensões a que está submetido um elemento de solo não saturado (figura 2.2.3) dois tensores de tensões independentes, mostrados na figura 2.2.4, representantes do estado de tensões do solo. Segundo estes autores, o comportamento do solo poderia ser previsto empregando-se qualquer uma das três combinações: a) ($\sigma - u_w$) e ($\sigma - u_a$), b) ($\sigma - u_w$) e ($u_a - u_w$) e c) ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$).

Por ser a pressão de ar nos poros dos solos, quando estes se encontram no estado aberto, igual à pressão atmosférica, a combinação (c) tem sido a mais usada no meio científico.

Figura 2.2.3 - Estado de tensões para as partículas sólidas e a membrana contrátil de um elemento de solo não saturado. Fredlund & Morgenstern (1977)

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{zy} & \sigma_y - u_a & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix} \quad (a)$$

$$\begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \quad (b)$$

Figura 2.2.4 - Tensores representantes do estado de tensões do solo. Fredlund & Morgenstern, (1977)

2.3 – Estrutura dos solos não saturados

2.3.1 - Introdução

As partículas do solo, que compõe a sua fase sólida, podem apresentar características altamente variáveis umas das outras. Propriedades como seu tamanho (granulometria), forma, textura, composição mineralógica, configuração cristalográfica, etc. podem desempenhar papel fundamental em seu comportamento. É bastante conhecida, por exemplo, a influência que têm as cargas elétricas destas partículas, sua capacidade de troca catiônica ou a formação e variação da capa dupla. O modo pelo qual as partículas sólidas estão distribuídas espacialmente no solo é de particular importância no caso dos solos não saturados devido à influência que este tem no estado tensional provocado nas interfaces entre as partículas sólidas a água e o ar.

Em conseqüência, a estrutura do solo não saturado é um fator de grande importância para prever o seu comportamento. Pode-se dizer contudo, segundo Lambe & Whitman (1968), que o conhecimento da composição das partículas individuais do solo, pouco proporcione em termos de análises quantitativas, ainda que possibilite um conhecimento básico de seu comportamento. Apesar disto, pode-se encontrar na literatura estudos como o de Bolt (1956), que relaciona resultados de ensaios obtidos em argila (em termos de compressibilidade do material) com aqueles previstos a partir de considerações acerca das interações entre as camadas duplas de partículas individuais.

Neste capítulo faz-se uma breve revisão bibliográfica sobre o tema “estrutura de solos não saturados”, apresentando-se os principais trabalhos encontrados. São apresentados resultados de ensaios realizados com o auxílio de microscópios eletrônicos de varredura, porosímetros e equipamentos com sucção controlada, em conjunto com as principais conclusões derivadas destes estudos.

2.3.2 - Estudo da estrutura dos solos

Conforme relatado anteriormente, o conhecimento da estrutura dos solos não saturados é de grande importância no entendimento da sua resposta mecânica quando solicitado, ou até mesmo na previsão, ainda que de maneira qualitativa, do seu comportamento. O fato é que a microestrutura do solo controla as condições da água dentro do mesmo, particularmente, seu potencial ou sucção. De fato, a composição mineralógica afeta a componente correspondente a adsorção na sucção matricial, enquanto a geometria interna é responsável pelos valores atingidos pela parcela da sucção matricial correspondente à sucção capilar (Alonso et al., 1987).

Vaughan (1985) relata que os solos tropicais lateríticos e saprolíticos em particular apresentam um comportamento determinado principalmente pela estrutura formada pelo processo de intemperismo. Apesar destes solos serem de natureza bastante diversa, estes apresentam algumas características similares, dentre as quais, alta permeabilidade, uma envoltória de resistência apresentando um significativo intercepto de coesão e uma tensão de escoamento (ou cedência) separando um comportamento mais rígido de um mais compressível.

A seguir são relacionadas propriedades similares apresentadas por alguns solos, derivadas de sua estrutura.

i) Permeabilidade - A permeabilidade dos solos laterizados é tipicamente alta, resultado das agregações de partículas elementares de argila e de outras características microestruturais. Com efeito, o processo de laterização destes solos reúne em fortes vínculos partículas elementares de argila (de pequeno diâmetro), de modo que estas passam a se comportar como grãos de silte ou areia, gerando os macroporos (espaços entre agregações e grãos de areia ou silte) e os micro poros (espaços existentes dentro das agregações) destes solos. Por conta das agregações de partículas elementares, Vilar et al. (1985) relatam valores de coeficiente de permeabilidade de cerca de 10^{-4} cm/s para um solo coluvionar laterizado, apesar da fração de argila existente neste solo ser superior a 15%. A permeabilidade apresentada por estes solos deve diminuir com a compressão do mesmo, contudo, esta redução não é significativa para a faixa de sobrecargas geralmente imposta por obras correntes de engenharia.

ii) Resistência e compressibilidade - As envoltórias de resistência dos solos residuais laterizados apresentam geralmente um alto intercepto de coesão, a despeito de seu peso específico. Este elevado intercepto de coesão pode originar-se na sucção matricial do solo em campo, já que devido à sua alta permeabilidade estes se encontram geralmente não saturados.

Os solos laterizados apresentam uma tensão de pré-adensamento virtual (independente de sua história de tensões) quando carregados em edômetros, de uma maneira similar aos solos sedimentares pré-adensados. Estes exibem um comportamento rígido quando submetidos a valores de tensão menores do que a tensão de pré-adensamento virtual, apresentando alta compressibilidade para valores maiores.

Existe praticamente consenso na afirmação de que a existência de um alto valor de intercepto de coesão e da tensão de pré-adensamento virtual é devida à gênese destes solos, aliada à sua condição não saturada, ou seja, devida às ligações existentes entre as partículas, geradas durante o processo de laterização e fortalecidas pela sucção matricial.

Pinto & Nader (1991) relacionam a tensão de pré-adensamento virtual dos solos lateríticos à quebra dos vínculos interpartículas existentes nestes solos. Em outras palavras, os solos lateríticos irão apresentar alta rigidez desde que seus vínculos interpartículas não sejam rompidos.

2.3.3 - Estudo da estrutura dos solos através de microscópios eletrônicos de varredura

O estudo da estrutura dos solos é geralmente realizado com o auxílio de microscópios eletrônicos de varredura e através de estudos de porosimetria, realizados com ensaios de intrusão de mercúrio.

Baseado em observações realizadas com o auxílio de microscópios eletrônicos de varredura, McGowm & Collins (1975) e Collins (1984) propuseram uma classificação das formas de estrutura de solos expansivos e colapsíveis a qual será usada como uma ferramenta auxiliar nas discussões subsequentes sobre os tipos de estrutura e o provável comportamento do solo.

A descrição da microestrutura é baseada em três tipos de formas, conforme mostrado na figura 2.3.1: Na parte (a), está representado um arranjo de partículas elementares, conjunto de partículas, e poro espaços. Arranjos elementares de argila, em uma configuração mais ou menos paralela, são dominantes em solos expansivos, ao passo que grãos (freqüentemente envolvidos por partículas de argila ou agente cimentantes) formam arranjos predominantes em solos colapsíveis. A expansão no solo toma lugar nos arranjos de partículas (tanto dentro, quanto entre as placas de argila) ou entre as camadas de argila que revestem os grãos.

Os conjuntos de partículas são integrados por configurações de partículas elementares (packets) formando matrizes (a), agregações (ou grumos), se uma estrutura à semelhança de grãos é formada (b) e pontes de argila (connectors) (c), no caso da existência de estruturas unindo grãos de areia e silte.

Segundo Carvalho, J. C. (1994), os solos tropicais porosos colapsíveis apresentam-se quase sempre constituídos por micro e macroporos, sendo a instabilização da estrutura destes macroporos a causa do colapso. O grau de instabilidade da estrutura do solo por sua vez irá depender da natureza das ligações cimentícias que unem as partículas ou microconcreções do solo. Paixão & Carvalho (1994) relacionam ainda a presença de vínculos de silte capazes de manter unidos grãos de areia e silte por tensão capilar e vínculos de argila que podem conferir um variado número de arranjos estruturais ao solo, como fatores capazes de tornar o solo potencialmente colapsíveis. Knight (1961) relata que "a estrutura dos solos colapsíveis consiste de grãos não lixiviados, separados por espaços vazios, com as menores distâncias entre os espaços vazios preenchidas por pontes de argila floculada, que freqüentemente incluem pequenas partículas não lixiviadas".

McGown & Collins (1975) e Collins (1984) postularam que solos expansivos ou argilosos compactados com umidade superior à ótima exibem geralmente uma matriz do tipo mostrado na figura 2.3.1 (a), ao passo que agregações ("packets") e "connectors" são comuns em solos de tendência colapsível.

O duplo comportamento expansão/colapso de alguns solos naturais e compactados pode ser explicado como se segue: Sob baixas cargas externas aplicadas e sob umedecimento, os arranjos de partículas elementares localizados nos "connectors" se expandem. Estes tendem a manter a sua estrutura original, desde que a carga externa aplicada se mantenha relativamente baixa. Se a carga externa é

incrementada, os "connectors" se rompem, e ocorrem deslizamentos nos contatos entre as partículas e as agregações, que se deformam, de modo que os espaços interpartículas ou os espaços interagregações são ocupados pelas agregações (deformadas) ou pelos grãos de areia ou silte. Deste modo, as agregações de partículas se comportam de forma semelhante aos grãos de silte ou areia, podendo contudo, vir a sofrer mudanças de volume quando em processos de umedecimento/secagem.

Figura 2.3.1 - Classificação microestrutural do solo. Adaptado de McGown & Collins (1975)

McGown & Collins (1975) realizaram ensaios em quinze amostras de solos, dos quais seis eram de comportamento colapsível, seis de comportamento expansivos e três dos mesmos apresentavam ambas as tendências, a depender do nível de carga aplicada. Segundo estes autores, a obtenção de uma estrutura típica para estes solos de comportamento expansivo/colapsível é muito mais difícil do que para os solos puramente colapsíveis ou expansivos.

Carrilo (1975) e Katti et al. (1969) relatam que o potencial de expansão dos solos depende da quantidade de mineral expansivo presente nos mesmos e portanto de suas características mineralógicas. A forma da estrutura e uma eventual orientação das partículas são fatores que também influem neste potencial expansivo. Um estudo sobre o efeito do adensamento na orientação dos agregados de partículas de argila foi realizado por Matsuo & Kamon (1981).

Gromko (1974) relata ainda que o potencial de expansão do solo não deve ser estimado apenas a partir de ensaios edométricos. Com efeito, solos que apresentam grandes expansões são em geral solos de muito pequeno coeficiente de permeabilidade, o que faz com que o tempo necessário para que ocorra a expansão seja muito grande, muito maior do que o período chuvoso. Deste modo, solos que apresentam expansões menores e um coeficiente de permeabilidade maior, podem provocar danos maiores às obras de engenharia do que os solos de alta expansibilidade.

Estudando o comportamento tensão/deformação de solos loéssicos de Belgrado, Marcovik et al. (1990) observaram o seguinte mecanismo de colapso: Estes solos apresentam partículas que se ligam umas às outras através de pontes constituídas de arranjos de partículas elementares e calcário. Sob umedecimento, os arranjos de partículas elementares sofrem expansão, quebrando os vínculos rígidos de calcário, e o solo sofre colapso. No caso de argilas compactadas, o colapso é associado com amostras compactadas no lado seco da curva de compactação. Há duas explicações possíveis para tal fato, segundo Lambe (1958) e Seed & Chan (1959):

- 1) A compactação ocorrendo com valores de umidade menores do que a umidade ótima produz uma estrutura floculada, ao passo que para valores de umidade superiores à ótima, a estrutura gerada é dispersa, sendo o colapso gerado pela reorientação da estrutura floculada.

- 2) Quando a compactação é realizada no lado seco da curva de compactação, os agregados de partículas possuem uma alta resistência ao cisalhamento, resistindo a distorção durante a compactação e formando uma estrutura com grande número de vazios de grande diâmetro. Quando a compactação ocorre no lado úmido, a resistência ao cisalhamento dos agregados de partículas elementares é menor, de modo que estes se deformam durante o processo de compactação, resultando em uma estrutura aonde existem um pequeno número de vazios de grande diâmetro.

Embora concordando que os solos compactados no ramo seco da curva de compactação possuem uma maior tendência ao colapso, Barden & Sides (1969) e Barden et al. (1969) relatam que a microestrutura dos solos parece não ser o fator dominante no comportamento colapsível dos solos compactados, pois tanto os solos compactados no ramo seco quanto os solos compactados no ramo úmido possuem

uma estrutura essencialmente dispersa, apesar de uma estrutura mais aberta ser gerada no caso do solo ser compactado no ramo seco da curva de compactação. Segundo estes autores, é aparente que os conceitos de estruturas floclada e dispersa para os ramos seco e úmido da curva de compactação não são tão simples como relatado algumas vezes na literatura científica.

Contrariamente ao caso de colapso, o comportamento expansivo de alguns solos parece ser menos dependente do modo como os agregados de partículas elementares estão dispostos na formação da estrutura interna destes, já que a expansão ocorre dentro destes agregados de partículas elementares. A ligação entre expansão e carga externa aplicada parece não depender da forma da estrutura do solo mas sim da influência direta da tensão na prevenção da expansão desenvolvida entre as partículas de argila.

2.3.4 - Estudo da estrutura dos solos através de ensaios de porosimetria

O uso da técnica de injeção de mercúrio ou ensaio de porosimetria constitui uma importante ferramenta no estudo da microestrutura do solo. Estes ensaios fornecem a distribuição dos diversos tamanhos de poros e suas percentagens relativas ao volume de vazios do solo. Os ensaios de porosimetria fornecem basicamente dois gráficos: a) Curva de volume acumulado - Esta curva permite obter-se, a partir de um determinado valor de diâmetro de poro, as percentagens, em relação ao volume de vazios total da amostra, dos poros de diâmetro maior ou menor do que aquele considerado. b) Curva de $d_v/d(\log d)$, (que nada mais é do que um histograma de frequência contínuo dos diversos diâmetros de poros constituintes da estrutura do solo) - Esta curva, uma espécie de derivada da curva anterior, permite que se observe os intervalos de diâmetros de poros que aparecem com mais frequência na estrutura do solo. Um grande número de autores, entre eles Sridharan et al. (1971) e Juang & Holtz (1986) realizaram diversos ensaios de porosimetria, chegando a algumas conclusões:

- Muitos solos residuais compactados abaixo da umidade ótima tendem a exibir um histograma de frequências dos vazios do solo (curva $d_v/d(\log d)$) bimodal, um pico correspondendo aos vazios inter agregados e outro aos vazios intra agregados.

- Mudanças na energia de compactação afetam somente os vazios inter agregados e não os vazios intra agregados.

Estas conclusões apontam para o fato, já mencionado anteriormente, de que os agregados de partículas elementares tendem a se comportar como grãos de silte ou areia, ou seja, como um único grão de diâmetro maior. Isto é ilustrado na figura 2.3.2, onde temos representadas curvas de volume acumulado e histograma de frequências de uma areia argilosa (70% areia e 30%argila) compactada com umidade abaixo da ótima, para duas energias de compactação distintas (Juang & Holtz, 1986).

Vilar et al. (1995) apresentam resultados de ensaios de porosimetria realizados em um colúvio arenoso, encontrado no próprio campus da EESC/USP e compactado em diferentes umidades e com diferentes energias. Os resultados obtidos corroboram as conclusões anunciadas anteriormente por Juang & Holtz (1986).

Figura 2.3.2 - Efeito da compactação na curvas de distribuição dos vazios no solo. (Modificado de Juang & Holtz (1986))

2.3.5 - Ensaios realizados em equipamentos com sucção controlada

Uma das maneiras de se avaliar a influência da estrutura no comportamento volumétrico dos solos não saturados é através da realização de ensaios edométricos com sucção controlada. Segundo Gens et al. (1995), solos compactados abaixo da umidade ótima exibem uma estrutura composta de agregados de argila de vários tamanhos, apresentando uma distribuição bimodal de tamanhos de poros. No caso de solos compactados a uma umidade superior à ótima, a estrutura tende a ser do tipo matricial, apresentando um único pico. As diferenças de comportamento observadas nas amostras compactadas podem contudo ser devidas à estrutura ou à sucção imposta durante o processo de compactação.

Para uma avaliação destes efeitos em separado, diversos ensaios de compressão confinada, com ou sem sucção controlada foram realizados pelos autores. As condições de compactação das amostras são ilustradas na figura 2.3.3. Conforme pode-se observar nesta figura, as amostras P1, P2 e P3 têm a mesma densidade seca, mas diferentes teores de umidade. As amostras P1, P3 e P4 foram compactadas a uma mesma energia (0,6 MPa, em um processo de compactação estático) enquanto que as amostras P2 e W foram compactadas com um esforço de compactação de 0,30 MPa.

Figura 2.3.3 - Estados iniciais das amostras utilizadas por Gens et al. (1995).

A figura 2.3.4 apresenta os resultados obtidos em ensaios edométricos realizados na umidade de compactação, sendo as amostras inundadas a um dado valor de tensão vertical. Conforme se pode observar nesta figura, as amostras P2 e P3

(compactadas no ramo seco da curva de compactação), apresentam deformações verticais bem maiores que as demais quando do processo de inundação.

Figura 2.3.4 - Comparação entre as deformações por umedecimento obtidas através de ensaios a umidade constante em amostras das séries P1, P2, P3 e P4. Modificado de Gens et al. (1995)

Para uma melhor apreciação dos efeitos de sucção/estrutura, ensaios edométricos foram realizados em amostras compactadas no lado seco e no lado úmido da curva de compactação. Após a compactação, as amostras compactadas no lado úmido da curva foram postas em uma câmara de Richards para que estas adquirissem mesma sucção e densidade seca que aquelas compactadas no lado seco. Os corpos de prova foram então levados a uma câmara edométrica com controle de sucção na qual ensaios foram realizados mantendo-se a sucção constante até um determinado valor de carregamento, no qual procedeu-se a inundação gradual da amostra. Os resultados obtidos são apresentados na figura 2.3.5. Com este último procedimento adotado, a única característica diferenciadora entre as amostras da série W e D foi a estrutura gerada durante o processo de compactação.

Da análise da figura 2.3.5 nota-se que as amostras compactadas no lado seco da curva de compactação apresentam deformações verticais sob umedecimento bastante superiores que aqueles valores apresentados pelas amostras compactadas no lado úmido. Como as amostras foram ensaiadas em condições idênticas de densidade seca e sucção (as amostras da série W sofreram retração durante a instalação da sucção matricial), as diferenças de comportamento observadas são atribuídas aos diferentes tipos de estrutura gerados durante a fase de compactação.

Figura 2.3.5 - Comparação entre as deformações por umedecimento obtidas através de ensaios com sucção controlada em amostras das séries W e D. Modificado de Gens et al. (1995)

2.3.6 - O elemento de solo não saturado

Um elemento de solo saturado constitui um sistema bifásico, formado de partículas minerais e água. Deve-se ressaltar contudo que, embora exista consenso em torno do enfoque a ser dado na análise de um elemento de solo saturado, o mesmo não ocorre no caso dos solos não saturados.

Yoshimi & Osterberg (1963); Matyas & Radakrishna (1968); Barden (1965) encaram o elemento de solo não saturado como sendo um sistema trifásico, composto por partículas sólidas, ar e água, conforme representado na figura 2.3.6. Contudo, segundo Fredlund & Morgenstern (1977), a membrana contrátil formada pelo menisco capilar deve ser considerada como uma fase constituinte do elemento de solo não saturado. Segundo estes autores as duas características seguintes qualificam a membrana contrátil como uma quarta fase: a) Ter diferentes propriedades do material que a envolve. b) Ter superfícies limitantes bem definidas.

Segundo Davies & Rideal (1963) a membrana contrátil não deve ser considerada apenas como um simples plano separando duas fases homogêneas, mas sim como uma lâmina ou filme de uma determinada espessura. Fredlund & Morgenstern (1977) consideram ainda que um elemento de solo não saturado pode ser visualizado como uma mistura de dois conjuntos de fases, um dos quais entra em equilíbrio com a aplicação de um gradiente de tensões (membrana contrátil e partículas sólidas) e outra que flui sob a aplicação deste gradiente (ar e água).

Figura 2.3.6 - Elemento de solo não saturado como sistema trifásico. Yoshimi & Osterberg (1963)

Na figura 2.3.7 mostra-se um elemento de solo não saturado segundo Fredlund & Morgenstern (1977).

Figura 2.3.7 - Elemento de solo não saturado. Fredlund & Morgenstern (1977).

2.4 – Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

2.4.1 - Introdução

Muitos dos problemas em geotecnia, tais como capacidade de carga, empuxos de terra em estruturas de contenção e estabilidade de taludes estão diretamente relacionados à resistência ao cisalhamento dos solos e esta, por sua vez, está relacionada ao estado de tensões efetivo ao qual o solo está submetido.

A resistência ao cisalhamento de um solo saturado é geralmente descrita utilizando-se o critério de resistência de Mohr-Coulomb e o conceito de tensões efetivas proposto por Terzaghi. A equação 2.4.1 apresentada abaixo ilustra o uso destas duas proposições:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' \quad (2.4.1)$$

Onde τ é a tensão de cisalhamento na ruptura, c' é a coesão efetiva do solo, σ é a tensão normal total e ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo

Conforme discutido no item 2.2, o estado tensional de um solo não saturado, de um ponto de vista microestrutural é resultado das diferentes solicitações às quais o solo é submetido assim como da natureza e propriedade de suas fases componentes (fase sólida, fases líquida e gasosa e interações entre estas fases). A integração destes estados de tensão em cada ponto de uma determinada seção de solo não saturado irá resultar no estado de tensões do solo, compreendido ou medido de maneira externa à dada seção. Conforme pode-se notar, a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado será dependente de uma série de fatores e interações, não podendo ser perfeitamente representada pela expressão 2.4.1.

Neste capítulo apresentam-se as principais propostas para previsão da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, assim como as principais conclusões as quais se pode chegar a partir dos estudos realizados até o momento.

2.4.2 - Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

A realização de ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto em amostras saturadas de solo, com o objetivo de simular a condição mais desfavorável de resistência, permite conhecer somente um aspecto de seu comportamento, que é a sua resistência mínima. Deve-se ter em conta, contudo, que o grau de saturação dos solos em campo pode variar grandemente, e que o conhecimento da variação da resistência associada à mudanças no seu teor de umidade (ou no valor de sucção atuante) conduzirá a um conhecimento mais completo de seu comportamento. No estudo da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, a influência da variação do teor de umidade (ou grau de saturação) é estudada de preferência através da sucção, pelas seguintes razões (Jucá, 1990):

- A sucção pode variar com o estado de tensões a que está submetido o solo, mesmo que o teor de umidade se mantenha constante.
- Em solos compactados em um mesmo teor de umidade, a sucção estará influenciada pela estrutura, e portanto também representa o tipo e energia de compactação que foi utilizada.
- Nas relações estabelecidas diretamente com a sucção o efeito da histerese é menos pronunciado que nas relações entre os parâmetros do solo e o teor de umidade.

De uma forma geral, o efeito da sucção na resistência se pode considerar como um incremento na rigidez do solo, produzido pela ação intergranular que é gerada, tendendo a manter mais fortemente unidas as partículas de solo. A resistência ao cisalhamento do solo cresce com incrementos na sucção, que correspondem desta forma a incrementos na tensão efetiva atuante. Este aumento na resistência com a sucção diminui progressivamente até que esta alcance um valor máximo, a partir do qual pode-se produzir uma ligeira diminuição na resistência até o solo estar completamente seco. Este último aspecto é geralmente observado somente no caso de solos puramente arenosos (Jucá, 1990). Fredlund & Rahardjo (1993) apresentam um resumo dos principais trabalhos publicados sobre o tema. Uma das primeiras e mais utilizadas expressões para relacionar a resistência ao cisalhamento com a sucção se

deve a Bishop et al. (1960), a qual utiliza o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e a expressão proposta por Bishop, (1959) para obtenção da tensão efetiva atuando em um solo não saturado.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)) \cdot \tan \phi' \quad (2.4.2)$$

Fredlund et al. (1978) propuseram escrever a resistência ao cisalhamento dos solos em termos de variáveis de estado de tensões (cujos conceitos são apresentados no item 2.2). Segundo estes autores, a melhor combinação de variáveis de estado de tensões para se obter a resistência ao cisalhamento do solo seria:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2.4.3)$$

Onde ϕ^b é o ângulo de atrito do solo em relação à sucção. Algumas observações podem ser feitas da proposta de Fredlund et al. (1978):

- a) O ângulo de atrito interno do solo é suposto constante com a sucção
- b) A resistência ao cisalhamento cresce linearmente com a sucção.
- c) Com este tratamento, passamos a ter uma envoltória de ruptura planar e não mais uma linha, já que os círculos de Mohr agora são plotados em um diagrama tridimensional, com as variáveis de estado de tensão no plano horizontal e a resistência ao cisalhamento nas ordenadas.
- d) Como o ângulo de atrito interno é suposto constante com a sucção, todo o ganho de resistência ao cisalhamento do solo se refletirá em um acréscimo de coesão, de modo que a coesão do solo não saturado pode ser quantificada como segue:

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2.4.4)$$

Diversos autores, entre eles Fredlund et al. (1978), Gulathi & Satija (1981) e Ho & Fredlund (1982) apresentam resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada onde o uso da equação 2.4.3 é justificado. Segundo estes autores, o valor de ϕ^b é em geral menor que ϕ' , indicando que um incremento no valor da variável de tensões $(\sigma - u_a)$ tem uma maior contribuição na resistência do solo que um mesmo incremento em $(u_a - u_w)$. A validade da equação 2.4.3 tem sido contudo contestada por diversos autores. Um aspecto chama a atenção quando comparamos as equações (2.4.2) e (2.4.3): Desta comparação notamos que $\tan \phi^b = \chi \tan \phi'$. Ora, se $\chi=1$ para os solos saturados, deve-se esperar que ϕ^b seja aproximadamente igual a ϕ' quando o solo esteja no campo das baixas sucções e que ϕ^b tenda para zero à medida

em que a sucção aumente e o solo se distancie da sua condição de saturado. Esta observação foi feita por Wood (1979), segundo o qual a equação 2.4.4 considera que os acréscimos de coesão não são influenciados pela não saturação no solo. A figura 2.4.1 apresenta resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada fornecidos por Escario & Saez (1987a) em termos de resistência ao cisalhamento versus sucção matricial para três diferentes tipos de solo.

Figura 2.4.1 - Resistência ao cisalhamento versus sucção matricial para três argilas diferentes. Escario & Saez (1987a).

Conforme pode-se observar da figura 2.4.1 há uma relação nitidamente não linear entre resistência ao cisalhamento e sucção matricial para os solos ensaiados. A figura 2.4.2 apresenta a variação dos parâmetros c e ϕ' com a sucção matricial obtida a partir da realização de ensaios triaxiais com sucção controlada por Delage et al. (1987) em uma argila. Escario & Saez (1986) mostram ser inadequada a

adoção de um valor de ϕ^b constante com a sucção. A figura 2.4.3 mostra claramente a variação de ϕ^b , principalmente para pequenos valores de sucção. Também para altos valores de sucção o valor de ϕ^b variará, pois o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento dependerá do tipo de solo e do valor mínimo de grau de saturação alcançado.

Figura 2.4.2 - Variação de c e ϕ com a sucção. Resultados publicados por Delage et al. (1987)

No caso das areias esta influência tende a desaparecer com a secagem completa do solo. Isto explica porque em alguns casos existe um valor máximo de resistência entre os estados saturado e completamente seco do solo. Delage et al. (1987) também obtêm valores de ϕ^b variáveis com a sucção. A figura 2.4.4 apresenta gráficos semelhantes apresentados por Escario & Jucá (1989).

Conforme pode-se observar destas figuras, embora a sucção matricial desempenhe uma clara função no incremento da coesão do solo, sua influência no ângulo de atrito interno é bastante controvertida. Apoiando-se nestas constatações, vários autores têm estudado a influência da sucção no intercepto de coesão do solo fazendo-se ϕ' constante com a sucção e igual ao valor medido a partir de ensaios triaxiais realizados em amostras saturadas (Fonseca et al., 1994 e Teixeira, 1996). Escario (1988) analisa resultados experimentais de resistência ao cisalhamento obtidos a partir da realização de ensaios com sucção controlada correlacionando-os com a sucção através de uma elipse de grau 2,5. No ajuste da equação proposta as seguintes observações devem ser asseguradas:

Figura 2.4.3 - a) Resistência ao cisalhamento versus tensão normal para diferentes valores de sucção matricial b) Resistência ao cisalhamento versus sucção matricial para diferentes valores de tensão normal. Escario & Saez (1986).

Figura 2.4.4 - Variações de c e ϕ com a sucção para dois solos distintos. Resultados apresentados por Escario & Jucá (1989).

- Sua tangente na origem ($u_a - u_w = 0$) deve possuir uma inclinação igual a ϕ' . Em outras palavras, deve-se assegurar que $\phi^b = \phi'$ para $(u_a - u_w) = 0$.

- O valor da resistência ao cisalhamento do solo deve alcançar um valor máximo para um valor finito de sucção.

Abramento (1988) admite que a relação entre coesão e sucção matricial pode ser representada por uma função potencial com expoente menor do que a unidade. Fonseca (1991) atenta para a não linearidade das relações entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial.

Röhm (1992) apresenta resultados de ensaios triaxiais realizados em um colúvio arenoso indeformado nos quais obtém-se valores de ϕ' crescentes com a sucção (de 27° a 32° aproximadamente, para valores de sucção variando entre 0 e 400 kPa). O intercepto de coesão do solo apresenta valores crescentes com a sucção até valores de sucção de cerca de 200 kPa. A partir deste valor, acréscimos de sucção pouco influenciaram nos valores de c' . Ainda segundo este autor, a relação entre resistência ao cisalhamento e a sucção matricial segue uma lei hiperbólica.

Teixeira (1996) apresenta resultados de ensaios triaxiais realizados no mesmo solo que Röhm (1992), estando este em uma condição compactada. Os resultados obtidos indicam valores de ϕ' praticamente constantes com a sucção e valores de c' variando com a sucção conforme uma lei hiperbólica. Ainda segundo Teixeira (1996) para baixos valores de sucção é possível encontrar-se $\phi^b > \phi'$.

Fredlund et al. (1987) admitem a não linearidade da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial. Os autores ensaiando um solo de origem glacial em cisalhamento direto encontraram valores de ϕ^b decrescentes com a sucção. Ainda segundo Fredlund et al. (1987), para baixos valores de sucção, tem-se aproximadamente $\phi^b = \phi'$.

Gan & Fredlund (1995) apresentam resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto realizados em dois solos saprolíticos, ambos possuindo importantes vínculos inter partículas, ensaiados em condições saturadas e com sucção controlada. Os resultados apresentados em termos de resistência ao cisalhamento de pico apresentam uma envoltória curvilínea para baixos valores de tensão normal e linear para altos valores. A resistência ao cisalhamento cresce com a sucção aplicada, atingindo valores máximos para valores de sucção entre 75 e 100 kPa. Ainda segundo estes autores, o caráter não linear das relações entre τ e sucção advém da curva característica de sucção do solo.

Drumright & Nelson (1995) Realizaram ensaios triaxiais com sucção controlada em uma areia proveniente de rejeitos de uma mina de cobre, em múltiplos estágios, chegando a valores de resistência ao cisalhamento variando de maneira não linear com a sucção matricial.

Com base nos estudos até aqui apresentados, as seguintes conclusões podem ser derivadas a respeito da resistência ao cisalhamento de solos não saturados:

- A resistência ao cisalhamento se relaciona de maneira não linear com a sucção matricial: para baixos valores de sucção temos aproximadamente $\phi^b = \phi'$. Os valores de ϕ^b decrescem com o valor da sucção, de modo que a resistência ao cisalhamento do solo tende a um valor máximo para altos valores de $(u_a - u_w)$. Alguns solos arenosos podem apresentar valores de resistência ao cisalhamento decrescentes para baixos valores de saturação.

- O intercepto de coesão aparente do solo apresenta valores crescentes com a sucção matricial. As relações entre c e $(u_a - u_w)$ possuem formas assemelhadas àquelas propostas para a resistência ao cisalhamento. A sucção matricial parece não apresentar uma influência definida no valor do ângulo de atrito interno do solo.

Recentes estudos têm sido efetuados na tentativa de se relacionar a curva característica de sucção do solo com a sua resistência ao cisalhamento. Dentre os

trabalhos existentes na bibliografia destacam-se os publicados por Öberg & Sällfors (1995) e Fredlund et al. (1995), já citados anteriormente no item 2.2. Em comum estes trabalhos possuem a idéia de que a influência da sucção matricial na tensão efetiva (e portanto na resistência ao cisalhamento) do solo está intimamente relacionada com o grau de saturação do mesmo. Assim, para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar do solo (para os quais $S_r = 1$) temos $\phi^b = \phi'$. Segundo Öberg & Sällfors (1997), a seguinte equação pode ser utilizada na representação da resistência ao cisalhamento do solo com a sucção:

$$\tau = c' + (\sigma - S_r \cdot u_w - (1 - S_r) \cdot u_a) \cdot \tan \phi \quad (2.4.5)$$

Esta equação é similar àquela apresentada por Bishop et al. (1960), exceto pelo fato de que admite-se $S_r = \chi$. O quão forte são estas aproximações pode ser avaliado pela análise das figuras 3.1 e 3.2, as quais apresentam relações experimentais obtidas entre χ e S_r . Öberg & Sällfors (1995) propõe o uso da curva característica de sucção do solo para obtenção dos valores de $(u_a - u_w)$ e S_r . Os autores apresentam comparações entre os resultados previstos pelo método e apresentados por Escario & Saez (1986), Fredlund et al. (1987) e Khrahn et al. (1989) nas quais bons resultados são obtidos.

Segundo Fredlund et al. (1995), para valores de sucção superiores ao valor de entrada de ar do solo, a contribuição dada pela sucção à resistência ao cisalhamento do solo diminui com a desaturação do mesmo e resulta em uma variação não linear da resistência ao cisalhamento com a sucção. Pode-se assim dizer que existe uma forte relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e sua curva característica de sucção. Fredlund et al. (1995) propõem a seguinte equação para representar um aumento infinitesimal de resistência ao cisalhamento, em termos de sucção matricial:

$$d\tau = C \cdot A_w (u_a - u_w) \quad (2.4.6)$$

Onde A_w é a área de contato de água efetiva e C é uma constante de proporcionalidade. O valor de A_w é dado pela expressão a seguir:

$$A_w = \frac{A_{rw} - A_{dw}}{A_{rw}} \quad (2.4.7)$$

Onde A_{tw} é a área total de contato no estado saturado e A_{dw} é a área de contato para o solo na condição não saturada. A_w pode se relacionar com a saturação efetiva do solo por uma expressão do tipo da equação 2.4.8, apresentada adiante:

$$A_w = [S_e]^p \quad (2.4.8)$$

Onde p é um expoente de adequação e,

$$S_e = \frac{S_r - S_{r_r}}{1 - S_{r_r}} \quad (2.4.9)$$

S_{r_r} é o grau de saturação residual do solo.

Segundo Fredlund et al. (1995), para a maioria dos solos pode-se admitir $p = 1$. Substituindo a equação 2.4.8 dentro da equação 2.4.6 e integrando-se temos:

$$\tau = C_1 + C \int_0^{(u_a - u_w)^p} [S_e] d(u_a - u_w) \quad (2.4.10)$$

Onde C_1 é uma constante de integração.

Diversos autores, dentre eles Brooks & Corey (1964) e McKee & Bumb (1984) apresentam relações entre S_e e $(u_a - u_w)$ que após serem inseridas na equação 2.4.10 possibilitam a obtenção da resistência ao cisalhamento não saturada do solo. Como para valores de sucção inferiores ao valor de entrada de ar do solo temos $\phi^b = \phi'$, tem-se que $C = \tan \phi'$. Para valores de sucção iguais a zero a equação 2.4.10 deve resultar na equação de Mohr- Coulomb, de modo que:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \tan \phi' \int_0^{(u_a - u_w)^p} [S_e] d(u_a - u_w) \quad (2.4.11)$$

A equação 2.4.11 possibilita a obtenção da resistência ao cisalhamento não saturada do solo a partir da curva característica de sucção do mesmo. Mesmo devendo ser encarados como métodos expeditos de determinação da resistência ao cisalhamento não saturada, estes dois novos enfoques, em conjunto com as novas propostas para determinação da curva característica de sucção do solo, apresentadas no item 2.1, são de grande valia na obtenção de parâmetros de resistência de modo rápido e prático.

2.5 – Variações volumétricas do solo devidas à variações na umidade

2.5.1 - Introdução

O estudo da deformabilidade dos solos não saturados tem sido amplamente tratado na literatura. O comportamento tensão-deformação tem sido analisado através das variáveis tensionais $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ onde $\sigma = \sigma_v$ para o caso de compressão confinada e $\sigma = \sigma_{oct}$ para o caso de compressão isotrópica. A figura 2.5.1 ilustra as trajetórias características no espaço $(u_a - u_w) \times (\sigma - u_a)$ seguidas durante a realização destes ensaios.

Figura 2.5.1 - Trajetórias de tensão características no plano $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w)$. Alonso et al. (1987).

A trajetória AC ilustrada na figura 2.5.1 corresponde a um ensaio realizado à umidade constante. Embora a umidade do solo seja mantida constante, com a compressão do mesmo (devido aos acréscimos em $(\sigma - u_a)$), o seu grau de saturação aumenta, fazendo com que o valor da sucção sofra um decréscimo. A trajetória ABEG corresponde às trajetórias normalmente adotadas quando da

realização de ensaios para avaliação do colapso (ou expansão) do solo. O solo é carregado à umidade constante até um dado valor de carregamento, a partir do qual é inundado à valores de $(\sigma - u_a)$ constantes. A trajetória AF é típica de ensaios realizados para uma avaliação da pressão de expansão do solo. Nesta trajetória o solo sofre um processo de inundação e o valor da sobrecarga é majorado no sentido de se evitar a sua expansão. Finalmente, a trajetória ADG corresponde aos ensaios mais comuns na prática laboratorial. Nestes ensaios o solo é inundado anteriormente à realização do ensaio, durante o qual sofre acréscimos em $(\sigma - u_a)$. A realização de ensaios utilizando-se aparelhos com controle de sucção permite a adoção de diferentes trajetórias de tensões, controlando-se em separado os pares $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ e melhorando-se as condições para o estudo da deformabilidade dos solos não saturados.

Neste capítulo far-se-á uma revisão bibliográfica sobre deformações induzidas por umedecimento em solos não saturados. Inicialmente são apresentadas algumas características de solos de comportamento colapsível e/ou expansivo, relatando-se conceitos concernentes ao assunto. Em seguida, são apresentados alguns aparelhos desenvolvidos para realização de ensaios edométricos com controle de sucção, fazendo-se comentários sobre as suas características principais. Em sua última parte são apresentados métodos desenvolvidos para previsão ou reprodução do comportamento volumétrico de solos expansivos e colapsíveis.

2.5.2 - Definição, características geotécnicas e identificação de solos expansivos e colapsíveis

2.5.2.1 - Solos colapsíveis

Alguns solos, em sua umidade natural, são capazes de suportar carregamentos sem apresentar deformações volumétricas apreciáveis. Quando umedecidos, sem que haja acréscimos ou decréscimos de carga, contudo, estes podem apresentar grandes reduções de volume, resultando em recalques de grande monta na superfície do terreno. Tais solos são denominados de colapsíveis, e as deformações resultantes do umedecimento destes são denominadas de colapso.

Os solos colapsíveis são de natureza e origem bastante diversa, encontrando-se nesta categoria solos loésicos, coluvionares, aluvionares, residuais e aterros construídos pelo homem. Os solos colapsíveis geralmente apresentam uma

estrutura aberta (conforme apresentado na figura 2.3.1 (b) e (c)), com altos índices de vazios, onde grãos de siltes ou grumos de argila são mantidos estáveis por ação de forças capilares, pontes de argila ou agente cimentante. Quando se umedecem estes solos, estas forças estabilizadoras da estrutura do solo perdem intensidade, possibilitando o deslocamento relativo entre as partículas, de modo que estas passam a ocupar os espaços vazios da estrutura do solo (Dudley, 1970).

O termo colapso é geralmente empregado para se definir o comportamento de deformação sob umedecimento relatado anteriormente, ou seja, entende-se por colapso a ocorrência de deformações volumétricas compressivas por conta de um processo de umedecimento do solo (Dudley (1970), Ferreira & Teixeira (1989) e Ferreira (1994), dentre outros). Alguns autores, como Uriel & Serrano (1973), Zur & Wiseman (1973) e Araki & Carvalho (1995) têm usado o termo colapso com diferentes conotações. Neste texto contudo, o termo colapso sempre se referirá ao processo de deformação volumétrica do solo por umedecimento, conforme descrito anteriormente.

A quantidade de colapso apresentada pelo solo irá depender da sua umidade inicial, história de tensões, espessura da camada de solo envolvida, da variação de umidade imposta ao solo (seja por infiltração ou elevação do lençol d'água) e dos valores de sobrecarga. A literatura técnica existente sobre o assunto apresenta uma grande diversidade de critérios para identificação dos solos colapsíveis, a partir de ensaios de campo e de laboratório. Carvalho (1994) apresenta um grande número de critérios utilizados para este fim. De um modo geral, pode-se dizer que estes critérios são formulados a partir de algumas propriedades índices dos solos, separando-os em grupos potencialmente colapsíveis ou não. Apesar de úteis em uma análise preliminar, caso um determinado solo seja classificado como colapsível, estes métodos não fornecem os valores esperados de colapso para o mesmo.

O potencial de colapso de um determinado solo é normalmente avaliado em laboratório utilizando-se células edométricas convencionais ou edômetros duplos. Isto é feito comprimindo-se o solo a um certo valor de umidade, sem saturação, até que se atinja um dado valor de sobrecarga. A partir daí, o solo é umedecido colocando-se água na célula edométrica, de modo que o corpo de prova fique submerso. Mede-se então o valor do colapso sofrido pela amostra, devido ao seu

umedecimento, à carga constante. Em campo, provas de cargas são efetuadas seguindo-se procedimento similar.

Convém salientar que quando da realização destes ensaios o solo é submetido a condições muito severas (o solo é praticamente saturado), obtendo-se assim valores de colapso que devem ser maiores do que aqueles passíveis de serem observados em campo, para um mesmo valor de sobrecarga. A realização de ensaios com controle de sucção permite o umedecimento paulatino do solo, levando a uma previsão mais realística dos valores de colapso a serem apresentados em campo.

2.5.2.2 - Solos expansivos

Todo tipo de solo experimenta mudanças de volume ao originarem-se mudanças na tensão efetiva entre suas partículas, seja devido à variações na umidade ou à variações na tensão total que atua sobre o solo. Denominam-se de solos expansivos, aqueles solos que mediante um aumento de sua umidade natural, podem vir a apresentar grandes valores de expansão, prejudicando as obras assentes sobre eles (Presa, 1982). Estes solos tendem geralmente a exibir uma estrutura dispersa, possuindo alta percentagem de fração argila, limite de liquidez elevado e alta plasticidade, se aproximando da ilustração apresentada na figura 2.3.1 (a).

O potencial de expansão de um determinado solo irá depender em muito de tipo de argilo mineral que aparece em sua fração argila, basicamente de sua capacidade em absorver água e de seu potencial de troca catiônico (a atividade dos argilo minerais constituintes de sua estrutura poderá ser um bom indicativo do potencial de expansão do solo), ao contrário dos solos colapsíveis, cujo comportamento é em muito dependente da estrutura interna do solo. Assim, solos possuindo em sua fração argila grande quantidade de argilo minerais de alta atividade (montmorilonita e vermiculita, por exemplo), fatalmente tenderão a exibir um comportamento expansivo sob umedecimento (Gromko, 1974).

Além das propriedades inerentes ao solo considerado, as condições ambientais de uma área particular na qual solos expansivos são encontrados desempenham uma importante função no seu comportamento. A frequência de chuvas, a taxa de evaporação de água do solo, em conjunto com a espessura do estrato de argila expansiva e a posição e variabilidade do nível do lençol freático são de grande influência no seu comportamento.

Pelo exposto anteriormente, vê-se que para que a expansibilidade de um solo se manifeste, além de necessitar-se de que o mesmo seja de natureza expansiva, é preciso que ocorra uma variação apreciável da tensão efetiva atuando no solo. A literatura técnica existente sobre o assunto apresenta diversos mecanismos para explicar o inchamento das argilas, classificando-os segundo o grau de participação na expansão. As conclusões que se pode obter no estado atual de conhecimento do sistema água-argila, indicam que a mudança de volume das argilas expansivas deve ser interpretada como uma combinação de diversos fatores. O fenômeno da mudança de volume dos solos expansivos é um resultado direto da disponibilidade e variação da quantidade de água no solo.

Dos diversos mecanismos de expansão dos solos descritos na literatura técnica especializada, ainda que variando no julgamento de seu grau de influência sobre o fenômeno da expansão, pode-se citar como os três tipos mais importantes, os seguintes:

1) Atração das partículas de argila - As partículas de argila possuem em sua superfície uma carga elétrica negativa que por sua vez origina forças de atração que são compensadas por cátions, e, em particular, por moléculas polares, como as da água. Estas forças constituem uma importante ferramenta de fixação da água na camada dupla (Lambe & Witmam, 1968). A influência deste mecanismo nas mudanças de volume apresentadas pelas argilas expansivas provém do esforço desenvolvido para neutralizar o desequilíbrio de cargas. Assim, o volume de água na camada dupla continuará aumentando até que ocorra suficiente mudança de volume na massa de solo.

2) Repulsão osmótica - A repulsão osmótica resulta dos gradientes desenvolvidos na camada dupla de água devido a variações na concentração iônica. A maior concentração ocorre junto a superfície e decresce eventualmente até zero, no limite exterior da camada de água adsorvida. A influência deste mecanismo na mudança de volume das argilas expansivas se explica considerando-se o líquido da camada de água adsorvida como uma membrana semi-permeável exposta a uma fonte de água livre. Deste modo, a água livre tende a passar para dentro da camada de água adsorvida, no sentido de reduzir a sua concentração iônica, dando como resultado o incremento da espessura do filme de água na mesma.

3) Hidratação dos cátions - Este mecanismo consiste na hidratação dos cátions trocáveis aderidos à superfície dos minerais de argila. A explicação da

influência deste mecanismo na expansão dos argilo-minerais é baseada no incremento que o raio iônico dos cátions sofre por conta da hidratação.

2.5.3 - Alguns equipamentos desenvolvidos para a realização de ensaios com controle de sucção.

O estudo das propriedades dos solos não saturados de interesse para a geotecnia, dentre as quais o seu comportamento volumétrico, impôs o desenvolvimento de novas técnicas e equipamentos que permitissem avaliar a importância ou influência da sucção nestas propriedades. Deste modo, boa parte dos equipamentos utilizados em geotecnia vêm sendo adaptada de modo a permitir a realização de ensaios com controle de sucção.

Escario & Saez (1973a) desenvolveram uma câmara edométrica para realização de ensaios de adensamento com sucção controlada. O equipamento tem seu princípio de funcionamento baseado na técnica de translação de eixos de Hilf (1956), possuindo uma membrana semi-permeável ou uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar em sua base, para implementação da sucção no solo. No ensaio o corpo de prova é confinado lateralmente pelo anel porta amostra e colocado em contato com uma membrana semi-permeável ou com uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar. A pressão de ar no interior da câmara é elevada de modo que a diferença entre as pressões de ar e água seja igual ao valor da sucção desejada (técnica de translação de eixos de Hilf, 1956). O procedimento adotado na aplicação das sobrecargas verticais é análogo aos habitualmente utilizados. A figura 2.5.2 mostra o equipamento desenvolvido por Escario & Saez (1973a)

Deve-se ter em conta que, no aparato mostrado na figura 2.5.2, e na maioria das câmaras edométricas desenvolvidas com controle de sucção, a membrana utilizada é permeável tanto à água quanto aos solutos porventura nela dissolvidos, de modo que a sucção medida é apenas a sucção matricial, não englobando a sucção osmótica. Por outro lado, as tensões laterais desenvolvidas no corpo de prova durante o processo de compressão confinada, necessárias para o cálculo do coeficiente de empuxo em repouso do solo (K_0), são raramente medidas quando da realização de ensaios edométricos convencionais, sendo que este é geralmente obtido a partir de correlações empíricas. Dentre estas correlações, a mais utilizada para o caso dos solos normalmente adensados é: $K_0 = 1 - \sin \phi'$, onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo. Atkinson & Bransby (1978) fornecem valores de K_0 obtidos a partir de

ensaios de adensamento, tanto para o carregamento quanto para o descarregamento da amostra. Cuellar (1978) modificou o anel no qual o corpo de prova é colocado, de modo que em sua superfície lateral externa se instalou uma banda extensométrica que permite quantificar as tensões laterais produzidas durante os processos de compressão e descompressão confinadas.

Figura 2.5.2 - Célula edométrica desenvolvida por Escario & Saez (1973)

Chang (1969) apresenta a construção de uma câmara edométrica com controle de sucção, na qual a sucção é aplicada ao solo por intermédio de uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar, instalada em uma base de lucite, a qual permite a observação de bolhas de ar aprisionadas sob a pedra. O tempo necessário para aplicação da sucção é obtido a partir de medidas da quantidade de água que sai ou entra do corpo de prova. Na figura 2.5.3 é mostrada a câmara edométrica desenvolvida por Chang (1969).

Figura 2.5.3 - Câmara edométrica desenvolvida por Chang (1969)

Kassif & Shalom (1971) mostram resultados de medidas de expansão e pressão de expansão, realizados em amostras submetidas à sucção controlada. O controle da sucção é obtido a partir de um sistema osmótico acoplado a uma câmara edométrica comum. A figura 2.5.4 mostra a câmara edométrica desenvolvida por Kassif & Shalom (1971). Daylac & de Campos (1994) desenvolveram uma câmara edométrica que permite a realização de ensaios edométricos com sucção controlada e medida de tensões radiais. A medida das tensões radiais, contudo, é feita de forma diferenciada daquela adotada por Cuelar (1978): o corpo de prova é envolvido por uma membrana de borracha, através da qual se aplica uma tensão confinante de água. Com o auxílio de um transdutor de pressão e de um medidor do volume de água que sai ou adentra na câmara, procede-se o ensaio de compressão unidirecional, fazendo-se com que, a cada estágio de carregamento (ou descarregamento), o valor da tensão confinante de água seja majorado (ou diminuído), de modo a se manter sempre nula a indicação do medidor de volume. Como o “cabeçote” utilizado no carregamento da amostra é do mesmo diâmetro do corpo de prova, garante-se que a deformação radial final do corpo de prova é nula.

Figura 2.5.4 - Câmara desenvolvida por Kassif & Shalon (1971)

Diversos outros autores têm construído aparatos semelhantes para realização de ensaios edométricos com controle de sucção: Barden et al. (1969), Aitchison & Woodburn (1969), Moore & Millar, (1971) Fredlund & Morgenstern (1976), Machado (1995) e Romero et al. (1995). Ferreira & Lacerda (1993) realizaram ensaios de deformação "in-situ" utilizando um aparelho denominado de "expanso-colapsômetro", que permite a realização de uma espécie de ensaio de placa com controle da vazão de inundação do solo. Os resultados destes ensaios podem ser úteis, por exemplo, na comparação entre os valores de colapso ou expansão previstos por ensaios de laboratório e os obtidos com o uso deste equipamento em campo.

Rizkallah & Keese (1989) realizaram ensaios de adensamento em uma célula edométrica adaptada de uma câmara triaxial a qual permitia avaliar o efeito do atrito das paredes do anel nos valores dos resultados obtidos.

2.5.4 - Métodos e modelos utilizados na previsão de deformações por umedecimento do solo.

Segundo Santos Neto & Almeida (1993) o cálculo de recalques efetuado através de ensaios de adensamento convencionais, em solos possuindo graus de saturação entre 85 e 100%, os quais possuem bolhas de ar na forma oclusa, pode trazer consigo grandes discrepâncias. Isto ocorre porque nestes solos o adensamento ou o valor do recalque a ser apresentado pelo solo é devido à duas parcelas:

- a) Um recalque imediato, advindo da compressibilidade das bolhas de ar oclusas.
- b) Um recalque diferido, advindo do adensamento propriamente dito do solo.

A primeira parcela do recalque apresentado pelo solo é calculado com base na lei de Boyle, sendo a segunda calculada de modo semelhante à teoria de Terzaghi, havendo somente uma pequena modificação de variáveis.

Alonso et al. (1995) apresentam um estudo da influência da estrutura de um solo em seu comportamento expansivo. Ensaios edométricos são realizados em um solo ideal composto de caulinita (10%), illita (30%) e motmorilonita (10%) (boom clay). Agregados de partículas elementares foram obtidos mediante compactação estática, em moldes de 5 cm de diâmetro, a uma densidade seca de 20 kN/m^3 . Os corpos de prova obtidos da compactação foram esmagados e peneirados no sentido de se obter agregados com diâmetros inferiores a 2 mm. Com o material resultante do esmagamento dos corpos de prova, as amostras para ensaio foram obtidas mediante compactação estática a valores de densidade de 13, 14 e 15 kN/m^3 .

Em uma primeira série de testes edométricos, as amostras foram compactadas em três diferentes valores de densidade seca, foram carregadas a umidade constante e então inundadas a um valor constante de tensão vertical. As amostras apresentaram comportamento viscoso diverso, exibindo marcante mudanças no sinal e na taxa de deformações. Estas diferenças foram atribuídas a uma ação conjunta de efeitos macroestruturais e microestruturais. O comportamento observado não pôde ser reproduzido pelo modelo pelo desenvolvido por Alonso et al. (1990). A tensão de pré-adensamento aparente foi em muito afetada pelo valor da densidade seca de compactação (crescendo de maneira acentuada com esta). Os índices de compressão e recompressão do solo também variaram, embora de forma mais branda, com a densidade seca de compactação do solo.

A partir de ensaios realizados com sucção controlada pôde-se perceber que as deformações por umedecimento apresentadas pelas amostras são resultado do efeito aditivo da expansão dos agregados de partículas elementares (aqui denominados de plaquetas) e do fenômeno de redução dos espaços inter-agregados resultante da distorção e colapso dos mesmos. Esta segunda causa de variação volumétrica prevaleceu no domínio das altas sucções e tensões verticais.

Jucá (1994) apresenta uma pequena síntese dos métodos atualmente utilizados no Brasil para previsão de expansão dos solos. Jucá (1994) e Jennings, (1969) realçam ainda a importância de se efetuar medidas de expansão em campo para se verificar a validade dos métodos de previsão de expansão dos solos, métodos estes que são em sua maioria baseados em técnicas de laboratório.

Machado (1995) apresenta resultados de ensaios de compressão confinada com controle de sucção realizados em um colúvio arenoso compactado. O solo ensaiado foi compactado a baixos valores de peso específico seco (aproximadamente 14 kN/m^3), correspondente a um grau de compactação de 80%, com o objetivo de se gerar uma estrutura metaestável para o mesmo. A figura 2.5.5 apresenta os resultados obtidos a partir da realização de ensaios à sucção constante, para valores de sucção de 0, 60, 120, 240 e 350 kPa. Conforme se pode observar da figura 2.5.5, a sucção matricial aumenta sensivelmente a tensão de pré-adensamento aparente do solo. Os índices de compressão e recompressão do solo também apresentam acréscimos com a sucção matricial. As figuras 2.5.6 e 2.5.7 apresentam resultados de ensaios realizados com sucção inicial de 400 kPa. As amostras sofreram um processo de umedecimento gradual a $(\sigma_v - u_a)$ constante, para valores de tensão vertical de 330, 660 e 1320 kPa.

Figura 2.5.5 - Resultados de ensaios edométricos com sucção controlada realizados à sucção constante. Machado (1995).

Figura 2.5.6 - Relações entre colapso e sucção obtidas a partir de ensaios edométricos com sucção controlada, realizados com umedecimento gradual. Machado (1995).

Conforme pode-se observar da figura 2.5.6, para um valor de sucção de até 100 kPa o colapso apresentado pelo solo é relativamente pequeno. Excetuando-se o caso em que o umedecimento gradual se deu a um valor de sobreacrga de 1320 kPa, os maiores valores de colapso são obtidos quando a sucção decresce de 50 para 0 kPa. Isto significa que ensaios realizados segundo a trajetória ABEG da figura 2.5.1 podem conduzir a uma previsão exagerada de colapso em campo. De fato, somente em situações bastante drásticas a sucção do solo em campo é levada a zero, permanecendo quase sempre o solo com algum valor de sucção residual.

A figura 2.5.7 apresenta os resultados obtidos em termos do colapso total apresentado (valores medidos ao final do processo de umedecimento), em mm, referentes a uma amostra de 25 mm de altura. Conforme pode-se observar desta figura, o colapso apresentado pela amostra cresce até um valor de tensão vertical de cerca de 850 kPa, a partir do qual passa a apresentar valores decrescentes. Comportamento semelhante tem sido observado por Aragão & Melo (1982), Carvalho (1994), Mendonça (1990) e Wolle et al. (1981) a partir de ensaios edométricos realizados em solos de diversas regiões de Brasil.

Alonso et al. (1987) apresentam uma ampla revisão bibliográfica e propõem um modelo para representar o comportamento de deformabilidade dos solos

não saturados. A partir deste ponto, uma síntese das idéias encerradas neste modelo é apresentada.

× Pontos interpolados △ Pontos fornecidos

Figura 2.5.7 - Relações entre colapso total e tensão vertical obtidas a partir de ensaios edométricos com sucção controlada, realizados com umedecimento gradual. Machado (1995).

A observação do comportamento volumétrico dos solos não saturados tem revelado alguns padrões de comportamento os quais em uma primeira análise parecem inteiramente não relacionados. Um aprofundamento no estudo deste comportamento contudo, pode revelar algumas conexões e similaridades entre estes padrões. O resultado destas observações é resumido nos parágrafos seguintes:

1) *Incrementos na sucção do solo aumentam a sua rigidez e a tensão de pré-adensamento. Este comportamento é ilustrado na figura 2.5.8. Diversos autores, entre eles Dudley, (1970) e Jennings & Knight, (1957) relatam este padrão de comportamento dos solos não saturados.*

2) *A tensão total média (ou vertical) controla o total de expansão apresentado por argilas plásticas contendo argilo-minerais expansivos. A tensão aplicada reduz a expansão apresentada, ou, de outro modo, as maiores expansões ocorrem no campo das baixas tensões. Este comportamento é observado por Kassif et al. (1973); Aitchison & Richards (1969); Escario & Saez (1973); Josa et al. (1987); Signer et al. (1989) e Holtz (1969).*

3) *Segundo Dudley (1970); Jennings & Knight (1975); Blight (1965) e Romana (1987) solos com estruturas abertas experimentam colapso sob*

umedecimento, para uma grande faixa de valores de tensões atuantes. Particularmente, este fenômeno é frequente em areias argilosas e siltosas de baixa densidade, argilas siltosas de baixa plasticidade e alguns solos residuais. O colapso que ocorre nestes solos devido a um decréscimo de sucção aumenta com a intensidade da tensão atuante.

Figura 2.5.8 - Aumento da rigidez do solo devido a sua não saturação.

4) A maioria das argilas siltosas de baixa plasticidade ou mesmo de argilas ativas podem expandir ou apresentar colapso a depender da carga aplicada ser suficientemente baixa ou alta. El Sohby & Elleboudy, (1987) mostram que algumas areias naturais cimentadas podem expandir ou sofrer colapso a depender da tensão confinante atuante e de sua densidade "in situ". A tensão crítica, a qual separa estes dois tipos de comportamento volumétrico é chamada de pressão de expansão. Este conceito, contudo, não é de definição tão simples como aparenta. Escario & Saez (1973) relatam que a expansão ou colapso apresentado pelo solo depende também da sucção inicial da amostra, e ainda, a mudança de volume associada com um decréscimo de sucção pode mudar de sinal, para uma dada tensão confinante. Uma relação mais fundamental do comportamento volumétrico do solo foi dada através do conceito de superfície de estado, introduzido por Matyas & Radhakrishna (1968) e seguido pelos autores Fredlund & Morgenstern (1976); Lloret & Alonso (1980) e Fredlund (1979).

5) As superfícies de estado são uma boa maneira de se representar o comportamento volumétrico dos solos não saturados. Contudo, algumas

considerações têm que ser levadas em conta: diferentes caminhos de tensão no espaço p ($\sigma-u_a$) e s (u_a-u_w) conduzem a diferentes mudanças de volume. Matyas & Radhakrishna (1968) relatam que a superfície de estado tende a ser única, desde que os caminhos de tensões seguidos provoquem sempre aumento ou diminuição no grau de saturação do solo. Barden et al. (1969) chegam às mesmas conclusões.

6) Quando a tensão confinante é aumentada, o colapso experimentado por um solo não saturado alcança um valor máximo, diminuindo a partir daí. O valor da tensão na qual o máximo colapso ocorre varia largamente para diferentes tipos de solo.

7) Os diferentes critérios utilizados na obtenção da pressão de expansão de um solo conduzem a diferentes resultados. São principalmente três os procedimentos utilizados na determinação da pressão de expansão dos solos:

a) Umedecendo a amostra a uma dada tensão e posteriormente carregando-a de modo que esta retorne ao seu volume original. A pressão de expansão obtida por este procedimento depende da tensão na qual o umedecimento se deu. Segundo Sridharan et al. (1986) para baixas tensões confinantes as pressões de expansão são maiores.

b) Se agora uma tensão confinante é aplicada à amostra de modo que um umedecimento posterior a conduza a seu volume original. Então outro valor de tensão de expansão é determinado.

c) A amostra é umedecida a uma baixa tensão confinante de modo que a expansão do solo é sempre evitada por um aumento da tensão aplicada. Sridharan et al. (1986) relatam que este procedimento conduz a valores intermediários de pressão de expansão daqueles encontrados pelos procedimentos (a) e (b).

8) Do mesmo modo que a tensão atuante, a variação da sucção induz deformações volumétricas irreversíveis no solo. Este padrão de comportamento é válido tanto para solos colapsíveis quanto para solos expansivos.

2.6 - Noções de plasticidade aplicadas aos solos

2.6.1 - Introdução

A resolução de um problema do tipo tensão/deformação de um ponto de vista teoricamente rigoroso requer uma formulação matemática consistente das condições de contorno e das leis constitutivas do material, aliada a uma ferramenta de cálculo eficaz. Na mecânica dos solos, para a resolução de tais problemas, é comum se utilizar as equações da mecânica do contínuo, apesar de o solo constituir um sistema particulado. As principais equações utilizadas na resolução de problemas envolvendo a mecânica do contínuo são (a) as equações de equilíbrio, (b) condições de contorno e compatibilidade de deslocamentos e deformações e (c) as leis constitutivas que regem o comportamento do material. Os dois primeiros conjuntos de equações são independente da natureza do material estudado enquanto que as relações constitutivas idealizam o comportamento destes. As relações constitutivas de um determinado material dependem de uma série de fatores como homogeneidade, isotropia e continuidade do corpo, tempo e a taxa e magnitude do carregamento. Em campo, estas condições podem ser altamente não lineares, anisotrópicas e irreversíveis e as dificuldades envolvidas em uma análise de tensões podem ser de fato insuperáveis no estado atual do conhecimento, mesmo com o desenvolvimento de técnicas computacionais tais como o método dos elementos finitos. Se, contudo, a área sob carregamento é grande o suficiente para que as condições de campo sejam definidas dentro de limites aceitáveis, é possível assumir e tratar o solo como um material elástico-linear ou elástico não linear, perfeitamente plástico ou plástico com encruamento, possibilitando a aplicação destes conceitos a problemas reais (Chen & Baladi, 1985).

2.6.2 - Algumas características gerais do comportamento elastoplástico dos solos.

As tentativas de aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos vieram a se intensificar após 1950, quando os conceitos de normalidade e estabilidade de um sistema começaram a aparecer na literatura. Pode-se dizer que, até então, os esforços direcionados à modelagem do comportamento tensão/deformação dos solos ainda não haviam sido iniciados (Jain, 1980). Talvez a maior contribuição no sentido de um desenvolvimento racional da teoria da plasticidade para uso em mecânica dos solos tenha sido dada por Drucker et al. (1957). O artigo publicado por estes autores introduziu a idéia de que a curva obtida em um ensaio de compressão confinada denota uma relação tensão/deformação do tipo “work-hardening” e que em consequência disto os sucessivos pontos de escoamento desta curva deveriam estar associados à superfícies de plastificação do solo.

Todos os conceitos desenvolvidos pela teoria da plasticidade são perfeitamente aplicáveis aos solos. Entretanto, algumas características particulares dos solos em geral devem ser levadas em conta quando da formulação de modelos constitutivos. Dentre estas características destacam-se a natureza dilatante dos solos ou seja, a sua capacidade em apresentar deformações volumétricas quando solicitados por tensões cisalhantes, sua natureza friccional, que reflete a influência da tensão octaédrica média nos valores de ruptura e/ou escoamento e a ausência de um limite bem definido separando a zona de deformações elásticas da zona de deformações plásticas. Estas características, bem como as suas influências sobre uma superfície de plastificação, uma lei de encruamento ou de fluxo possíveis de serem adotadas para solos são discutidas no decorrer deste item.

A figura 2.6.1 apresenta algumas curvas tensão/deformação freqüentemente obtidas na prática laboratorial. Na figura 2.6.1(a) são apresentados resultados de ensaios de compressão isotrópica realizados em caulim. Nesta figura p' é a tensão octaédrica média efetiva ($p' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$) e v é o volume

específico do solo ($v = 1+e$), onde “e” é o seu índice de vazios. Resultados semelhantes aos apresentados na figura 2.6.1(a) são obtidos quando da realização de ensaios de compressão confinada, sendo neste caso p' substituído pela tensão vertical (σ'_v) e v pelo índice de vazios (e). Uma tensão de pré-adensamento é freqüentemente obtida em tais testes como a tensão na qual a curva tensão/deformação do solo sofre uma mudança brusca de inclinação. Para tensões abaixo da tensão de pré-adensamento a resposta do solo é rígida e essencialmente elástica. Se após a tensão de pré-adensamento ter sido excedida, as tensões são novamente reduzidas, então o solo passa novamente a se comportar de maneira elástica. O comportamento apresentado na figura 2.6.1(a) guarda estreitas relações com os conceitos desenvolvidos pela teoria da elastoplasticidade. O mesmo padrão de comportamento pode ser observado quando da realização de ensaios triaxiais (figura 2.6.1(b) e (c)). Neste caso, $q = \sigma_1 - \sigma_3$ e $\epsilon_s = 2/3(\epsilon_1 - \epsilon_3)$. Para um estado de tensões generalizado temos:

tensão octaédrica média:

$$p' = \left(\frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} \right) \quad (2.6.1)$$

Deformação volumétrica:

$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (2.6.2)$$

Tensão desviadora, função da tensão cisalhante octaédrica:

$$q = \left(\frac{(\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_x)^2 + (\sigma'_x - \sigma'_z)^2}{2} + 3(\tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{yx}^2) \right)^{1/2} \quad (2.6.3)$$

Deformação distorcional:

$$\epsilon_s = \frac{1}{3} \left(2((\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_x)^2 + (\epsilon_x - \epsilon_z)^2) + 3(\gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{yx}^2) \right)^{1/2} \quad (2.6.4)$$

Deve-se notar que o fato dos resultados dos ensaios de compressão isotrópica (figura 2.6.1(a)) serem apresentados em escala logarítmica de tensões tende a mascarar o progressivo aumento na rigidez do solo que ocorre quando a carga é majorada após o limite de escoamento. Isto ocorre porque, devido à natureza friccional do solo, o aumento na tensão octaédrica média tem um efeito dominante

em sua rigidez, para as trajetórias de tensões seguidas nestes ensaios. A figura 2.6.1 ilustra de certo modo, o efeito das trajetórias de tensões adotadas no comportamento tensão/deformação do solo.

Figura 2.6.1 - (a) Compressão isotrópica e descarregamento, (b) Teste triaxial não drenado com descarregamento (Roscoe & Burland, 1968) e (c) Ciclos de compressão e descarregamento a p' constante (Wood, 1974).

A figura 2.6.2 ilustra resultados típicos obtidos a partir de ensaios de laboratório normalmente adotados em mecânica dos solos. A figura 2.6.2(a) ilustra as trajetórias de tensões seguidas nos diferentes ensaios. Na figura 2.6.2(b) é apresentada uma curva típica de compressão isotrópica, com o seu respectivo ponto de escoamento Y_1 . Este mesmo ponto está representado na figura 2.6.2(a), no espaço $(q;p')$. Na figura 2.6.2(c) é apresentada uma curva típica de ensaio de compressão confinada, com o seu respectivo ponto de escoamento Y_2 , enquanto que na figura 2.6.2(d) é apresentada uma curva típica obtida a partir da realização de um ensaio triaxial convencional não drenado, com o seu ponto de escoamento correspondente Y_3 . A curva tracejada apresentada na figura 2.6.2(a) unindo os pontos Y_1 , Y_2 e Y_3 nos

dá uma idéia da superfície de plastificação do solo. A figura 2.6.3 apresenta a definição de uma superfície de escoamento a partir de ensaios triaxiais realizados mantendo-se ou ε_1 ou ε_v ou ε_3 constantes.

Figura 2.6.2 - (a) Trajetórias de tensões no espaço $q;p'$, (b) teste de compressão isotrópica (1), (c) teste de compressão confinada (2) e (d) teste de compressão triaxial não drenado (3). Wood (1992).

Conforme relatado anteriormente, a definição de pontos de escoamento para solos não ocorre de maneira tão imediata quanto para metais, envolvendo grande subjetividade na sua determinação. Pode-se dizer, contudo, que amostras indeformadas possuem pontos de escoamento melhor definidos do que amostras moldadas em laboratório, devido à estrutura adquirida durante a sua história de tensões em campo (Wood, 1992). Devido à estas dificuldades, diferentes procedimentos têm sido adotados na definição de superfícies de escoamento para solos. Segundo Tavenas et al. (1979), as superfícies de escoamento dos solos deveriam em princípio ser definidas da observação de deformações volumétricas em testes triaxiais drenados, sob tensão controlada, iniciados em $q = 0$ (Mitchell, 1970) ou, preferencialmente, em σ'_{vo} ; $Ko\sigma'_{vo}$ (Graham, 1969). Em tais testes a superfície

de escoamento seria definida no estado de tensões efetivas onde a relação tensão/deformação volumétrica muda de um comportamento inicialmente elástico para um comportamento plástico. Infelizmente, os pontos de escoamento determinados utilizando-se um ou outro componente de deformação podem apresentar grandes discrepância entre si. Isto é ilustrado na figura 2.6.4 que mostra as variações da deformação vertical, ϵ_1 , e da deformação volumétrica, ϵ_v , com a tensão octaédrica média, p' , para um teste triaxial drenado onde $K = \sigma'_3/\sigma'_1 = 0,85$. Nota-se a existência de um ponto de escoamento bem definido em $p' = 25$ kPa sobre a curva $p'; \epsilon_v$. Este ponto é muito menos evidente sobre a curva $p'; \epsilon_1$ e poderia ser estimado como $p' = 35$ kPa.

Figura 2.6.3 - Trajetórias de tensões nas quais ϵ_v , ϵ_1 ou ϵ_3 são mantidos constantes. Tavenas et al. (1979).

Tavenas et al. (1979) apresentam resultados de vários ensaios triaxiais drenados, com controle de tensão, realizados em quatro argilas do leste de Canadá, levemente adensadas e chegam a conclusão que a energia de deformação é um excelente parâmetro para a definição da superfície de escoamento de um solo. A energia de deformação pode ser calculada pelas expressões 2.6.5 e 2.6.6,

apresentadas adiante. A expressão 2.6.6 possibilita a obtenção direta da energia de deformação a partir das medidas efetuadas em laboratório, para um ensaio de compressão triaxial (axissimétrico).

Figura 2.6.4 - Efeito da deformação considerada na definição do ponto de escoamento. Tavenas et al. (1979).

$$W = \int (\sigma_1 d\varepsilon_1 + \sigma_2 d\varepsilon_2 + \sigma_3 d\varepsilon_3) \quad (2.6.5)$$

Onde W é a energia de deformação dissipada e $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$, e $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ são as deformações e tensões principais, respectivamente.

$$W = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{\sigma_{1i} + \sigma_{1(i+1)}}{2} \right] [\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{1(i+1)}] + 2 \left[\frac{\sigma_{3i} + \sigma_{3(i+1)}}{2} \right] [\varepsilon_{3i} - \varepsilon_{3(i+1)}] \right\} \quad (2.6.6)$$

Tavenas et al. (1979) apresentam os resultados de seus ensaios em termos de $p'; W$ para definição de superfícies de escoamento para o solo. Isto é ilustrado nas figuras 2.6.5 e 2.6.6. Nestas figuras, os pontos de escoamento foram definidos como mudanças bruscas nas inclinações das curvas $W \times p'$. Graham et al. (1983) propõem o traçado de curvas $S_w; W$ onde S_w é definido pela equação 2.6.7, apresentada a seguir, para definição de superfícies de escoamento para solos.

$$S_w = \sqrt{q^2 + p^2} \quad (2.6.7)$$

Figura 2.6.5 - Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios. Tavenas et al. (1979).

Figura 2.6.6 - Uso da energia de deformação como uma função de p' para definição da superfície de escoamento. Tavenas et al. (1979).

Lade & Kim (1988)(b) admitem que as superfícies de plastificação do solo possuem formas semelhantes às curvas de igual trabalho plástico. Esta hipótese é bastante útil não só na averiguação da superfície de plastificação do solo originada em sua história de carregamentos em campo, mas também serve como uma ferramenta para avaliar mudanças na forma da superfície de plastificação ocasionadas com o progresso da plastificação do material. Estas mudanças na forma da superfície

de escoamento pode ser verificada em muitos solos em que a estrutura desempenha um papel fundamental no seu comportamento ou no caso da existência de algum agente cimentante. Com a continuada plastificação do solo, a influência destes fatores tende a desaparecer, provocando mudanças na forma da superfície de escoamento original.

A figura 2.6.7 apresenta algumas superfícies de escoamento obtidas por Graham et al. (1983) a partir de amostras indeformadas de argila ("Winnipeg clay"), retiradas em diferentes profundidades. Como pode-se observar desta figura, apesar de apresentarem tamanhos diferentes (crescentes com a profundidade de amostragem), todas as superfícies possuem a mesma forma. Isto é melhor observado quando os resultados são adimensionalizados pela tensão vertical de campo (figura 2.6.7(b)).

Figura 2.6.7 - Superfícies de escoamento obtidas a partir de ensaios triaxiais em amostras indeformadas de argila. (a) superfícies de escoamento no espaço q - p' e (b) superfícies de escoamento normalizadas pela tensão vertical de campo. Graham et al. (1983).

Leroueil & Vaughan (1990) apresentam um resumo dos principais fatores afetando a forma da superfície de escoamento inicial de solos saturados. É mostrado que, para alguns solos, o efeito da estrutura é tão importante na determinação do comportamento do solo quanto o seu índice de vazios inicial e a sua história de tensões. São apresentados os modos de como a compressão secundária e a cimentação podem alterar a forma e o tamanho das superfícies de plastificação de solos moles. Além disto, mostra-se que as superfícies de escoamento obtidas para as argilas naturais são mais ou menos centradas sobre a linha de compressão confinada (vide figura 2.6.7), devido a sua estrutura anisotrópica. As argilas fortemente pré-adensadas tendem a exibir uma forma de superfície de plastificação semelhante. A estrutura destas argilas assim como a eventual presença de agente cimentantes tendem a elevar o valor da tensão de pré-adensamento.

Por serem o produto da decomposição *in situ* da rocha mãe, os solos residuais sofrem uma menor influência do seu histórico de tensões em campo. Contudo, tanto a cristalização associada com a formação de novos minerais quanto a precipitação de sais minerais acabam por promover vínculos inter-partículas que interferem no comportamento destes solos. Nota-se também que as superfícies de escoamento obtidas para solos residuais tendem a ser centradas sobre a linha de compressão isotrópica (eixo p') e não sobre a linha de compressão confinada. Apesar de que a estrutura dos solos em campo pode se originar de diferentes causas, seus efeitos no comportamento do solo são similares. Deste modo, o efeito da estrutura do solo em seu comportamento pode ser tratado em um único contexto, largamente independente da origem desta estrutura.

Segundo Vaughan et al. (1988), por ser o intemperismo nada mais que um processo de enfraquecimento da rocha, reduzindo os valores do seu módulo de elasticidade em uma ordem de grandeza de dois, a história de tensões da rocha perde-se quase que totalmente no processo de transformação rocha-solo. Deste modo, admitindo-se uma condição axissimétrica do nível do terreno, as tensões *in situ* tendem para aquelas obtidas em uma condição de compressão confinada. Segundo

estes autores, os agentes cimentantes gerados durante o processo de intemperismo são responsáveis pelos interceptos de coesão obtidos para envoltórias drenadas de solos residuais, a despeito de seu alto índice de vazios e de seu comportamento compressivo durante o cisalhamento. A partir da análise de diversos resultados de laboratório realizados em amostras indeformadas e remoldadas, os autores sugerem o uso da relação entre índice de vazios do solo *in situ* e o índice de vazios que o solo pode ter em um estado desestruturado e sem agentes cimentantes como uma propriedade índice no entendimento do comportamento destes solos.

Conforme relatado anteriormente, devido a grande influência da tensão média octaédrica no comportamento dos solos, os critérios de escoamento utilizados para estes devem diferir daqueles utilizados para metais. Para o caso dos solos, a natureza das seções desviatórias das superfícies de escoamento dependem de p' . De fato, o tamanho de uma seção de uma superfície de escoamento em um plano desviatório varia de maneira sensível com p' , e, em particular, escoamento pode ocorrer com incrementos em p' mesmo na completa ausência de tensões desviatórias. A figura 2.6.8 apresenta as superfícies de escoamento propostas por Tresca (a) e Von Mises (b), utilizadas amplamente em metais. A figura 2.6.9 apresenta o critério de escoamento proposto por Clausen et al. (1984) para uma argila natural da Noruega. Pode-se observar que a superfície de plastificação corta o eixo hidrostático. Isto se faz necessário na previsão de deformações plásticas provocadas durante carregamento hidrostático.

Ainda a título de ilustração a figura 2.6.10 apresenta as formas geométricas obtidas no espaço das tensões principais efetivas quando do uso dos critérios de ruptura de Tresca e Mohr-Coulomb, este último de uso freqüente em mecânica dos solos. Pode-se ainda mostrar que o critério de Tresca pode ser derivado do critério de Mohr-Coulomb fazendo-se $\phi = 0$. A definição de superfícies de escoamento para os solos teve em muito a contribuição dos trabalhos desenvolvidos no âmbito da mecânica dos solos dos estados críticos. Neste sentido, vale citar os trabalhos desenvolvidos por Atkinson & Bransby (1978) e Wood (1992), dentre

muitos outros, os quais apresentam uma ampla revisão de mecânica dos solos dos estados críticos.

Figura 2.6.8 - Critérios de escoamento de Tresca (a) e Von Mises (b) no espaço das tensões efetivas principais.

Figura 2.6.9 - Superfície de escoamento no espaço das tensões principais efetivas formulado por Claussen et al. (1984).

Figura 2.6.10 - Comparação entre os critérios de ruptura de Tresca e Mohr-Coulomb. (a) - Tresca e (b) - Mohr-Coulomb.

No caso dos solos, a maioria das leis de encruamento adotadas estão associadas à mudanças na deformação plástica volumétrica (“volumetric plastic models”). Deste modo, os parâmetros utilizados em boa parte das leis de endurecimento adotadas para solos são obtidos a partir da realização de ensaios de compressão confinada ou isotrópica (vide Atkinson & Bransby (1978), por exemplo). Além disto, na maioria dos modelos elastoplásticos para solos, a superfície de escoamento é suposta variar em tamanho mas não em forma ou seja, o modo de escoamento adotado é geralmente isotrópico.

A adoção de leis de fluxo associadas quando da formulação de modelos elastoplásticos é sempre preferível, já que o número de funções que devem ser geradas é reduzido. O uso de leis de fluxo associadas em solos, contudo, implica geralmente em limitações na performance do modelo. A figura 2.6.11 apresenta resultados de ensaios publicados por Graham et al. (1983). Na figura 2.6.11(a) estão plotados os vetores de incrementos de deformação plástica em conjunto com a superfície de escoamento obtida em corpos de prova indeformados de argila. Na

figura 2.6.11(b) estão apresentados os desvios de normalidade obtidos em função de η ($\eta = q/p'$). Como pode-se observar, os desvios de uma lei de fluxo associada podem chegar a até 30° , aproximadamente.

Figura 2.6.11 - (a) Vetores de incremento de deformações plásticas e pontos de escoamento obtidos a partir de ensaios triaxiais em amostras indeformadas de argila ("Winnipeg clay"), (b) Desvios de normalidade obtidos nos mesmos ensaios. Graham et al. (1983).

Roscoe et al. (1958) apresentam uma abordagem alternativa para o uso de leis de fluxo associadas em solos. Segundo estes autores é possível se estabelecer uma função que correlacione o potencial plástico de um solo com a sua superfície de plastificação. Esta função é determinada assumindo que a normalidade é satisfeita apenas na condição de estado crítico e que qualquer desvio de uma lei de fluxo associada está relacionado com a posição do estado de tensões do solo com respeito à linha de estados críticos.

Jain (1980) apresenta um profundo estudo sobre a influência da adoção de leis de fluxo associadas para solos. Segundo Jain, (1980) a adoção de uma lei de fluxo associada baseia-se em quatro fundamentos teóricos: a) Condição de continuidade, b) Condição de consistência, c) Condição de irreversibilidade e d) Condição de unicidade

A condição de continuidade requer que para um incremento no estado de tensões tangencial à superfície de plastificação nenhum incremento de deformações plásticas seja gerado (carregamento nulo). O uso desta condição com a hipótese de linearidade entre tensões e deformações conduz a uma lei de fluxo associada. Os solos em geral não exibem um comportamento linear entre os componentes de incrementos de tensões e os componentes de incrementos de deformações plásticas. Por exemplo, incrementos de deformação volumétrica plástica podem ocorrer (principalmente em se tratando de areias compactas ou argilas fortemente pré-adensadas) devidos a incrementos de tensão cisalhante. Isto viola a hipótese de linearidade, que implica que um incremento de tensão produza incrementos de deformação plástica apenas em sua própria direção. A condição de consistência requer que não ocorram estados de tensão exteriores à superfície de plastificação do material ($d\lambda \cdot df = 0$, onde f representa a superfície de plastificação do material e λ é um escalar).

2.6.3 - Alguns modelos constitutivos utilizados em solos

Por muitos anos, desde o início da mecânica dos solos moderna em 1920, os problemas relativos à esta área do conhecimento têm sido tratados como ou um problema de estabilidade ou um problema de deformação e estes têm sido resolvidos considerando-se o solo como material rígido-plástico ou elástico-linear, respectivamente. Como o uso de um modelo não linear, anisotrópico, não elástico e cuja relação tensão/deformação seja diferida no tempo resulta invariavelmente em um conjunto de equações altamente complexo a ser resolvido, as simplificações nos

termos apresentados anteriormente têm sido justificadas pela necessidade de soluções, mesmo que estas soluções sejam reconhecidamente apenas estimativas grosseiras. Nas últimas três décadas, contudo, o desenvolvimento de técnicas computacionais de análise tem permitido superar várias destas barreiras, possibilitando a resolução de problemas com geometria e relação tensão/deformação complexas. Estes desenvolvimentos por sua vez têm resultado em um crescente interesse na modelagem do comportamento constitutivo do solo. Dado um conjunto de ensaios em laboratório, deve-se estar apto a examinar uma resposta geral do solo e verificar se certos padrões de comportamento, seja para mudanças de volume ou para resistência ao cisalhamento, por exemplo, existem. Para o propósito da aplicação de tais padrões qualitativos na solução de problemas de campo nos quais o conhecimento das deformações, tensões e da estabilidade é requerido, deve-se estar apto a quantificá-los.

É geralmente aceito que o comportamento dos solos é por demais complexo para ser modelado utilizando-se elasticidade linear. Sua inerente não linearidade e seu comportamento de caráter plástico fazem necessário o uso de teorias mais complexas de modelagem. Muitos modelos têm sido propostos nas últimas três décadas, os quais avançam além da lei de Hooke. É vantajoso para uma discussão posterior a classificação destes de acordo com a natureza de suas hipóteses intrínsecas. Embora existam diferentes modos de se classificar os modelos constitutivos existentes para solos, adotar-se-á neste trabalho a proposta de Ko & Sture (1981). Segundo estes autores, os modelos formulados para solos podem se enquadrar dentro de uma das quatro categorias apresentadas a seguir:

i) Modelos baseados em teorias de deformação - Uma teoria é dita de deformação quando uma relação entre os tensores de tensão e deformação é suposta existir. As equações em uma teoria de deformação usualmente aparecem como:

$$S_{ij} = 2G(\sigma, \epsilon)\epsilon_{ij} \quad (2.6.8)$$

Onde $s_{i,j}$ é o tensor de tensões desviatório, ou:

$$\sigma_{kk} = 3K_b(\sigma, \varepsilon)\varepsilon_{kk} \quad (2.6.9)$$

Onde K_b é o módulo de deformação volumétrica do solo. Aqui as equações são escritas para um material isotrópico, e os módulos de deformação podem ser funções do estado de tensões ou deformações no sentido de representar um comportamento não linear.

ii) Modelos baseados em teorias incrementais - Nas teorias incrementais os incrementos de tensão e deformação são relacionados por coeficientes os quais são constantes ou podem ser função do estado de tensão ou deformação. A teoria hipoeelástica é um exemplo de teoria incremental, com relações expressas como:

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma, \varepsilon) \cdot d\varepsilon_{kl} \quad (2.6.10)$$

Pelo fato de que o tensor de rigidez tangente é função do estado de tensão ou deformação e não de sua história, e porque estas teorias não permitem modelar descarregamento, elas são raramente aplicadas a solos.

iii) Plasticidade perfeita e plasticidade incremental - O uso de plasticidade incremental conduz a relações similares à equação 2.6.10. Neste caso, contudo, a determinação do tensor C_{ijkl} geralmente se apresenta mais complicada, derivada de funções potenciais as quais são dependentes da história de deformações. Apesar de alguns autores classificarem a plasticidade incremental como um caso particular de hipoeelasticidade, as similaridades são aplicáveis somente na forma das relações entre incrementos de tensão e deformação e não em suas hipóteses implícitas e nos métodos de derivação das mesmas. A plasticidade incremental aplicada aos solos geralmente inclui os seguintes elementos básicos: (1) Os incrementos de deformação podem ser decompostos em uma parte elástica e uma parte plástica. O incremento de deformação elástica pode ser calculado como $d\varepsilon_{ij} = C_{ijkl}(\sigma, \varepsilon) \cdot d\sigma_{kl}$. (3) Existe uma superfície de escoamento representando o limite de todos os estados no espaço das tensões principais que são alcançáveis do estado de tensões atual, por via

elástica. (4) quando o estado de tensões alcança a superfície de escoamento, os incrementos de deformação plástica são definidos por uma lei de fluxo.

Desde o trabalho pioneiro de Drucker et al. (1957), diversas teorias de encruamento plástico têm sido desenvolvidas para descrição do processo de consolidação ou do comportamento plástico dos solos. As principais diferenças entre estes modelos estão no modo pelo qual os parâmetros da lei de encruamento entram na função de plastificação. Todos os modelos a serem apresentados aqui possuem leis de encruamento isotrópicas, embora existam na literatura alguns modelos, menos difundidos, os quais empregam encruamento misto, como por exemplo os modelos propostos por Prevost (1977) e Mroz et al. (1978).

✎ *Modelos plásticos incrementais - Cam-Clay:* O Cam-Clay é um modelo elastoplástico com encruamento isotrópico, baseado no trabalho de Drucker et al. (1957), com dois pontos de importância que diferem deste trabalho. O primeiro é a introdução do conceito de estados críticos, proposto por Roscoe et al. (1958). Diz-se que um solo está em uma condição de estados críticos quando o mesmo passa a sofrer deformações cisalhantes de grande monta sem variações na sua tensão desviadora (q) ou na sua deformação volumétrica. Segundo Roscoe et al. (1958), os estados de tensão assim definidos tendem a se situar sobre uma mesma reta no espaço ($q;p';e$). Assim, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, ou qualquer outra superfície usada para definir estados de ruptura, é somente uma coleção de tais pontos finais, não consistindo em uma superfície de escoamento completa.

A segunda diferença em relação ao trabalho de Roscoe et al. (1958) é a formulação de uma expressão básica de dissipação de energia para desenvolver a equação da superfície de escoamento. Roscoe et al. (1963) assumem que não existe parcela recuperável de deformação cisalhante e derivam o modelo Cam-Clay, o qual foi descrito em detalhes por Schofield & Wroth (1968). As equações constitutivas do Cam-Clay original superestimavam os valores de incrementos de deformação para pequenos valores de tensão cisalhante. Isto ocorria provavelmente devido a hipótese

original de que as deformações cisalhantes não eram recuperáveis. Além disto, a forma original de sua superfície de escoamento, em conjunto com a hipótese de fluxo associado, acabavam por prever deformações cisalhantes em compressão isotrópica!.

Burland (1967) e Roscoe & Burland (1968) modificaram a versão original do Cam-Clay, de modo a superar a falha do modelo citada anteriormente. Muitas outras versões do Cam-Clay original e modificado têm sido propostas nos últimos anos, de modo que, com o objetivo de manter esta revisão bibliográfica concisa, neste item serão apenas apresentados o Cam-Clay original e a modificação proposta por Burland (1967) e Roscoe & Burland (1968). Outros exemplos de modelos derivados da mecânica dos solos dos estados críticos são dados por Gens & Potts (1988) e Naylor (1985). A aplicação destes modelos por meio da técnica dos elementos finitos é discutida por Zienkiewicz & Naylor (1971) e Gens & Potts (1988). O Cam-Clay é um modelo desenvolvido para condição de carregamento axisimétrico, com base na observação experimental de ensaios triaxiais e pode ser melhor descrito no espaço $(q;p')$. A figura 2.6.12 ilustra as linhas de compressão isotrópica e de estados críticos no espaço $(p';e)$. A linha de compressão isotrópica tem uma inclinação $-\lambda$, análoga ao índice de compressão C_c , enquanto a recuperação elástica de uma curva de descarregamento/rearregamento tem uma inclinação $-\kappa$, análoga ao índice de expansão C_e . Para um solo em um estado virgem de compressão, a taxa de deformação volumétrica irreversível (plástica) é dada pela expressão 2.6.11:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \frac{(\lambda - \kappa) \dot{p}}{(1 + e_o)p} \quad (2.6.11) \quad \dot{\varepsilon}_v^p = d\varepsilon_v^p$$

Onde e_o é o índice de vazios correspondente a p . A deformação volumétrica recuperada durante o descarregamento de B para C (figura 2.6.12) é dada pela expressão 2.6.12:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\kappa \dot{p}}{(1 + e_o)p} \quad (2.6.12)$$

A deformação volumétrica plástica calculada pela expressão 2.6.11 governa as mudanças de densidade do solo e o encruamento. Assim, o solo passa por uma sucessão de superfícies de plastificação de A para B.

Figura 2.6.12 - Curva de compressão isotrópica e linha de estados críticos no espaço (p', e).

A projeção da linha de estados críticos no espaço (q, p') é linear e tem como equação:

$$q = M \cdot p' \quad (2.6.13)$$

Onde M é uma constante de fricção dada pela expressão 2.6.14 para compressão triaxial e pela expressão 2.6.15 para o caso de extensão triaxial.

$$M = \frac{6 \sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')} \quad (2.6.14)$$

$$M = \frac{6 \sin(\phi')}{3 + \sin(\phi')} \quad (2.6.15)$$

A projeção da linha de estados críticos no espaço (p', e) é paralela à reta virgem de compressão isotrópica, sendo dada pela expressão 2.6.16:

$$e = e_c - \lambda \ln(p') \quad (2.6.16)$$

onde e_c é o índice de vazios sobre a linha de estados críticos quando $p' = 1$. As equações 2.6.17 e 2.6.18 representam as superfícies de escoamento propostas para o Cam-Clay original e modificado, respectivamente. A figura 2.6.13 apresentam as duas superfícies no espaço (q, p') .

Figura 2.6.13 - Superfícies de escoamento para o Cam-Clay original e modificado.

$$f(p', q) = p' \ln \left(\frac{p_o^*}{p'} \right) - \frac{q}{M} = 0 \quad (2.6.17)$$

$$f(p', q) = p'^2 - p' p_o^* + \frac{q^2}{M^2} = 0 \quad (2.6.18)$$

p_o^* representa a tensão de pré-adensamento isotrópica do solo (utilizada na função de encruamento), obtida utilizando-se as equações 2.6.17 e 2.6.18 e fazendo-se $q = 0$. À medida que o solo sofre encruamento, p_o^* cresce a uma taxa dada pela equação 2.6.19.

$$\dot{p}_o^* = \left(\frac{1 + e_o}{\lambda - \kappa} \right) \dot{p}_o^* \dot{\epsilon}_v \quad (2.6.19)$$

Onde $\dot{\epsilon}_v^p$ é calculada usando uma lei de fluxo associada, em conjunto com as superfícies de escoamento das equações 2.6.18 e 2.6.17 para cada versão do modelo. Assim a linha de estados críticos não é uma superfície de escoamento ela própria, mas sim o término de todas as superfícies de escoamento em evolução (durante um processo de encruamento), já que sobre a CSL as superfícies de escoamento possuem tangente horizontal, e em consequência, adotando-se fluxo associado, nenhum acréscimo de deformação volumétrica plástica pode ocorrer, o que implica, pela equação 2.6.19, em $\dot{p}_o = 0$. Os incrementos de deformação, devidos a quaisquer mudanças no estado de tensões no solo, podem ser calculados por meio das expressões a seguir:

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{1}{1+e} \left[(\lambda - \kappa) \frac{2\eta \dot{\eta}}{M^2 + \eta^2} + \lambda \frac{\dot{p}}{p} \right] \quad (2.6.20)$$

$$\dot{\epsilon}_v^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{1+e} \left[\frac{2\eta \dot{\eta}}{M^2 + \eta^2} + \frac{\dot{p}}{p} \right] \quad (2.6.21)$$

$$\dot{\epsilon}_s^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{1+e} \left(\frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \left[\frac{2\eta \dot{\eta}}{M^2 + \eta^2} + \frac{\dot{p}}{p} \right] \quad (2.6.22)$$

Onde $\eta = q/p$. Nesta formulação adotou-se que as deformações cisalhantes elásticas são nulas. Estas podem, contudo, serem obtidas pelo uso da equação 2.6.23:

$$\dot{\epsilon}_s^e = \frac{\dot{q}}{3G} \quad (2.6.23)$$

Limitações do modelo: O modelo do Cam-Clay modificado, tal como foi descrito anteriormente, foi desenvolvido para representar o comportamento do solo sob compressão triaxial. A extensão do modelo para extensão triaxial e carregamento em deformação plana foi descrita por Roscoe & Burland (1968) e bons resultados foram obtidos. Para complementares extensões da teoria para um caso

verdadeiramente triaxial de carregamento, o invariante de tensões q e o invariante de deformações ϵ_s , devem ser escritos conforme as expressões 2.6.3 e 2.6.4, já apresentadas anteriormente. Deve-se ressaltar contudo, que o Cam-Clay, tal como foi proposto, não leva em consideração a influência da tensão principal intermediária em sua formulação.

O modelo Cam-Clay modificado (e o original) foi desenvolvido para representar o comportamento de argilas levemente pré-adensadas, as quais apresentam encruamento positivo (diminuição de volume) durante a plastificação. O modelo tem apresentado diversas limitações na reprodução do comportamento de solos os quais tendem a apresentar comportamento do tipo “strain-softening”, como os solos altamente pré-adensados. O Cam-clay se comporta melhor para solos adensados isotropicamente, já que solos adensados em uma trajetória K_0 possuem uma superfície de escoamento centrada na linha K_0 , e não no eixo p' . Modelos os quais incluam encruamento cinemático em suas leis são mais adequados para tais casos.

Modelo elastoplástico de Lade - Um modelo elastoplástico para uma análise tridimensional do comportamento tensão deformação foi somente desenvolvido por Lade & Duncan (1975). A descrição analítica do modelo é baseada na plasticidade incremental com comportamento do tipo “work-hardening”. Uma lei de encruamento semi-empírica é incorporada na função de escoamento do modelo. As equações constitutivas resultantes correlacionam taxas de tensões efetivas com taxas de deformação. O modelo contém características essenciais do critério de ruptura de Mohr-coulomb, o que distingue este modelo de muitos outros modelos propostos para solos. Este, contudo, incorpora a influência da tensão principal intermediária de uma maneira consistente. Os parâmetros de resistência c' e ϕ' não aparecem de forma explícita na formulação da superfície última de resistência, ou na função de escoamento. O modelo foi desenvolvido para areias e solos coesivos normalmente consolidados e/ou remoldados e é em grande extensão uma combinação de invariantes de tensão. A superfície última de resistência, a qual permanece

estacionária durante carregamentos e descarregamentos, possui uma forma semelhante àquela obtida quando da aplicação do critério de ruptura de Mohr-coulomb (vide figuras 2.6.10 e 2.6.14). A descrição funcional da superfície, contudo, deriva da razão entre o cubo do primeiro invariante de tensões e o terceiro invariante (I_1^3/I_3), o que provém um prisma de cantos arredondados de uma maneira tal que este se encontra de acordo com evidências experimentais.

Figura 2.6.14 - Superfícies última de resistência e de plastificação segundo Lade (1977).

O modelo tem sofrido uma série de modificações entre elas citando-se superfícies de escoamento e última de resistência curvas e o uso de superfícies de plastificação e de potencial plástico as quais permitem o uso de leis de fluxo associadas e não associadas (Lade, 1977). Apesar do modelo ter sido desenvolvido para areias, os desenvolvimentos posteriores permitiram tratar com argilas normalmente adensadas de maneira igualmente satisfatória. Os resultados de testes para areias e argilas normalmente adensadas sugerem que as direções dos vetores de incrementos de deformação formam ângulos agudos com a superfície de resistência última no espaço das tensões principais ou no plano triaxial. Por outro lado, as projeções destes vetores sobre o plano octaédrico são perpendiculares à superfície última de resistência naquele plano. Estas observações auxiliam no entendimento do

modo pelo qual os incrementos de deformação plásticas são formulados. A componente de deformação plástica de um incremento de deformação é dividida em termos de deformações plásticas de colapso e deformações plásticas de expansão, as quais são modeladas separadamente (Ko & Sture, 1981).

A deformação plástica de expansão é descrita pela teoria da plasticidade convencional por meio de uma superfície de escoamento de expansão. Esta superfície pode ou não coincidir com a superfície de potencial plástico, o que por sua vez implica na adoção de leis de fluxo associadas ou não associadas. A figura 2.6.15 mostra uma ilustração esquemática do colapso elastoplástico e dos componentes de deformação plástica de expansão versus a diferença de tensões principais (q). O modelo é capaz de prever comportamento drenado e não drenado. No desenvolvimento do modelo as deformações plásticas são calculadas a partir da lei de Hook generalizada e o módulo de elasticidade de descarregamento é dado pela expressão 2.6.24, apresentada adiante.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (2.6.24)$$

O coeficiente de Poisson é geralmente assumido como constante, com $\nu \cong 0.2$ para areias e $\nu = f(IP)$ para argilas normalmente adensadas. A superfície última de resistência possui uma forma hexagonal-cônica curva, a qual foi introduzida para levar em conta o decréscimo de resistência observado para altos níveis de tensão. A superfície de resistência última é definida pela equação 2.6.25.

$$f_p = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^m \quad (2.6.25)$$

Faz-se ainda:

$$f_p = \eta_1 \quad (2.6.26)$$

As superfícies de escoamento possuem a mesma forma da superfície de resistência última. Esta é inicialmente centrada acima do eixo hidrostático e expande

isotropicamente com incrementos de tensão desviatória ou com incrementos na função de escoamento. O movimento da superfície de escoamento é independente da trajetória de tensões. A determinação da superfície de escoamento e sua função no desenvolvimento analítico do modelo não é uma decisão tomada *a priori*, em função de uma lei de fluxo associada. Esta é uma característica que difere o modelo de vários outros modelos elastoplásticos, dentre eles o Cam-Clay e o Cam-Clay modificado. A superfície de escoamento de expansão é dada pela equação 2.6.27. O parâmetro m é o responsável pela curvatura das superfícies de escoamento.

Figura 2.6.15 - Componentes de deformação do modelo de Lade (1977).

$$f_f = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^m \quad (2.6.27)$$

E sua última posição é dada pela expressão 2.6.28:

$$f_p = f_f = \eta_l \quad (2.6.28)$$

A função do potencial plástico é desenvolvida de modo independente da superfície de escoamento, através da observação da direção dos vetores de incremento de deformação plástica. Comparação entre as duas superfícies permitem

escolher uma lei de fluxo associada ou não. A superfície do potencial plástico de expansão é dada pela equação 2.6.29.

$$q_p = I_1^3 - \left(27 + \eta_2 \left(\frac{P_a}{I_1} \right)^m \right) I_3 \quad (2.6.29)$$

Onde η_2 é uma constante dependente do valor da função de escoamento para um ponto particular no espaço das tensões e da tensão confinante hidrostática. A relação entre os incrementos de deformação plástica de expansão e o potencial plástico é dada pela equação 2.6.30.

$$d\epsilon^p = d\lambda^p \frac{\partial g_p}{\partial T} \quad (2.6.30)$$

Dois parâmetros estão envolvidos na equação 2.6.30, a saber, η_2 e λ^p . λ^p determina o tamanho dos incrementos de deformação plástica, enquanto η_2 a suas direções. Uma outra superfície foi introduzida no modelo para o cálculo das deformações de colapso e controle da taxa de deformações plásticas volumétricas. Esta superfície (“cap”) é centrada no eixo hidrostático e intercepta-o em ângulos retos. Assume-se uma lei de fluxo associada para as deformações de colapso. A equação 2.6.31 representa a superfície de colapso plástico:

$$f_c = I_1^2 + 2I_2 \quad (2.6.31)$$

Incrementos de deformação de colapso são produzidos quando o valor de f_c aumenta. Já que deformações iguais são produzidas em um material isotrópico para compressão isotrópica, a superfície de escoamento e a superfície potencial produzem uma deformação igual neste estado, a qual é descrita pela equação 2.6.32, onde λ^c possui o mesmo significado que λ^p .

$$d\epsilon^p = d\lambda^c \frac{\partial f_c}{\partial T} \quad (2.6.32)$$

A descrição total dos incrementos de deformações de colapso é feita em conjunto com os diferenciais totais da superfície de escoamento, a condição de

consistência e a lei de Hooke. A versão anterior do modelo de Lade previa que somente deformações elásticas deveriam ocorrer durante descarregamento. Contudo, a introdução da superfície plástica de colapso e a curvatura na superfície de escoamento, proporcionada pelo parâmetro m , asseguram uma resposta não linear ao longo de tais trajetórias de tensões.

A figura 2.6.14 apresenta as superfícies plástica e plástica de colapso. Quando ocorrem incrementos de tensão octaédrica média e desviatória ambas as superfícies se movimentam, sendo que estas são unidas por pontos de tensão localizados na interseção destas. O vetor de incremento plástico de deformação de colapso e o vetor de incremento plástico de expansão são somados para dar o incremento de deformação plástica. Tais vetores são apresentados na figura 2.6.14.

O modelo de Lade é baseado em um encruamento isotrópico. Em consequência, não se deve esperar uma boa resposta deste modelo quando do estudo de materiais com anisotropia inerente ou induzida. O modelo tem se adequado a argilas pré-adensadas e areias compactas, as quais apresentam comportamento do tipo “strain-softening”. A matriz constitutiva obtida quando do uso de leis de fluxo não associadas não é simétrica, resultando em matrizes de rigidez global não simétricas, cuja resolução em conjunto com os vetores de força e deslocamento requer o uso de rotinas de cálculo especiais. O modelo de Lade tem apresentado bons resultados na modelagem do comportamento do solo encontrado em testes de laboratório em aspectos tais como a dependência da trajetória de tensões adotada, dilatação e a influência da tensão principal intermediária.

2.7 – Recentes avanços na modelagem de solos não saturados

2.7.1 - Introdução

Nos itens 2.4 e 2.5 desta revisão bibliográfica foram discutidas as principais influências da sucção matricial no comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento e deformabilidade, respectivamente. Neste item serão abordados alguns trabalhos existentes na literatura especializada, os quais tratam da expansão de modelos constitutivos elastoplásticos formulados para solos saturados (os quais foram apresentados no item 2.6), de modo a abranger a condição de não saturação do solo.

Pode-se dizer que, na grande maioria dos trabalhos apresentados, procura-se introduzir o efeito da sucção matricial no equacionamento dos modelos constitutivos propostos para solos saturados, seja pelo uso do conceito de variáveis de estado (Fredlund & Morgenstern, 1977) ou de equações como aquelas apresentadas por Bishop & Blight, (1963); Bishop & Donald, (1961)(a), (b) e Bishop & Henkel (1962), sem contudo apresentar grandes modificações nas características principais destes modelos, ou seja, procura-se sempre preservar a forma da superfície de escoamento e o tipo de lei de fluxo (se associada ou não) do modelo anterior.

Esta idéia talvez tenha sido motivada por resultados de ensaios triaxiais em solos, como aqueles publicados por Graham et al. (1983), figuras 2.6.7 e 2.6.11, onde se percebe claramente que a história de tensões prévia do solo influi somente no

tamanho das superfícies de escoamento obtidas, sem contudo modificar-lhes a forma ou a natureza da sua lei de fluxo.

2.7.2 - Recentes avanços na modelagem de solos não saturados

Alonso et al (1987) a partir do estudo de resultados de ensaios triaxiais e edométricos com sucção controlada, relatam diversas características similares de comportamento de solos não saturados, tanto do ponto de vista da resistência ao cisalhamento quanto do ponto de vista da deformabilidade. A partir daí, um modelo qualitativo é proposto para representação do comportamento tensão/deformação destes solos, o qual pode ser entendido como uma expansão do modelo Cam-Clay para os solos não saturados. Este modelo apresenta feições ou modos de movimentação (ampliação) da superfície de escoamento do solo com a sucção no espaço p, q , como mostra a figura 2.7.1.

Na figura 2.7.1 S1, S2 e S3 são superfícies de escoamento do solo para diferentes valores de sucção (S1 para $s = 0$), p_o^* é a tensão de pré-adensamento isotrópica do solo na condição saturada, p_o é a tensão de pré-adensamento isotrópica do solo para um dado valor de sucção, M é a inclinação da projeção da linha de estados críticos (CSL) e s é a sucção matricial.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - u_a \quad (2.7.1)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.7.2)$$

O espriamento das superfícies de escoamento mostradas na figura 2.7.1 com a sucção é devido basicamente a dois fatores: 1) O ganho de coesão do solo com a sucção (lado esquerdo) e 2) O aumento da tensão de pré-adensamento do solo com a sucção (lado direito). Na figura 2.7.2 são mostrados os elementos básicos do modelo para o espaço $(p;s)$. Nesta figura, duas novas superfícies de escoamento aparecem, a saber: SI e LC.

Figura 2.7.1 - Expansão das superfícies de escoamento do solo com a sucção. Alonso et al (1987)

Figura 2.7.2 - Superfícies de escoamento do solo no espaço p, s . Alonso et al (1987).

A superfície de escoamento SI representa o limite superior a partir do qual acréscimos de sucção irão provocar deformações plásticas no solo. Do mesmo modo, ao se atingir a superfície LC provoca-se deformações plásticas no solo, seja por diminuição no valor da sucção, seja por acréscimos de carga. Em outras palavras, a superfície de escoamento LC representa a variação da tensão de pré-adensamento do solo com a sucção. Assim, p_o^* representa a tensão de pré-adensamento do solo saturado e P_o representa a tensão de pré-adensamento do solo para um dado valor de sucção. Para o caso dos solos expansivos, uma superfície de escoamento complementar é necessária. Alonso et al. (1987) apresentam diversos modos de deslocamento das superfícies de escoamento SI e LC, para diferentes trajetórias de tensões.

Karube & Kato (1989) apresentam uma extensão do Cam-Clay para solos não saturados, a partir do critério de ruptura proposto por Karube et al. (1986):

$$q'_f = M' [p + f(s)] \quad (2.7.3)$$

$$\text{Onde } q'_f = q_f + p \left(\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_s} \right)_f \quad (2.7.4)$$

q'_f é tensão desviadora na ruptura e $f(s)$ é uma função que relaciona acréscimos na sucção a acréscimos em p . Combinando as equações 2.7.3 e 2.7.4 temos:

$$M' \left[\frac{p + f(s)}{p} \right] = \frac{q_f}{p} + \left(\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_s} \right)_f \quad (2.7.5)$$

Com o uso do Cam-Clay, a equação da energia acumulada para um solo não saturado poderia ser escrita da seguinte forma:

$$p \delta \varepsilon_v + q \delta \varepsilon_s = M' [p + f(s)] = q_f + p \delta \varepsilon_v^e \quad (2.7.6)$$

$$\text{O que nos dá: } M' \left[\frac{p + f(s)}{p} \right] = \frac{q}{p} + \left(\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_s} \right) \quad (2.7.7)$$

Onde $\delta \varepsilon_v^p = \delta \varepsilon_v - \delta \varepsilon_v^e$. Em um teste triaxial à p' constante temos $\delta \varepsilon_v^e = 0$, de modo que a equação 2.7.5 corresponde à equação 2.7.7 na ruptura. Admitindo-se uma lei de fluxo associada temos:

$$\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_s} = - \frac{\delta q}{\delta p} \quad (2.7.8)$$

combinando as equações 2.7.7 e 2.7.8 obtém-se:

$$\frac{\delta q}{\delta p} - \frac{q}{p} + M' \left[\frac{p + f(s)}{p} \right] = 0 \quad (2.7.9)$$

A integração da equação 2.7.9 resulta na definição de uma superfície de escoamento para $s = \text{constante}$:

$$\frac{q}{M' p_o} = -\frac{p}{p_o} \ln\left(\frac{p}{p_o}\right) + \frac{f(s)}{p_o} \left(1 - \frac{p}{p_o}\right) \quad (2.7.10)$$

A figura 2.7.3 ilustra a equação 2.7.10 em confronto com a equação proposta pelo Cam-Clay original para o caso saturado. Onde p_o é a abscissa da superfície de escoamento sobre o eixo p . p_o é também um ponto da superfície de escoamento no espaço (p,s) . Quando $f(s_p) > p_p$, onde s_p e p_p são tensões de pré-adensamento, os autores propõem as seguintes superfícies de escoamento no espaço (p,s) , baseados no modelo de Alonso et al. (1987):

Figura 2.7.3 - Superfície de escoamento para um solo não saturado em um plano com s constante. Karube & Kato, (1989).

$$s = s_p \quad (2.7.11)$$

$$p = f(s_p)(1 - b) + f(s)b \quad (2.7.12)$$

Onde b é a cotangente da superfície de escoamento inicial. As superfícies de escoamento posteriores devem coincidir com os contornos de ε_v^p , já que a deformação volumétrica plástica induzida em uma região elastoplástica não sofre influência do estado de tensões. A deformação volumétrica plástica é dada pela expressão 2.7.13, apresentada adiante:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \ln[p + f(s)] - Q(s) \quad (2.7.13)$$

Onde $Q(s)$ é uma função arbitrária de s . Assumindo-se que $\varepsilon_v^p = 0$ para a superfície de escoamento inicial (equação 2.7.12), a equação 2.7.13 torna-se:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \ln \left[\frac{p + f(s)}{(1+b)f(s) + (1-b)f(s_p)} \right] \quad (2.7.14)$$

Escrevendo-se a equação 2.7.14 em termos de p ficamos com:

$$p = \left[(1+b) \exp \left(\frac{1+e}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right) - 1 \right] f(s) + \left[(1-b) \exp \left(\frac{1+e}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right) \right] f(s_p) \quad (2.7.15)$$

Quando a sucção é levada de s_p até s'_p , a superfície de escoamento irá se mover para uma nova posição dada por:

$$p = \left[(1+b) \exp \left(\frac{1+e}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right) - 1 \right] f(s) + \left[(1-b) \exp \left(\frac{1+e}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right) \right] f(s'_p) \quad (2.7.16)$$

A figura 2.7.4 ilustra algumas formas de movimentação das superfícies de escoamento no espaço (p, s)

**Figura 2.7.4 - (a) Superfície de escoamento inicial no espaço $(p, f(s))$.
(b) Superfície de escoamento final. Karube & Kato (1989).**

Conforme visto anteriormente, um contorno de deformação volumétrica plástica deve coincidir com a superfície de escoamento. Em consequência, a deformação volumétrica plástica no plano (q, p) pode ser definida utilizando-se o valor de p_0 da equação 2.7.10 dentro da equação 2.7.15. O valor de p_0 , contudo, não pode ser isolado na equação 2.7.10, de modo que a seguinte equação aproximada é proposta:

$$\ln[p_o + f(s)] = \alpha \left[x' - \frac{x'^2}{2} \right] + \frac{x'^2}{2} + \ln[p + f(s)] \quad (2.7.17)$$

$$\text{onde } \alpha' = \frac{p}{p + f(s)} \quad (2.7.18) \text{ e } x' = \frac{q}{M'[p + f(s)]} \quad (2.7.19)$$

Deste modo, uma equação aproximada para a deformação volumétrica torna-se:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\alpha \left(x' - \frac{x'^2}{2} \right) + \frac{x'^2}{2} + \frac{p + f(s)}{(1+b)f(s) + (1-b)f(s_p)} \right] \quad (2.7.20)$$

E a deformação cisalhante, admitindo-se uma lei de fluxo associada, é dada pela equação 2.7.21:

$$d\varepsilon_s = \frac{\alpha}{M'(1-x')} d\varepsilon_v^p \quad (2.7.21)$$

Alonso et al. (1990), baseados no modelo qualitativo proposto por Alonso et al. (1987), apresentam um desenvolvimento matemático para a extensão do Cam Clay para os solos não saturados. A figura 2.7.5 (a e b) ilustra a idéia básica para formulação matemática da expansão do Cam Clay no espaço (p;s), proposta por Alonso et al. (1990). Nesta figura, dois corpos de prova, idênticos, um saturado e outro submetido a um determinado valor de sucção (mantido fixo durante o carregamento) são carregados. O corpo de prova não saturado é carregado até um dado valor de sobrecarga p_o (ponto 1). A partir deste ponto, o mesmo sofre um processo de descarregamento à sucção constante, alcançando o valor de sobrecarga p_o^* (ponto 2). O corpo de prova não saturado é então umedecido, mantendo-se o valor de p igual a p_o^* , de modo que o mesmo apresenta um certo valor de expansão, alcançando o ponto 3. O corpo de prova saturado é carregado até o valor de p_o^* , em seu trecho virgem, alcançando também o ponto 3. O volume específico final dos dois corpos de prova é o mesmo e pode ser obtido por uma das duas expressões a seguir.

$$v_f = N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{p_o}{p^c} \right) + \kappa \ln \left(\frac{p_o}{p_o^*} \right) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_a}{p_a} \right) \quad (2.7.22)$$

$$v_f = N(0) - \lambda(0) \ln \left(\frac{p_o}{p^c} \right) \quad (2.7.23)$$

Figura 2.7.5 - Idéia básica para expansão do Cam Clay para os solos não saturados, segundo Alonso et al. (1990). (a) - Vista no espaço p, v e (b) - Vista no espaço (p, s) .

É importante se observar que tanto p_o quanto p_o^* se situam sobre a superfície de escoamento do solo. Deste modo, admitindo-se a diferença entre $N(0)$ e $N(s)$ como decorrente somente da implantação da sucção no corpo de prova não saturado, e que o valor de sucção adotado não ultrapasse o valor que define SI, temos:

$$N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_a}{p_a} \right) \quad (2.7.24)$$

Igualando os valores de v_f obtém-se finalmente uma equação para representar a superfície de escoamento LC do solo:

$$\left(\frac{p_o}{p^c}\right) = \left(\frac{p_o^*}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (2.7.25)$$

Onde p_{at} é a pressão atmosférica, v é o volume específico, igual a $1 + e$, e é o índice de vazios e p^c é uma tensão de referência.

$N(s)$ e $N(0)$ são volumes específicos em $p=p^c$, para um dado valor de sucção e para a condição saturada, respectivamente, $\lambda(s)$ e $\lambda(0)$ são parâmetros de rigidez do solo associados à mudanças em p , para estados de carregamento virgens do solo, para um dado valor de sucção e para o solo saturado, respectivamente.

k e k_s são parâmetros de rigidez elástica associados à mudanças em p e em s , respectivamente e λ_s é um parâmetro de rigidez associado à mudanças em s , para o trecho virgem de carregamento.

Ainda segundo Alonso et al. (1990) a Equação 2.7.26 mostrada adiante pode ser utilizada na representação do comportamento da rigidez relativa à p com a sucção:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r) \exp(-\beta s) + r \right] \quad (2.7.26)$$

Onde β é um parâmetro que reflete a rapidez com $\lambda(s)$ tende a seu valor mínimo e r é o valor mínimo valor da razão $\lambda(s)/\lambda(0)$, obtido fazendo-se $s \rightarrow \infty$. Obtendo-se valores apropriados para β e r , é possível correlacionar-se prontamente, para cada valor de s um valor de $\lambda(s)$ correspondente. Entrando-se com os valores de $\lambda(0)$, p^c , k e $\lambda(s)$, (este último calculado pela equação 2.7.26), na equação 2.7.25, fica definida a superfície de escoamento LC do solo.

A seguir são relacionadas as leis de endurecimento utilizadas no modelo e as equações utilizadas no cálculo das deformações:

Incremento de def. volumétrica elástica induzido por mudanças em p:

$$d\varepsilon_{vp}^e = d\varepsilon_{vp} = \frac{\kappa dp}{\nu p} \quad (2.7.27)$$

Incremento de def. volumétrica total induzido por mudanças em p:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s) dp_o}{\nu p_o} \quad (2.7.28)$$

Incremento de def. volumétrica plástica induzido por mudanças em p:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{(\lambda(s) - \kappa) dp_o}{\nu p_o} \quad (2.7.29)$$

Da análise da Equação 2.7.25 vê-se que $d\varepsilon_{vp}^p$ pode ser calculado como na equação 2.7.30:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{(\lambda(0) - \kappa) dp_o^*}{\nu p_o^*} \quad (2.7.30)$$

Incremento de def. volumétrica elástica induzido por mudanças em s:

$$d\varepsilon_{vs}^e = d\varepsilon_{vs} = \frac{\kappa_s ds}{\nu(s + p_{at})} \quad (2.7.31)$$

Incremento de def. volumétrica total induzido por mudanças em s:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s ds_o}{\nu(s_o + p_{at})} \quad (2.7.32)$$

Incremento de def. volumétrica plástica induzido por mudanças em s:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{(\lambda_s - \kappa_s) ds_o}{\nu(s_o + p_{at})} \quad (2.7.33)$$

Incremento de def. cisalhante elástica induzido por mudanças em q:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (2.7.34)$$

As equações 2.7.29 e 2.7.30 podem ser usadas para prever a movimentação da superfície de escoamento LC com o avanço da plastificação. Para que LC se torne cada vez mais inclinada com a plastificação do solo, é necessário que a cada $d\varepsilon_{vp}^p$ tenha-se $dp_o^* > dp_o$, para qualquer valor de s. Conforme relatado por Machado & Vilar (1997), para que o modelo de Alonso et al. (1990) previsse o

comportamento de solos os quais apresentam um máximo de colapso, seria necessário que a superfície de escoamento LC se tornasse menos inclinada no princípio do processo de plastificação, passando a se apresentar mais inclinada a partir de um certo ponto (ponto de colapso máximo). Mostra-se contudo, que a superfície de escoamento LC tende a torna-se cada vez menos inclinada, prevenindo colapsos (para valores de s constantes) sempre crescentes com o nível de carregamento, o que não é observado na maioria dos solos colapsíveis brasileiros. A figura 2.7.6 ilustra, de modo qualitativo, o movimento da superfície LC promovido pelos solos brasileiros. Igualando-se as equações 2.7.29 e 2.7.30 obtém-se:

$$dp_o^* = \left[\left(\frac{p_o^*}{p_o} \right) \left(\frac{\lambda(s) - \kappa}{\lambda(0) - \kappa} \right) \right] dp_o \quad (2.7.35)$$

Figura 2.7.6 - (a) Comportamento volumétrico apresentado por solos Brasileiros. (b) Comportamento da superfície de escoamento LC para estes solos.

Como a parte entre colchetes na equação 2.7.35 é sempre menor do que a unidade ($p_o^* < p_o$ e $\lambda(s) < \lambda(0)$), tem-se que $dp_o^* < dp_o$, ou seja, a superfície LC torna-se cada vez menos inclinada com a plastificação do solo, resultando em valores de colapso sempre crescentes com a sobrecarga, o que, de início, sugere que o modelo não deve representar adequadamente solos com as características atrás comentadas.

A figura 2.7.7 ilustra duas superfícies de escoamento previstas pelo modelo de Alonso et al. (1990). Nesta figura, p_s representa o alargamento da superfície de escoamento do solo devido ao seu ganho de coesão. Segundo Alonso et al. (1990), o valor de p_s pode ser calculado com o uso da equação 2.7.36 apresentada adiante.

$$p_s = -ks \quad (2.7.36), \text{ onde } k \text{ é uma constante de proporcionalidade.}$$

Figura 2.7.7 - Expansão das superfícies de escoamento do solo com a sucção. Alonso et al (1990).

Conforme discutido no item 2.4, o uso de um ajuste linear entre p_s e s consiste apenas em uma estimativa, já que o intercepto de coesão do solo tende a variar de maneira assintótica com a sucção matricial. As equações 2.7.37 e 2.7.38 apresentam a superfície de escoamento e a lei de fluxo adotadas para um dado valor de sucção, respectivamente.

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (2.7.37)$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_o)} \quad (2.7.38)$$

Onde $\alpha = 1$ para o caso de uma lei de fluxo associada. Uma outra maneira de determinar α é escolhê-lo de forma que para uma trajetória de compressão confinada, a lei de fluxo preveja deformações laterais nulas. Pode-se ainda fazer uma analogia entre os modelos propostos por Karube & Kato (1989) e Alonso et al. (1990) e as propostas para tensão efetiva de Bishop e Fredlund: As superfícies de escoamento propostas por Karube et al. (1989) incorporam dentro de sua formulação uma função $f(s)$ a qual fornece incrementos de tensão efetiva devidos à incrementos em s , de modo análogo ao princípio das tensões efetivas para os solos não saturados proposto por Bishop. O modelo de Alonso et al. (1990), contudo, trata da extensão do Cam-Clay para os solos não saturados, utilizando para isto o conceito de variáveis de estado, conforme proposto por Fredlund.

Gens & Alonso (1992) introduzem uma nova superfície de escoamento, à esquerda de LC (superfície NL) para representação do comportamento volumétrico de solos expansivos. O modelo é baseado na divisão das deformações de expansão em duas parcelas, a saber, uma deformação a nível microestrutural onde ocorre a expansão dos minerais de alta atividade e uma expansão a nível macroestrutural, onde ocorrem rearranjos estruturais do solo. A superfície de escoamento NL é formulada adotando-se hipóteses simples de interdependência entre os dois níveis de expansão mencionados anteriormente. Balmaceda et al. (1992) apresentam algumas mudanças no modelo proposto por Alonso et al. (1990) de modo que este passe a reproduzir o

comportamento de solos apresentando um máximo de colapso. Os autores utilizam nesta nova versão do modelo de Alonso et al. (1990) as mesmas equações para a superfície de escoamento do solo e lei de fluxo (equações 2.7.37 e 2.7.38). No caso da equação 2.7.38, o parâmetro α deve ser definido de modo que na interseção de uma linha de carregamento K_0 com a superfície de escoamento tenhamos deformações radiais nulas. Admitindo-se $K_0 = 1 - \sin\phi'$, a expressão para obtenção de α fica:

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \quad (2.7.39)$$

Para a superfície de escoamento LC do solo os autores propõem a seguinte equação:

$$p_o = (p_o^* - p_c) + p_c \left[(1-m)e^{-\alpha_b s} + m \right] \quad (2.7.40)$$

Onde α_b é um parâmetro o qual controla a forma da superfície de escoamento LC e “m” é uma função de p_o^* , a qual é relacionada com a diferença entre p_o para valores de sucção infinitos e p_o^* , sendo sempre superior a 1 (equação 2.7.41).

$$m = 1 + \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} (p_o^* - p_c) e^{\frac{\zeta_x - p_o^*}{\zeta_x - p_c}} \quad (2.7.41)$$

Pode-se perceber que a função $m(p_o^*)$ controla o valor do colapso máximo assim como o valor de p_o^* para o qual este ocorre. A função $m(p_o^*)$ deve obedecer as seguintes condições de contorno: (a) - quando $p_o^* = p_c$, $m=1$, (b) - para altos valores de p_o^* , $m=1$ e (c) - $m(p_o^*)$ apresenta um pico para $p_o^* = \zeta_x$, $m = \zeta_y$.

Os valores de ζ_x e ζ_y devem ser escolhidos observando-se o comportamento do solo, ou em ensaios realizados com umedecimento paulatino da amostra ou em ensaios realizados com controle de sucção, conservando-se o valor da sucção constante durante o ensaio.

As equações 2.7.42 a 2.7.44 representam as leis de endurecimento adotadas pelo modelo.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{(\lambda_b(0) - \kappa_b) dp_o^*}{p_o^*} \quad (2.7.42)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{(\lambda_{bs} - \kappa_{bs}) ds_o}{(s_o + p_a)} \quad (2.7.43)$$

$$d\varepsilon_v^c = d\varepsilon_v = \frac{\kappa_{bs} ds_o}{(s_o + p_a)} + \frac{\kappa_b dp_o}{p_o} \quad (2.7.44)$$

A deformação cisalhante plástica é calculada utilizando-se a equação 2.7.34. As equações 2.7.42 e 2.7.43 são as mesmas equações 2.7.30 e 2.7.33 exceto que nestas o segundo termo foi multiplicado por v . Deste modo, as equações 2.7.42, 2.7.43 e 2.7.44 prevêem uma relação hiperbólica entre índice de vazios e tensão (ou sucção) e não mais uma relação logarítmica. Esta mudança evita a previsão de volumes específicos negativos (e não de índice de índices vazios negativos, como apresentado em Balmaceda et al., 1992). Deve-se notar contudo, que o uso de uma relação logarítmica entre v e $(p - u_a)$ pode ser utilizada para os estados de tensão normalmente observados em campo. Além dito estas relações (representadas pelas equações 2.7.30 e 2.7.33), têm ampla difusão no meio geotécnico, tornando o seu entendimento e interpretação mais imediatos.

O uso de uma equação para a superfície de escoamento desvinculada do comportamento da função $\lambda_b(s)$ elimina os problemas relatados anteriormente na representação do comportamento volumétrico de solos exibindo um máximo de colapso. Além disto, o uso da equação 2.7.40 elimina a necessidade da definição de uma função $\lambda_b(s)$, podendo as deformações volumétricas do solo ser calculadas com o uso da equação 2.7.30 (ou 2.7.42). Para tanto, deve-se poder relacionar acréscimos em p_o com acréscimos em p_o^* . Isto é feito substituindo-se a equação 2.7.41 na equação 2.7.40 e derivando-se p_o em relação a p_o^* . Com este procedimento obtém-se:

$$\frac{\partial p_o}{\partial p_o^*} = 1 + p_c \left(1 - e^{-\alpha_b s}\right) \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} e^{\frac{\zeta_x - p_o^*}{\zeta_x - p_c}} \left[1 - \frac{p_o^* - p_c}{\zeta_x - p_c}\right] \quad (2.7.45)$$

Da equação 2.7.45 nota-se que para valores de p_o^* superiores a ζ_x , temos $\partial p_o / \partial p_o^* < 1$, ou seja a partir de $p_o^* = \zeta_x$ temos superfícies de escoamento LC cada vez mais inclinadas. Com o uso da equação 2.7.45 e da equação 2.7.40 e utilizando-se somente valores de $\lambda_b(0)$ é então possível obter-se um comportamento volumétrico do solo tal qual ilustrado na figura 2.7.6.

Os valores de α^b , p_c , ζ_x e ζ_y devem ser escolhidos de modo que as superfícies de escoamento LC não se cruzem. Para que esta condição seja atendida tem-se que $\partial p_o^\infty / \partial p_o^* \geq 0$. Onde p_o^∞ é a tensão de pré-adensamento máxima, obtida para $s \rightarrow \infty$. Para que esta condição seja atendida a equação 2.7.45 torna-se:

$$\frac{\partial p_o^\infty}{\partial p_o^*} = 1 + p_c \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} e^{\frac{\zeta_x - p_o^*}{\zeta_x - p_c}} \left[1 - \frac{p_o^* - p_c}{\zeta_x - p_c}\right] \geq 0 \quad (2.7.46)$$

Os parâmetros utilizados nas leis de encruamento do modelo proposto por Bamaceda et al. (1992) (λ_b e λ_{bs} , κ_b e κ_{bs}) têm significados análogos aos parâmetros utilizados na mecânica dos solos dos estados críticos, sendo contudo definidos conforme a equação 2.7.47, apresentada em Balmaceda et al. (1991), para o caso do parâmetro λ_b .

$$\lambda_b = \frac{\ln\left(\frac{v_i}{v_f}\right)}{\ln\left(\frac{p_f}{p_i}\right)} \quad (2.7.47)$$

Segundo Wheeler (1996), os modelos elastoplásticos propostos para solos não saturados não provêem informações sobre a variação da umidade ou grau de saturação do solo. Estes modelos não podem, por consequência, ser usados na previsão de um comportamento não drenado, quando a variação da sucção é determinada pelo requerimento de que a umidade permaneça constante. Sem informações sobre S_r ou w , os modelos elastoplásticos propostos não podem ser

usados de problemas que envolvam fluxo e deformação acoplados. Para prever mudanças na sucção causadas em p e q é necessário incluir relações dentro dos modelos elastoplásticos, correlacionando mudanças na umidade à trajetória de tensões. Segundo Wheeler (1996), a maioria dos autores assumem uma relação única entre w ou S_r e a sucção (curva característica de sucção do solo). Um avanço em tal hipótese consiste em assumir uma superfície de estado correlacionando p , w ou S_r e s . Alguns autores como Josa (1988), contudo, apresentam claras evidências de que mudanças irreversíveis em S_r podem ocorrer caso os valores de p ou s sejam levados além de determinados limites.

Wheeler (1996) incorporam o parâmetro v_w (umidade específica), definido pela equação 2.7.48, dentro do modelo elastoplástico proposto por Wheeler & Sivakumar (1995) para resolução de problemas com fluxo e deformação associados.

$$v_w = 1 + S_r e = 1 + w G_s \quad (2.7.48)$$

Onde G_s é a densidade relativa das partículas sólidas. Pode-se notar que o parâmetro v_w tende a se aproximar do volume específico (v) quando o solo tende a saturação. O modelo proposto por Wheeler & Sivakumar (1995) apresenta grandes semelhanças com o modelo de Alonso et al. (1990). Neste modelo, as deformações elásticas e volumétricas plásticas são calculadas da mesma forma que em Alonso et al. (1990), enquanto que a posição da linha de estados crítico (suas projeções nos planos (q,p) e (p,v)) é dada pelas equações 2.7.49 e 2.7.50, apresentadas adiante:

$$q = M(s)p_x + \mu(s) \quad (2.7.49)$$

$$v = T(s) - \psi(s) \ln\left(\frac{p_x}{p_{at}}\right) \quad (2.7.50)$$

Onde p_x é o valor de p na interseção da superfície de escoamento com a projeção da linha de estados críticos no espaço (q,p) e os parâmetros $M(s)$, $T(s)$, $\psi(s)$ e $\mu(s)$ são funções da sucção matricial ilustradas na figura 2.7.8. A superfície de escoamento é dada pela equação 2.7.51, apresentada a seguir:

$$q^2 - M_*^2(p + p_o - 2p_x)(p_o - p) = 0 \quad (2.7.51)$$

$$\text{Onde } M_* = \left[\frac{M(s)p_x + \mu(s)}{p_o - p_x} \right] \quad (2.7.52)$$

As deformações plásticas de cisalhamento são calculadas assumindo uma lei de fluxo associada. O modelo proposto por Wheeler & Savakumar (1995) apresentou bons resultados na previsão do comportamento de um kaolin compactado submetido a ensaios triaxiais em trajetórias múltiplas, utilizando uma lei de fluxo associada (Zacaria et al., 1995). As hipóteses de superfície de escoamento elíptica e lei de fluxo associada, contudo, provavelmente não são atendidas quando do estudo de solos não saturados com história de tensões e/ou estrutura fortemente anisotrópicas, como relatado por Cui et al. (1995) e Cui & Delage (1996).

Figura 2.7.8 - Modelo elastoplástico proposto por Wheeler & Sivakumar (1995).

Cui & Delage (1996) realizaram uma série de ensaios triaxiais com σ_3 e $\eta(q/p)$ constantes, em um silte compactado estaticamente em laboratório, sendo que particular importância foi dada às deformações volumétricas sofridas pelo corpo de prova durante o cisalhamento. Algumas similaridades entre o comportamento de solos não saturados compactados e naturais foram mostradas, como a forma elíptica inclinada (centrada na linha de compressão confinada) obtida para a superfície de escoamento, resultado do estado de tensões anisotrópico induzido durante a compactação. A direção dos vetores de incrementos de deformação plástica se mostrou quase que independente da sucção, sendo utilizada uma função de potencial plástico hiperbólica (fluxo não associado).

Uma comparação entre as superfícies de escoamento mostrou dificuldades na obtenção de uma família de curvas de escoamento que se adequa-se bem a todos os valores de sucção utilizados, principalmente porque o parâmetro M_k utilizado na modelagem, e definido adiante, não foi totalmente independente da sucção. Cui & Delage (1996) definiram o parâmetro M_k como a relação (p_k/p_o) , onde p_k é a projeção da interseção da superfície de escoamento com a linha de compressão confinada no eixo de p e p_o é a interseção da superfície de escoamento com o próprio eixo p . A figura 2.7.9 apresenta curvas de escoamento teóricas e experimentais obtidas com o uso de dois valores de M_k (1.85 e 2.1).

Figura 2.7.9 - Superfícies de escoamento teóricas e pontos de escoamento experimentais. (a) - $M_k = 1.85$ e (b) - $M_k = 2.1$. Cui & Delage (1996).

Conforme se pode notar desta figura, superfícies de escoamento com valor de $M_k = 1.85$ se adequam bem aos resultados obtidos com valores de sucção entre 200 e 800 kPa, ao passo que as superfícies de escoamento com $M_k = 2.1$ se adequam melhor aos resultados obtidos com valores de sucção entre 400 e 1500 kPa. Um outro problema detectado por Cui & Delage (1996) diz respeito aos pontos de escoamento obtidos para baixos valores de tensão confinante, para os quais os efeitos do pré-adensamento induzidos durante a compactação são mais pronunciados.

A figura 2.7.10 apresenta uma comparação entre as curvas tensão/deformação obtidas em ensaios triaxiais com $\sigma_3 = 200$ kPa e $s = 400$ e 800 kPa. A boa previsão das deformações volumétricas obtidas pode ser atribuída à função do potencial plástico utilizada (lei de fluxo não associada), similar àquela deduzida por Nova & Wood (1979), para representação do comportamento de areias. Cui & Delage (1996) adotam a proposta de Alonso et al. (1990) para expansão das superfícies de escoamento LC e SI no espaço (p, s)

Figura 2.7.10 - Curvas tensão/deformação teóricas e experimentais. Cui & Delage. (1996).

Bolzon et al. (1996) investigaram o comportamento elastoplástico de solos não saturados a partir do modelo elastoplástico proposto por Pastor et al. (1990), pela introdução da equação de Bishop para tensão efetiva em solos não saturados e de superfícies de escoamento como aquelas propostas por Alonso et al.

(1990). A simples introdução da equação de Bishop no modelo de Pastor et al. (1990) permite que mudanças de volume sejam obtidas por variações na sucção, mas os resultados obtidos não apresentam uma boa concordância com resultados experimentais. Em particular, a dependência da compressibilidade do solo com a sucção não é reproduzida adequadamente; a tensão isotrópica de pré-adensamento é prevista decrescente com a sucção, o que vai contra observações experimentais. Com a introdução de uma superfície de escoamento no espaço $(p;s)$ análoga àquela proposta por Alonso et al. (1990), utilizando-se neste caso o princípio das tensões efetivas de Bishop, estas dificuldades são superadas e o modelo passa a apresentar resultados significativos. As equações 2.7.53 e 2.7.54 reproduzem as superfícies de escoamento e de potencial plástico propostas por Pastor et al. (1990):

$$f = q - M_f p' \left(1 + \frac{1}{c} \right) \left[1 - \left(\frac{p'}{p_o} \right)^c \right] \quad (2.7.53)$$

$$g = q - M_g p' \left(1 + \frac{1}{c} \right) \left[1 - \left(\frac{p'}{p_g} \right)^c \right] \quad (2.7.54)$$

Onde o parâmetro c governa a forma das funções de plastificação e de potencial plástico e M_f e M_g são parâmetros constitutivos do material. M_f é a inclinação da projeção da linha de estados críticos no plano $(q;p')$. A figura 2.7.11 reproduz superfícies de escoamento previstas pela equação 2.7.53 para $c = 1$.

Figura 2.7.11 - Superfícies de escoamento no espaço (q,p') para $c = 1$ e $M_f = 1$.

As equações 2.7.55 e 2.7.56 representam a lei de endurecimento do material.

$$\frac{\partial p_o}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{1+e}{\lambda-\kappa} p_o \quad (2.7.55)$$

$$\frac{\partial p_o}{\partial \xi} = \beta_o \beta_1 \exp(-\beta_o \xi), \quad \xi = \int |\varepsilon_s^p| \quad (2.7.56)$$

Onde β_o e β_1 são constantes do material e ξ é a deformação cisalhante plástica acumulada. Como pode-se observar, caso β_o e β_1 sejam não nulos, há a possibilidade de encruamento devido à deformações cisalhantes plásticas. Os incrementos de deformação volumétrica elástica e plástica são dados pelas equações 2.7.57 e 2.7.58.

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa dp'}{vp'} \quad (2.7.57)$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{dp'}{H_o p'} \quad H_o = \frac{v}{\lambda - \kappa} \quad (2.7.58)$$

A inclusão da equação da tensão efetiva de Bishop para solos não saturados é feita adotando-se ($\chi = Sr$), conforme também adotado por Öberg & Sällfors (1995). Após a inclusão da proposta de tensão efetiva para solos não saturados de Bishop, as equações 2.7.53, 2.7.57 e 2.7.58 tornam-se:

$$f = q - 2M_f \left[p - u_a + Sr \cdot s - \left(\frac{p - u_a + Sr \cdot s}{p_o} \right)^2 \right] \quad (2.7.59)$$

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa d(p - u_a + Sr \cdot s)}{v(p - u_a + Sr \cdot s)} \quad (2.7.60)$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{d(p_o - u_a + Sr \cdot s)}{H_o(p_o - u_a + Sr \cdot s)} \quad (2.7.61)$$

A representação da equação 2.7.59 para o caso de M_f e p_o unitários, para diversos valores de sucção, é dada na figura 2.7.12, onde se pode observar que a

tensão de pré-adensamento isotrópica decresce com a sucção, o que é justamente o contrário do observado a partir de resultados experimentais.

Esta falha do modelo é corrigida adotando-se para p_o a mesma forma de variação com a sucção proposta por Alonso et al. (1990) e já apresentada na equação 2.7.25. Na equação 2.7.62, contudo p'_o , p'^c e p'^*_o são dados em termos da proposta de tensão efetiva de Bishop.

$$\left(\frac{p'_o}{p'^c} \right) = \left(\frac{p'^*_o}{p'^c} \right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (2.7.62)$$

Após esta modificação, a equação 2.7.59 é rescrita como a equação 2.7.63, onde $p_o(s)$ é dada pela equação 2.7.62. A figura 2.7.13 representa as superfícies de escoamento previstas pela equação 2.7.63.

$$f = q - 2M_f \left[p - u_a + Sr \cdot s - \left(\frac{p - u_a + Sr \cdot s}{p_o(s)} \right)^2 \right] \quad (2.7.63)$$

Figura 2.7.12 - Representação paramétrica das superfícies de escoamento previstas pela equação 2.7.59, para três valores de sucção.

Figura 2.7.13 - Representação paramétrica no espaço (q, p', s) das superfícies de escoamento previstas pela equação 2.7.61, após a mudança introduzida pela equação 2.7.60.

O uso de um H_o constante com a sucção na equação 2.7.61 induz a previsão de colapsos sempre crescentes com o carregamento (para um dado valor de sucção), o que também não é observado experimentalmente, principalmente em se tratando de solos com altos índices de vazios. Bolzon et al. (1996) propõem então o uso da equação 2.7.64 para representar a variação de H_o com a sucção e a tensão média octaédrica, p' .

$$H(s, p) = H_o \{1 + [a_1 \exp(-p') - a_2]s\} \quad (2.7.64)$$

Onde a_1 e a_2 são constantes do solo e H_o é a rigidez do solo saturado. Deste modo, a equação 2.7.55 torna-se:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{d(p_o - u_a + Sr \cdot s)}{H(s, p)(p_o - u_a + Sr \cdot s)} \quad (2.7.65)$$

A figura 2.7.14 apresenta as variações das deformações volumétricas por colapso, com a sobrecarga, para três valores de sucção. Conforme pode-se observar desta figura, o uso de um parâmetro a_1 não nulo possibilita a reprodução do comportamento de solos os quais apresentam um valor de colapso máximo.

Figura 2.7.14 - Colapso do solo apresentado em função da tensão efetiva de Bishop, conforme a equação 2.7.63. (a) - $a_1 = 1.67 \text{ Mpa}^{-1}$ e $a_2 = 1 \text{ Mpa}^{-1}$; (b) - $a_1 = 3.31 \text{ Mpa}^{-1}$ e $a_2 = 2 \text{ Mpa}^{-1}$ e (c) - $a_1 = 0.83 \text{ Mpa}^{-1}$ e $a_2 = 0.5 \text{ Mpa}^{-1}$.

Na figura 2.7.14 as deformações volumétricas de colapso são obtidas mediante o uso da equação 2.7.65. Nesta equação, os decréscimos de sucção provocam ao mesmo tempo uma diminuição em p' e uma diminuição no valor de "H". Pode-se mostrar que o valor para o qual se obtém um colapso máximo é dado pela equação 2.7.66, apresentada adiante, onde a_1 e a_2 são os parâmetros apresentados na equação 2.7.64.

$$p' / \Delta v_{\max} = \ln \left(\frac{a_1}{a_2} \right) \quad (2.7.66)$$

A figura 2.7.15 apresenta o uso do modelo de Bolzon et al. (1996) na previsão dos resultados apresentados por Escario & Sáez (1973). Conforme pode-se observar desta figura um bom ajuste entre dados experimentais e previstos é obtido.

Algumas considerações podem ser feitas acerca dos modelos constitutivos propostos para solos não saturados, alguns dos quais estão apresentados neste trabalho.

1) – A maioria dos modelos apresentados utilizam como equação para a superfície de escoamento LC aquela proposta por Alonso et al. (1990) (equação

2.7.25). Esta equação embora tenha sido derivada de um procedimento teórico rigoroso, possui a desvantagem de ter a sua forma atrelada aos valores de $\lambda(s)$. Assim, o uso de uma função de $\lambda(s)$ na qual o valor de λ aumente com a sucção conduz a valores de tensão de pré-adensamento decrescentes com a medida em que a sucção matricial aumenta, o que é totalmente contrário às evidências experimentais. A equação 2.7.40 proposta por Balmaceda et al. (1992) para representar as superfícies de escoamento LC do solo parece se adequar melhor aos resultados experimentais apresentados na literatura.

Figura 2.7.15 - Variação do volume específico em função da sucção para mudanças na sucção para valores de $(p - u_a)$ constantes. Resultados previstos por Bolzon et al. (1996) e resultados experimentais de Escario & Sáez (1973).

2) O uso da equação 2.7.64 para representação da função $\lambda(s)$ permite que se obtenha valores de $\lambda(s) > \lambda(0)$, para altos valores de p' . O uso da equação 2.7.64 em conjunto com a proposta de uso da equação 2.7.62 para representar a superfície de escoamento LC, conduz, contudo, aos mesmos problemas relatados no

item anterior. Além disto, a equação 2.7.64 adota valores de λ os quais são função não só da sucção, mas do próprio valor de p' . Isto nos levaria a uma movimentação na superfície de escoamento LC, mesmo se os estados de tensões considerados se situassem dentro da zona de comportamento elástico do material.

3) Para valores de $(p-u_a)$ muito altos, o uso de valores de $\lambda(s) > \lambda(0)$ nos levaria a uma situação em que o solo não saturado, para um mesmo valor de $(p-u_a)$ poderia apresentar índices de vazios menores do que o solo saturado. Os valores de $(p-u_a)$ necessários para que isto ocorra, contudo, são bastante altos, de modo que o uso de funções conduzindo a valores de λ crescentes com a sucção são perfeitamente aplicáveis para os intervalos de tensões freqüentemente empregados na prática.

4) O emprego do princípio das tensões efetivas de Bishop para solos não saturados em alguns dos modelos constitutivos aqui apresentados conduzem à possibilidade do uso da curva característica de sucção do solo na previsão do seu comportamento.

5) A proposta de uma superfície de escoamento LC cuja forma é desvinculada da função $\lambda(s)$, elimina a necessidade de defini-la, sendo as deformações volumétricas calculadas por meio do termo dp_o^* e do parâmetro $\lambda(0)$, obtido para o solo saturado. Para tanto, variações em p_o devem estar associadas à variações em p_o^* , o que pode ser feito pelo uso da equação 2.7.45.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS.

3.1 – Escolha do local para coleta de amostras indeformadas.

Todos os ensaios de laboratório realizados como parte deste projeto de pesquisa (excetuando-se os ensaios de caracterização e compactação), foram realizados em amostras indeformadas coletadas ao longo de um perfil típico da cidade de São Carlos - SP. A cidade de São Carlos está assentada sobre rochas do grupo São Bento, constituídas de arenitos da formação Botucatu e magmatitos básicos da formação Serra Geral. Os sedimentos cenozóicos, que cobrem praticamente toda a região, foram originados a partir do retrabalhamento dos materiais do grupo Bauru e das formações Serra Geral e Botucatu. Devido às condições climáticas, estes sedimentos se encontram laterizados, com altas concentrações de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Logo abaixo destes sedimentos encontram-se solos residuais de arenitos do grupo Bauru, os quais, muitas vezes, se separam dos sedimentos por uma linha de seixos, encontrada freqüentemente nas profundidades entre 6 e 8m. O local escolhido para a coleta de blocos indeformados de solo se situa no Campo Experimental de Fundações da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), escolha esta sustentada por diversas razões, dentre as quais podemos citar: a) diversos estudos anteriores já foram realizados na área (Menezes, 1990, Neves, 1993, Giacheti, 1991, Carvalho, 1991, Carneiro, 1994, Campelo, 1994 e Miguel, 1996, dentre outros) de modo que um grande número de dados de ensaios de campo (provas de carga em estacas e placas, ensaios de SPT, CPT, Dilatômetro de Marchetti, etc.) se encontravam previamente disponíveis. b) este trabalho de pesquisa faz parte

de um projeto conjunto no qual pretende-se confrontar o comportamento de estruturas de fundação em campo (tubulões instrumentados e placas) com o comportamento previsto a partir da aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados, utilizando-se resultados de ensaios de laboratório. Os ensaios de campo, cuja realização, obtenção de resultados e análises são o principal objetivo do trabalho de Carneiro (1998), foram realizados no campo experimental da EESC/USP e o método de ensaio adotado na execução dos mesmos se encontra apresentado no referido trabalho.

3.2 – Coleta de amostras indeformadas em campo

Blocos de amostras indeformadas de solo com dimensões de aproximadamente 30 x 30 cm foram retirados a cada metro de profundidade (dois blocos para cada profundidade de amostragem), através de um poço com 1,20 m de diâmetro, escavado manualmente. Foram retirados blocos para as profundidades de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 8,5 e 9m, perfazendo um total de 19 blocos (devido às dificuldades de talhagem, apenas um bloco foi retirado na profundidade de 9m). A linha de seixos foi encontrada entre as profundidades de 6 e 7m. A profundidade atingida durante a coleta dos blocos indeformados foi considerada satisfatória, pois os tubulões instalados em campo tiveram a sua profundidade de assentamento da base fixada na profundidade de 8m.

3.3 – Ensaios de caracterização.

Como parte do programa de caracterização básico dos blocos indeformados de solo, foram determinados valores de umidade e peso específico seco do material para todas as profundidades. Para as profundidades de 3, 5 e 8m foram realizados ensaios de granulometria conjunta e compactação e determinados valores de w_L , w_p e γ_s . Durante a execução dos ensaios de caracterização foram adotados os procedimentos previstos nas seguintes normas: EB-22, MB-27, MB-28, MB-30, MB-31, MB-32 e MB33.

3.4 – Obtenção das curvas características de sucção

Como parte do programa de caracterização do solo foram realizados ensaios para determinação das curvas características de sucção para os blocos coletados nas profundidades de 3, 5 e 8m. A determinação da curva característica de sucção do solo para estes blocos se deu segundo dois procedimentos distintos, adotados conforme o intervalo de sucção empregado. Para baixos valores de sucção (até 13 kPa), foi empregado o método do funil de placa porosa de aplicação de sucção. Este método permite, com precisão bastante razoável, a definição de valores de sucção em intervalos da ordem de 0,1 kPa (1 cm de carga hidráulica). No levantamento do trecho da curva característica de sucção empregando-se o método do funil de placa porosa, foram adotados os valores de sucção de 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 e 13 kPa.

Figura 3.1 – Equipamento desenvolvido para utilização do método do funil de placa porosa para o trecho de baixas sucções da curva característica de sucção do solo.

Os valores de umidade correspondentes a cada valor de sucção foram determinados utilizando-se um corpo de prova para cada profundidade adotada. Para tanto, após a aplicação da sucção desejada, os corpos de prova eram pesados sistematicamente até a sua constância de peso, dentro de determinada tolerância (0,1 g). O tempo para estabilização do peso dos corpos de prova variou de 15 dias a um mês, para cada valor de sucção aplicado. Para a determinação da curva característica de sucção do solo para valores maiores de sucção (até 350 kPa) utilizou-se o equipamento denominado de câmara de Richards, apresentado na figura 3.2.

Figura 3.2 – Câmara de Richards empregada na determinação do segundo trecho da curva característica de sucção do solo.

Neste equipamento, a sucção é aplicada elevando-se a pressão de ar e mantendo-se a pressão de água igual à atmosférica. A sucção corresponde portanto à pressão de ar, visto que a pressão na água é zero. Os valores de sucção aplicados com

o uso deste equipamento foram de 10, 20, 30, 50, 75, 100, 150, 200 e 350 kPa, sendo neste caso determinada também a curva característica de sucção do solo em seu trecho de umedecimento, para uma avaliação de sua histerese. Para a determinação dos valores de umidade correspondentes a cada valor de sucção aplicado, foi empregado o mesmo critério relatado anteriormente para o caso do funil de placa porosa. O tempo para estabilização do peso das amostras variou de uma a duas semanas. Foram empregadas neste caso duas amostras para cada profundidade escolhida. Em ambos os casos (tanto para o funil de placa porosa quanto para a câmara de Richards), os corpos de prova foram obtidos utilizando-se anéis biselados com diâmetro interno de aproximadamente 75mm e altura de 20mm.

3.5 – Ensaios de compressão triaxial

Para avaliação da resistência ao cisalhamento não saturada do solo ao longo do perfil foram realizados ensaios triaxiais convencionais, saturados, em conjunto com ensaios triaxiais com controle de sucção e em estágios múltiplos. Os ensaios foram realizados em amostras indeformadas obtidas a partir dos blocos coletados nas profundidades de 2, 5 e 8m. As amostras indeformadas para os ensaios triaxiais foram obtidas por talhagem dos blocos indeformados, utilizando-se para isto um cilindro bipartido, biselado, de paredes finas, com altura de aproximadamente 101mm e diâmetro interno de 47,6mm, o qual era cravado no bloco, paulatinamente, à medida em que o solo ao seu redor era removido. O método de execução empregado em cada tipo de ensaio é apresentado nos itens a seguir.

3.5.1 – Ensaios triaxiais convencionais (compressão axial)

Foram realizados ao todo doze ensaios triaxiais CIDsat (consolidados isotropicamente drenados), com saturação por contra pressão, para definição da envoltória de resistência do solo saturado, nas profundidades escolhidas (4 ensaios por profundidade de amostragem). Durante o processo de saturação, admitiu-se como saturadas amostras possuindo o parâmetro “B” de Skempton superior a 0,95.

Atingindo-se um valor de B contido na faixa previamente estipulada, as amostras eram deixadas em repouso, para serem adensadas e rompidas no dia posterior. O valor da velocidade de cisalhamento foi fixado em 0,02 mm/min. Este valor é bastante inferior aos calculados tendo-se como base os valores de t_{90} obtidos durante a fase de adensamento das amostras, utilizando-se o procedimento proposto por Head (1984).

Todas as medidas foram realizadas de forma automatizada, externamente à câmara. As medidas de variação volumétrica foram realizadas com base na quantidade de água entrando ou saindo da câmara triaxial, levando-se em conta a curva de calibração da câmara triaxial e o volume deslocado pelo entrada do pistão durante a fase de cisalhamento. O deslocamento axial no topo da amostra foi obtido por meio de um transdutor de deslocamento, do tipo resistivo, instalado entre a estrutura de reação da prensa e a base da câmara. O valor da contra pressão foi obtido por meio de um transdutor de pressão instalado de modo a medir a pressão neutra na base do corpo de prova. A tensão desviadora foi obtida por intermédio de um transdutor de deslocamento, acoplado a um anel dinamométrico.

A tabela 3.1 apresenta as condições de ensaio para as amostras obtidas dos blocos indeformados nas três profundidades escolhidas. No caso dos ensaios realizados em amostras saturadas ambas as conexões, para o topo e a base do corpo de prova, são responsáveis por fornecer o valor da contra pressão adotado.

Tabela 3.1 – Condições de ensaio das amostras saturadas

Tensão de confinamento (kPa)				
Prof.	CP1	CP2	CP3	CP4
2m	50	100	200	350
5m	50	100	150	200
8m	50	100	150	200

Todas as leituras realizadas foram armazenadas em PC para posterior tratamento, utilizando-se software desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da EESC/USP.

3.5.2 – Ensaios de compressão triaxial em estágios múltiplos com controle de sucção

Para cada profundidade de amostragem escolhida foram realizados doze ensaios triaxiais em múltiplos estágios com sucção controlada (3 ensaios por corpo de prova). Todos os ensaios foram realizados mantendo-se a sucção matricial instalada na amostra e majorando-se o valor da tensão de confinamento para a realização do próximo estágio. Durante o cisalhamento, os valores das pressões de ar, água e confinante foram mantidos constantes. A velocidade de cisalhamento adotada em todos os ensaios em estágios múltiplos e com controle de sucção foi de 0,005 mm/min. Devido ao uso da técnica de múltiplos estágios, muito cuidado foi tomado no sentido de se evitar deformações excessivas no corpo de prova, interrompendo-se o ensaio logo após a curva tensão/deformação apresentar um pico de resistência ou após a definição de um patamar de resistência do solo.

Para que fosse possível a realização de ensaios com controle de sucção, a base da câmara triaxial foi modificada, de modo que seu pedestal foi substituído por outro contendo uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar. Para que a faixa de sucção empregada nos ensaios coincidissem com os valores de sucção passíveis de ocorrer com frequência em campo, os valores de sucção fixados para a realização dos ensaios foram de 40, 80, 120 e 160 kPa (vide Röhm, 1992). Para estes valores de sucção utilizados quando da realização dos ensaios, empregou-se uma pedra porosa com valor de entrada de ar de 300 kPa. No caso dos ensaios triaxiais em estágios múltiplos e com controle de sucção, a conexão com o topo da amostra serviu para aplicação da pressão de ar, a pressão de água sendo aplicada na base contendo o pedestal com a pedra porosa de alto valor de entrada de ar.

Para que os ensaios triaxiais fossem realizados em um menor tempo, a sucção matricial desejada foi imposta aos corpos de prova em câmaras separadas, em um total de quatro câmaras, conectadas a um painel de ar comprimido. O período mínimo de permanência dos corpos de prova para instalação da sucção matricial foi de um mês, sendo que a constância de peso dos corpos de prova foi observada em um período de aproximadamente três semanas.

Para que todos os corpos de prova seguissem as mesmas trajetórias sucção estes eram umedecidos a valores de umidade próximos da umidade de saturação, para que depois a sucção matricial fosse aplicada. Antes da aplicação do valor da sucção matricial desejada, procedia-se um a fluxo de água através da base das câmaras, de modo a retirar bolhas de ar eventualmente aprisionadas e instalava-se aí uma bureta graduada para medida da quantidade de água expulsa do corpo de prova durante o processo de instalação da sucção. Após a talhagem dos corpos de prova e durante a fase de aplicação da sucção, os corpos de prova eram protegidos por um tubo de PVC, possuindo uma geratriz seccionada e um dispositivo montado com braçadeiras de modo a permitir sua instalação e retirada sem causar danos a estrutura da amostra. Um pequeno peso era colocado no topo do tubo de PVC de modo a facilitar um bom contato entre a amostra e a pedra porosa de alto valor de entrada de ar, durante a fase de instalação da sucção matricial.

Após o período de instalação da sucção matricial nas amostras, estas eram levadas à câmara triaxial para o adensamento e o cisalhamento. Procurando-se corrigir eventuais variações na sucção matricial instalada no corpo de prova durante a montagem na câmara triaxial, o corpo de prova era deixado na mesma por um período mínimo de dois dias, observando-se a quantidade de água expulsa ou absorvida pelo corpo de prova após a sua instalação. Antes de se efetuar as fases de cisalhamento ou adensamento, a base da câmara triaxial era lavada de modo a retirar eventuais bolhas de ar aprisionadas. A quantidade de água entrando ou saindo do corpo de prova era medida através de uma bureta graduada, conectada a um sistema de reversão, e ligada à base do corpo de prova. Em todos os ensaios utilizou-se uma pressão de água de 40

kPa na base do CP. Durante a fase de repouso do corpo de prova na câmara triaxial, o valor da tensão confinante foi mantida sempre 10 kPa superior à pressão de ar ($\sigma_{\text{conf}} - u_a = 10$ kPa). A tabela 3.2 apresenta as condições de ensaio para todos os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais em estágios múltiplos com controle de sucção.

Tabela 3.2 – Condições de ensaio dos corpos de prova em ensaios triaxiais com controle de sucção e estágios múltiplos.

Prof.	Nº do CP	Estágio 1		Estágio 2		Estágio 3	
		$(u_a - u_w)$	$(\sigma_c - u_a)$	$(u_a - u_w)$	$(\sigma_c - u_a)$	$(u_a - u_w)$	$(\sigma_c - u_a)$
		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
2m	1	40	50	40	100	40	200
“	2	80	50	80	100	80	200
“	3	120	50	120	100	120	200
“	4	160	60	160	100	160	200
5m	1	40	50	40	100	40	200
“	2	80	50	80	100	80	200
“	3	120	50	120	100	120	200
“	4	160	50	160	100	160	200
8m	1	40	50	40	100	40	200
“	2	80	50	80	100	80	200
“	3	120	50	120	100	120	200
“	4	160	50	160	100	160	200

3.6 – Ensaios de compressão confinada com controle de sucção.

Para o estudo da compressibilidade não saturada ao longo do perfil de amostragem foram realizados ensaios de compressão confinada com controle de sucção, utilizando-se equipamento desenvolvido por Machado (1995). Para alguns ensaios realizados em amostras saturadas foram efetuadas também medidas de tensões laterais utilizando-se um anel instrumentado por uma ponte completa de “strain gages”, conforme também descrito em Machado (1995). A figura 3.3 apresenta a

câmara edométrica para a realização de ensaios de compressão confinada com anel instrumentado.

Figura 3.3 – Câmara edométrica com anel instrumentado utilizada nos ensaios em amostras saturadas e na umidade natural com medidas de K_o .

Após obtidos os corpos de prova, estes eram colocados na base da câmara edométrica e umedecidos até próximo à saturação. Estando praticamente saturadas, as amostras de solo eram então acondicionadas dentro da câmara edométrica, sendo que logo após o fechamento desta se dava a aplicação da sucção desejada (incremento da pressão de ar). Fazia-se então passar pela base da câmara uma dada quantidade de água, de modo a remover bolhas de ar eventualmente existentes e fechando-se uma das saídas da base da câmara, comunicava-se a outra saída a uma bureta graduada, cheia com água de modo a evitar a dessaturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar. As amostras eram então sujeitas a uma pequena sobrecarga (de aproximadamente 5 kPa) e deixadas em repouso até a imposição da sucção determinada.

Durante o período de imposição da sucção ao solo, as eventuais deformações volumétricas sofridas pela amostra eram anotadas. O período mínimo para instalação da sucção adotado foi de 3 semanas, apesar de que para a maioria dos casos, o nível de água na bureta já se encontrava estabilizado em período de aproximadamente duas semanas.

* Foram realizados ensaios de compressão confinada (em amostras saturadas ou não), ao longo do perfil de amostragem, para as profundidades de 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8m. Em todas estas profundidades foram realizados ensaios em amostras saturadas, na umidade natural e com sucção controlada. Para o caso dos ensaios com sucção controlada, uma trajetória como aquela indicada na figura 3.4, pelo número 1, foi adotada. O objetivo básico dos ensaios realizados segundo esta trajetória foi o de avaliar o comportamento dos índices de compressão e recompressão e da tensão de pré-adensamento com a profundidade e com a sucção matricial.

Figura 3.4 – Trajetórias adotadas durante a realização dos ensaios de compressão confinada. 1) Aumentos de tensão vertical à sucção constante. 2) Ensaios realizados com decréscimo paulatino da sucção em um determinado valor de σ_v . 3) Ensaios realizados a umidade constante.

Além destes ensaios, foram realizados, para a profundidade de 8m, três ensaios seguindo a trajetória de tensões 2, indicada na figura 3.4. Nesta trajetória, o corpo de prova com um determinado valor de sucção inicial era carregado a valores constantes de sucção até um determinado valor de tensão vertical. A partir deste ponto, a amostra era submetida a um processo de variação em etapas da sucção matricial inicial, observando-se as deformações graduais apresentadas pela amostra no processo de umedecimento paulatino. A tabela 3.3 apresenta os ensaios de compressão confinada realizados para cada profundidade com as suas características mais importantes.

Tabela 3.3 – Ensaios de compressão confinada realizados

PROFUNDIDADE											
1m			2m			3m			4m		
Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)	Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)	Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)	Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)
Sat. (2)	0	-	Sat. (2)	0	-	Sat. (2)	0	-	Sat. (2)	0	-
1 (1)	15	-	1 (1)	50	-	1 (1)	40	-	1 (1)	50	-
1 (1)	100	-	1 (1)	100	-	1 (1)	90	-	1 (1)	100	-
1 (1)	400	-	1 (1)	300	-	1 (1)	180	-	1 (1)	200	-
3 (2)	-	-	1 (1)	400	-	1 (1)	280	-	1 (1)	300	-
				-	-	3 (2)	-	-	3 (2)	-	-
PROFUNDIDADE											
5m			7m			8m			8m		
Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)	Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)	Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)	Traj.	$(u_a - u_w)_o$ (kPa)	σ_v umed. (kPa)
Sat. (2)	0	-	Sat. (2)	0	-	Sat. (2)	0	-	2 (1)	400	229
1 (1)	50	-	1 (1)	60	-	1 (1)	60	-	2 (1)	400	457
1 (1)	100	-	1 (1)	240	-	1 (1)	120	-	2 (1)	400	1010
1 (1)	300	-	1 (1)	400	-	1 (1)	250	-			
3 (2)	-	-	3 (2)	-	-	1 (1)	450	-			
						3 (2)	-	-			

Obs.: Em (*), na coluna da trajetória adotada, * indica o número de ensaios por trajetória. $(u_a - u_w)_o$ indica o valor da sucção inicial na trajetória adotada. σ_v umed. indica o valor de tensão vertical no qual se procedeu o umedecimento paulatino da amostra (somente para a trajetória 2).

Nos ensaios realizados conforme a trajetória 2 da figura 3.4, após a sucção ter sido reduzida até um determinado valor, a amostra era submetida a acréscimos de sucção com σ_v constante, até o ponto de onde o valor da sucção imposta era novamente reduzido em estágios. Ao final do processo, estando a amostra saturada, esta era submetida a acréscimos de tensão vertical até um valor pré determinado. Os ensaios realizados conforme a trajetória de tensões 2 tiveram o objetivo de avaliar a capacidade de alguns modelos constitutivos propostos para solos não saturados de reproduzir o comportamento volumétrico do solo, em condições de compressão confinada, sob variações de sucção e tensão vertical.

3.7 – Ensaios de tensão controlada em trajetórias múltiplas de tensão.

Diversos ensaios com tensão controlada foram realizados, em amostras saturadas ou não, para que fosse possível um estudo mais aprofundado do comportamento das características principais de elastoplasticidade do solo do Campo Experimental de Fundações, para as profundidades de 8 a 9m. Deste modo, pode-se citar como objetivos principais destes ensaios, o estudo das formas de superfícies de escoamento apresentadas pelo solo e o estudo das leis de endurecimento e fluxo obtidas tanto para o caso dos ensaios realizados em solo saturado, quanto para o caso dos ensaios realizados com controle de sucção. Os ensaios realizados com controle de sucção tiveram ainda como objetivo complementar o estudo do deslocamento (ampliação) das superfícies de escoamento com a sucção matricial. Os corpos de prova utilizados nestes ensaios foram obtidos do mesmo modo indicado no item 3.5.

Devido ao grande número de ensaios a serem efetuados, determinou-se que os mesmos seriam realizados apenas no solo residual de arenito (abaixo da linha de seixos), utilizando-se para isto os blocos coletados nas profundidades de 8, 8,5 e 9m. Algumas razões para a escolha para estudo do solo residual de arenito foram as seguintes: a) Por sua maior profundidade de amostragem, estes blocos tornam possível determinar com mais clareza a forma da superfície de escoamento do solo,

gerada durante a sua história de tensões em campo. b) Para o solo residual de arenito, existia uma grande concentração de blocos indeformados em um pequeno trecho do perfil escavado (cinco blocos indeformados em um espaço de apenas um metro). c) A forma da superfície de escoamento do solo gerada durante seu processo de formação é muito importante, pois pode revelar a influência de fatores como cimentação ou anisotropia.

Todos os ensaios foram realizados de modo que, a partir de uma previsão inicial dos pontos de ruptura do corpo de prova, as velocidades de aplicação de tensões fossem tais que os ensaios tivessem uma duração mínima de oito horas, para o caso do solo saturado e de vinte e quatro horas para o caso dos ensaios com controle de sucção. Para a realização dos ensaios com controle de tensão, foi necessária a montagem de um conjunto de equipamentos adquiridos junto à “GDS instruments Ltd”, assim como a adaptação da câmara triaxial para a passagem de cabos utilizados no caso de medidas internas de deslocamento (radial e axiais) e a modificação da base da câmara triaxial, com a inclusão de um pedestal contendo uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar (5 bar), para permitir a realização de ensaios com controle de sucção em amostras não saturadas. O conjunto de equipamentos utilizado na realização destes ensaios é listado a seguir:

- Uma prensa triaxial do tipo Bishop Wesley, com capacidade de aplicação de até 5 kN, utilizada para corpos de prova de 38/50mm.
- Um atuador de pressão/volume com capacidade de 2MPa e 200 cm³, utilizado para medida/controle da pressão neutra e da deformação volumétrica do corpo de prova.
- Dois atuadores de pressão/volume com capacidade de 2MPa e 1000 cm³, utilizados para medida/controle da tensão desviadora ou da taxa de deformação axial e da tensão confinante.
- Três transdutores submersíveis de deslocamento (dois axiais e um radial), do tipo efeito Hall, para amostras de 50 mm (resolução de 0,001mm).
- Célula de carga submersível com capacidade de 10 kN.

- PC Pentium com 1 GB de Winchester, 32 MB de memória RAM e 100 MHZ de “clock”.
- Placa do tipo IEE-488, instalada em porta paralela para comunicação micro/atuadores/transdutores
- Software de gerenciamento do sistema, “GDSTTSV7.18”, elaborado em HTBasic.
- Interface para comunicação transdutores/placa IEE-488.
- Base para corpos de prova de 50mm, modificada pela inclusão de um pedestal contendo uma pedra porosa com valor de entrada de ar de 5 BAR.

Os transdutores de deslocamento internos, do tipo efeito Hall e a célula de carga eram conectados à interface para comunicação transdutores/placa IEE-488. Por sua vez, atuadores e interface de comunicação eram conectados à placa IEE-488 de modo a formar um circuito fechado, ou seja, o cabo que saía da placa IEE-488 passava por todos os atuadores e pela interface de comunicação voltando novamente à placa IEE-488 e fechando o circuito. Para que o acesso a cada componente (transdutor ou interface) fosse possibilitado, todos os componentes tiveram seus nomes de rede modificados, de modo que cada comando executado com o auxílio do Software GDSTTSV7.18 podia ser dirigindo a um componente específico.

Na figura 3.5 está representada, de modo esquemático, a célula Bishop Wesley utilizada, bem como suas principais conexões com os atuadores de pressão/volume e as principais medidas efetuadas durante a realização dos ensaios. As medidas realizadas pelos transdutores de deslocamento internos eram levadas à interface de comunicação mediante a passagens de cabos pela base da câmara, conforme ilustrado na figura 3.6.

Na figura 3.6 a mesma prensa é apresentada em fotografia. Estão indicados nesta figura os cabos utilizados pelos transdutores de deslocamento de efeito Hall, a célula de carga e as conexões para o topo da amostra e para o interior da câmara. Devido a adoção de transdutores de deslocamento internos, não se

utilizou transdutores de deslocamento externos, normalmente instalados de modo a se apoiar na base indicada na figura 3.6. Para o caso da realização de ensaios convencionais, estes transdutores de deslocamento externos podem ser ligados à interface de comunicação, a qual por sua vez os interliga com a placa IEE-488.

Figura 3.5 – Representação esquemática da prensa Bishop Wesley utilizada.

Na figura 3.7 são apresentados os atuadores utilizados na realização dos ensaios. Conforme relatado anteriormente, o atuador conectado à base do CP para

medida/controla da pressão neutra (ou variação volumétrica) possui um reservatório de 200 cm^3 , enquanto que os outros dois atuadores possuem um reservatório de 1000 cm^3 . No módulo avançado de operação (o qual é disponível apenas via micro), os atuadores possuem uma resolução de 1 mm^3 e $0,2 \text{ kPa}$. Na figura 3.8 são apresentados os transdutores de deslocamento do tipo efeito Hall utilizados.

Figura 3.6 – Prensa triaxial tipo Bishop Wesley utilizada para a realização de ensaios com controle de tensão.

Na figura 3.9 é apresentada a interface de comunicação utilizada na realização dos ensaios. Os outros quatro canais disponíveis apresentados na figura 3.9 podem ser utilizados para medidas de pressão neutra interna (um transdutor no topo e

outro a meia altura do CP) e para medidas de deslocamento axial realizadas externamente à câmara.

Figura 3.7 - Atuadores de pressão/volume utilizados na realização de ensaios do tipo tensão controlada.

Figura 3.8 – Transdutores de deslocamento do tipo efeito Hall utilizados para medidas de deslocamentos (radial axiais), internamente à câmara.

A figura 3.10 apresenta um corpo de prova com transdutores de deslocamento do tipo efeito Hall instalados. Na figura 3.11 é apresentada a disposição geral dos equipamentos utilizada para a realização dos ensaios com tensão controlada.

Figura 3.9 – Interface de comunicação transdutores/placa IEE-488.

Figura 3.10 – Corpo de prova com transdutores de deslocamento do tipo efeito Hall instalados.

Figura 3.11 – Disposição geral dos equipamentos utilizados para a realização de ensaios com tensão controlada.

3.7.1 – Ensaios realizados em amostras saturadas.

Para a realização dos ensaios com tensão controlada em amostras saturadas, os corpos de prova obtidos conforme descrito no item 3.5, eram colocados no pedestal da câmara Bishop Wesley, sendo em seguida cuidadosamente retirada a sua proteção de PVC. Estando ainda a amostra na sua umidade natural, era instalada na mesma a membrana de látex e o cabeçote para a aplicação da tensão desviadora. Feito isto se procedia a instalação dos medidores de deslocamento internos. A instalação dos medidores de deslocamento internos se deu por colagem das suas bases com silicone na membrana de látex que revestia a amostra. Para assegurar uma boa adesão entre as partes, utilizou-se membranas de látex de modo a segurar os transdutores de deslocamento de efeito Hall, até a vulcanização do silicone. Estando o silicone vulcanizado, as membranas de látex eram retiradas e a posição relativa do

ímã/sensor de efeito Hall era ajustada de modo que todo o intervalo de leitura dos transdutores fosse utilizado (os transdutores de efeito Hall utilizados têm como comprimento útil de medidas aproximadamente 4,5mm). A posição relativa ímã/sensor por sua vez tinha de ser fixada levando-se em conta a trajetória de tensões específica a ser seguida, já que a depender desta, poderíamos ter encurtamento ou alongamento nos sentidos radial ou axial. Devidamente instalados os transdutores de deslocamento internos, a câmara era fechada e a célula de carga era deslocada no sentido vertical até que tocasse levemente o corpo de prova. Procedia-se então ao enchimento da câmara utilizando-se água destilada e deaerada do reservatório do laboratório. Cheia a câmara, a conexão para o reservatório de água era fechada e a água da câmara era posta em contato com o atuador responsável pelo controle da tensão confinante. Simultaneamente, a pressão no interior da câmara era ajustada de modo a superar a pressão fornecida pelo reservatório de água em 10 kPa (por acionamento manual do atuador) e a pressão de água do reservatório era liberada para a base do corpo de prova, promovendo-se fluxo de água através do mesmo. Logo após, todas as conexões com o reservatório de água eram fechadas e a pressão na base do corpo de prova era mantida igual a fornecida anteriormente pelo reservatório, por acionamento manual do atuador responsável pela tensão neutra. Em todos os ensaios realizados em amostras saturadas utilizou-se a técnica de saturação por contra pressão.

Os ensaios de tensão controlada foram realizados utilizando-se dois procedimentos distintos: No primeiro modo de proceder, os corpos de prova eram carregados isotropicamente até 80 kPa de tensão confinante efetiva, aproximadamente a metade de sua tensão isotrópica de pré-adensamento, determinada previamente. A partir daí os corpos de prova eram carregados segundo diferentes trajetórias de tensão, conforme ilustrado na figura 3.12. Estão indicados nesta figura, para cada trajetória representada, o valor em graus em relação ao eixo p , no espaço $(p';q)$, da inclinação da reta definida pela trajetória de tensões. Para os casos em que $\sigma_r > \sigma_a$ adotou-se valores de q negativos de modo a diferenciá-los dos casos em que temos $\sigma_a > \sigma_r$.

Todos os ensaios foram realizados utilizando-se o aplicativo para controle dos atuadores e medidas de instrumentação interna, “GDSTTSV7.18”. Para os ensaios realizados segundo a trajetória $71,56^\circ$, utilizou-se o módulo “Drained tests”. Neste módulo, os ensaios são realizados mantendo-se constantes os valores da contra pressão e da tensão confinante, podendo-se controlar as taxas de variação da tensão desviadora ou da deformação axial. Para uma melhor homogeneidade entre os procedimentos de ensaio, os ensaios foram realizados com controle de deformação axial, em uma velocidade de cisalhamento de $0,02 \text{ mm/min}$, a mesma adotada para o caso dos ensaios triaxiais em prensas convencionais. O controle da velocidade de deformação é feito fixando-se uma taxa de injeção de volume de água na câmara inferior da prensa Bishop Wesley, pelo atuador responsável pela aplicação da tensão desviadora. Foram realizados dois ensaios segundo a trajetória $71,6^\circ$. Os ensaios com tensão controlada foram realizados utilizando-se o módulo “Stress path” do software “GDSTTSV7.18”. Este módulo permite que até dez coordenadas no espaço $\sigma_a; \sigma_r$ (tensões totais axial e radial) sejam dadas, especificando-se o tempo a ser gasto no traslado de uma coordenada à outra.

Figura 3.12 – Trajetórias de tensões adotadas no primeiro conjunto de ensaios com tensão controlada realizados em amostras saturadas.

Entre uma coordenada e outra fixada no espaço $\sigma_a; \sigma_r$, os atuadores eram controlados de modo que a trajetória de tensões seguida no espaço $p'; q$ fosse linear. Vale ressaltar que a velocidade de cisalhamento dos corpos de prova variou em muito conforme a trajetória de tensões adotada. Assim é que para trajetórias de tensões como a de 30° , onde o corpo de prova se plastifica continuamente sem apresentar ruptura (a inclinação da trajetória é menor do que a inclinação da envoltória de ruptura) a velocidade de deformações foi bem maior do que as trajetórias com ruptura do tipo instável (100° , 120° e 140°), onde o corpo de prova apresentou ruptura para valores muito baixo de deformações (da ordem de 0,1%). Para valores maiores de deformação, quando a capacidade de medida dos transdutores de deslocamento internos do tipo efeito Hall era superada, utilizaram-se as medidas realizadas externamente por meio dos atuadores para calcular os acréscimos de deformação no corpo de prova. Com os transdutores de deslocamentos devidamente instalados, foi possível se realizar medidas de deformação da ordem de 8%.

Para os ensaios realizados segundo as trajetória -30° e -50° , o cabeçote dos corpos de prova teve de ser trocado por outro que permitisse a aplicação de $\sigma_a < \sigma_r$. Nestes ensaios o cabeçote adotado (o qual possuía uma membrana de silicone envolvendo a amostra até uma distância de 1cm abaixo de sua base) era parafusado à célula de carga, de modo que a mesma exercia uma força no sentido vertical sobre o mesmo, no sentido de diminuir o valor da tensão axial (σ_a) aplicada sobre o corpo de prova. Apesar de menores do que os valores de σ_r , os valores de σ_a foram sempre positivos (existiram sempre no topo da amostra valores de σ_a de compressão). Este primeiro conjunto de ensaios realizado teve como objetivo a análise das lei de fluxo e de encruamento do material e principalmente da forma da superfície de escoamento obtida durante a sua história de tensões em campo.

O segundo conjunto de ensaios com controle de tensão foi realizado seguindo trajetórias de tensão conforme apresentado na figura 3.13. Os corpos de prova eram carregados em uma condição de compressão confinada até um determinado valor de tensão axial (aproximadamente 400 kPa), valor este

seguramente capaz de provocar plastificações no corpo de prova, deslocando a sua superfície de escoamento para uma nova posição. A partir deste ponto, o corpo de prova era descarregado também em condições de confinamento lateral até uma determinada percentagem da tensão vertical máxima. Para a realização destes ensaios foi utilizado o módulo “Ko tests” do software “GDSTTSV7.18”. Neste módulo, os atuadores ligados ao interior da câmara triaxial e à base inferior da prensa são controlados de modo que o valor da deformação volumétrica lido pelo transdutor conectado à base do CP, seja igual ao valor da sua deformação axial. O valor da deformação axial é obtido por meio do volume de água injetado na câmara inferior da prensa (necessária para a subida do pistão) pelo atuador responsável pela tensão desviadora, utilizando-se as medidas iniciais do corpo de prova fornecidas pelo operador. O controle da velocidade de ensaio é realizado fixando-se uma taxa de deformação axial do CP. Neste mesmo módulo de ensaio é permitido o descarregamento da amostra até uma determinada percentagem da tensão axial máxima, ainda sob a condição de deformação radial média nula. Estes ensaios foram realizados de modo a possibilitar o estudo das leis de fluxo e endurecimento do material e principalmente da forma de sua superfície de plastificação após a mesma ter sido deslocada, devido a um determinado montante de deformações plásticas. Os mesmos ensaios foram utilizados para a determinação da forma da superfície de escoamento inicial do material, em conjunto com os ensaios cujas trajetórias são apresentadas na figura 3.12.

Após terem sido descarregadas até um determinado valor de tensão axial, as amostras eram rompidas em uma trajetória realizada mantendo-se um valor de p' constante. Uma trajetória vertical foi adotada de modo a se obter uma ruptura instável do corpo de prova, em que o ponto de ruptura do CP no espaço $p';q$ é igual ao ponto de escoamento da amostra. Devido a natureza destas trajetórias de tensão, tanto o ponto 1 como ao ponto 2 se situam sobre uma mesma superfície de plastificação, permitindo um melhor estudo de sua forma.

Foram realizados ao todo quatro ensaios, descarregando-se os corpos de prova a 25, 33, 40 e 60% do valor da tensão axial máxima imposta durante a fase de compressão confinada.

Figura 3.13 – trajetórias de tensão seguidas no segundo conjunto de ensaios realizados com controle de tensão em amostras saturadas

3.7.2 – Ensaios realizados com controle de sucção

Para a realização dos ensaios tipo tensão controlada e com controle de sucção, a base da câmara triaxial da prensa Bishop Wesley foi modificada de modo a portar um pedestal contendo uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar (5 BAR), para a realização de ensaios em amostras de 50mm de diâmetro. A figura 3.14 apresenta a base da câmara modificada pela inserção da pedra porosa de alto valor de entrada de ar.

Na figura 3.14 observa-se também o cabeçote utilizado para aplicação da tensão desviadora e da pressão de ar, a conexão à base modificada para aplicação da pressão de água e a saída dos cabos conectados aos transdutores de deslocamento internos.

Figura 3.14 – Pedestal modificado para realização de ensaios com sucção controlada.

A aplicação da sucção desejada se deu por uso da técnica de translação de eixos. Como a amostra se apresentava não saturada, as medidas de deformação volumétrica efetuadas pelo atuador conectado à base do corpo de prova não foram mais possíveis. Deste modo, o cálculo das deformações sofridas pela amostra só pôde ser feito até o intervalo de medida útil dos transdutores de deslocamento internos. A preparação das amostras se deu da mesma forma descrita no item 3.5. Para a instalação da sucção matricial, todos os corpos de prova foram colocados na câmara de Richards, efetuando-se medidas do peso das amostras até que as diferenças entre leituras consecutivas estivessem dentro de um intervalo pré determinado (0,1g). A transferência dos corpos de prova para a prensa Bishop Wesley se deu tomando-se os mesmos cuidados descritos no item 3.5.2. A medida da quantidade de água expulsa ou absorvida pelo corpo de prova após a sua instalação foi realizada por intermédio do atuador conectado à base do corpo de prova, acionado manualmente. Todos os ensaios foram realizados seguindo-se trajetórias de tensão semelhantes àquelas

indicadas na figura 3.12. Para cada conjunto de ensaios com controle de sucção, o valor da sucção matricial aplicada era mantido constante durante o cisalhamento da amostra. Foram realizados ensaios submetendo-se os corpos de prova a valores de sucção matricial de 100 e 200 kPa. A tabela 3.4 apresenta um resumo dos ensaios realizados com controle de sucção. A montagem dos transdutores de deslocamento internos se deu seguindo-se o mesmo procedimento descrito no item 3.7.1. Como a câmara deveria ser enchida de água o mais rápido possível, para a reinstalação do corpo de prova, esperou-se menos tempo para a vulcanização do silicone (cerca de meia hora), deixando-se em contrapartida as membranas de látex fixas ao corpo de prova durante o cisalhamento das amostras.

Tabela 3.4 – Condições de ensaio dos corpos de prova utilizados nos ensaios com controle de tensão e sucção.

CP	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$(u_a - u_w)$ (kPa)	100	100	100	100	100	200	200	200	200	200	200
Trajetória (°)	0	40	71,6	100	130	0	25	50	71,6	90	100

Conforme relatado anteriormente, os ensaios realizados com controle de tensão e sucção tiveram como objetivo o estudo das leis de fluxo e endurecimento do material em sua condição não saturada, assim como o estudo da ampliação (ou deslocamento) de suas superfícies de plastificação iniciais por conta da sucção matricial aplicada à amostra.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

4.1 – Ensaios de caracterização

A tabela 4.1 apresenta os valores de umidade e de peso específico seco obtidos para o solo ao longo do perfil de coleta dos blocos indeformados. Estes valores foram obtidos a partir dos blocos indeformados de solo, sendo que o valor do peso específico seco apresentado representa a média dos valores calculados a partir dos corpos de prova empregados nos ensaios de compressão confinada e triaxiais.

Tabela 4.1 – Valores de peso específico seco e umidade obtidos ao longo do perfil de coleta de blocos indeformados.

Prof.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
w (%)	13,7	14,6	15,8	16,8	16,4	17,2	19,1	16,7	18,3
γ_d (kN/m ³)	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
γ (kN/m ³)	14,2	15,6	16,0	16,7	14,8	17,1	18,1	18,8	19,6
e	1,17	0,99	0,96	0,90	0,88	0,84	0,78	0,68	0,63

A tabela 4.2 apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização realizados conforme descrito no item 3.3, para as profundidades de 3, 5 e 8m. Os valores de γ_{dmax} e w_{ot} foram obtidos em ensaios de compactação utilizando-se a energia do Proctor Normal.

A figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas obtidas para a profundidades de 3, 5 e 8m. A tabela 4.3 apresenta as frações granulométricas constituintes de cada profundidade.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de caracterização e compactação

Prof.	γ_{dmax} (kN/m ³)	W _{ot} (%)	W _L (%)	W _P (%)	γ_s (kN/m ³)
3m	18,7	14,0	27,9	16,0	27,1
5m	18,4	14,8	30,9	19,8	27,5
8m	18,9	11,2	28,4	17,2	27,1

Figura 4.1 – Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3, 5 e 8m, em relação à superfície do terreno.

Conforme pode-se observar, os resultados obtidos para as profundidades de 3 e 5 metros são praticamente idênticos, sendo que o solo da profundidade de 8m apresenta um menor percentual de argila do que ambos. As amostras coletadas nas profundidades de 3 e 5m pertencem a um solo coluvionar e a amostra 8, coletada abaixo da linha de seixos, pertence a um solo residual de arenito. Apesar das diferenças observadas em termos de granulometria e de ambiente de formação geológica, os valores de w_L e w_P encontrados para os ensaios realizados nestas três profundidades se apresentaram bastante próximos

Tabela 4.3 – Frações granulométricas constituintes dos solos.

Prof.	Arcia (%)	Silte (%)	Argila
3m	60,8	11,9	27,3
5m	66,7	5,90	27,4
8m	68,9	13,7	17,4

4.2 – Ensaios para determinação de curvas características de sucção do solo.

A figura 4.2 apresenta as curvas características de sucção obtidas para o solo nas profundidades de 2, 5 e 8m. Nesta figura estão traçadas, em escala semi-log, a umidade volumétrica em função da sucção matricial, para cada profundidade de ensaio. Estão indicados também nestas figuras os trechos obtidos utilizando-se o método do funil de placa porosa e a câmara de Richards (neste caso foram utilizados dois corpos de prova, conforme relatado anteriormente). A figura 4.3 apresenta as curvas características de sucção médias para cada profundidade. Observa-se destas figuras que há uma boa concordância entre os resultados obtidos com o uso do funil de placa porosa e com a câmara de Richards.

Embora possuindo valores de umidade volumétrica menores do que aqueles obtidos para a profundidade de 5m, os corpos de prova para a profundidade de 8m apresentaram valores de grau de saturação maiores, para toda a faixa de valores de sucção empregada. Isto já era esperado devido ao fato de que as amostras da profundidade de 8m possuem uma menor porosidade do que aquelas da profundidade de 5m.

Comparando-se os resultados apresentados na figura 4.2, utilizando-se o ramo de secagem das curvas características de sucção, com os valores de umidade apresentados na tabela 4.1, chega-se a um perfil de sucção o qual decresce com a profundidade: para a profundidade de 2m temos um valor de sucção matricial de aproximadamente 80 kPa enquanto que para as profundidades de 5 e 8m temos respectivamente, em termos aproximados, 60 kPa e 10 kPa.

Figura 4.2 – Curvas características de sucção obtidas para as profundidade de 2, 5 e 8m.

Figura 4.3 – Curvas características de sucção médias obtida para as profundidades de 2, 5 e 8m.

4.3 – Ensaios de Compressão triaxial

As figuras 4.4 a 4.6 apresentam os resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais convencionais (CID_{sat}), realizados em amostras saturadas. Para cada profundidade, são apresentados os gráficos de variação volumétrica durante a fase de adensamento isotrópico, em função da raiz do tempo e tensão desviadora e deformação volumétrica durante o cisalhamento, em função da deformação axial. É interessante notar destas figuras os grandes valores de deformação volumétrica, obtidos seja na fase de adensamento isotrópico ou na fase de cisalhamento das amostras. Para as amostras retiradas da profundidade de 2m, por exemplo, obteve-se deformações volumétricas de cerca de 8 e 12%, para valores de compressão isotrópica de 100 e 350 kPa, respectivamente. Durante a fase de cisalhamento, estes mesmos corpos de prova apresentaram deformações volumétricas de compressão na ruptura da ordem de 10%. Para os corpos de prova retirados na profundidade de 5m, os corpos de prova normalmente adensados (tensões de confinamento efetivas de 100, 150 e 200 kPa), apresentaram deformações volumétrica de compressão da mesma ordem durante o cisalhamento.

Figura 4.4 – Resultados dos ensaios CID_{sat} para a profundidade de 2m.

Figura 4.5 – Resultados dos ensaios CID_{sat} para a profundidade de 5m.

Figura 4.6 – Resultados dos ensaios CID_{sat} para a profundidade de 8m.

As figuras 4.7 a 4.18 apresentam os resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais em estágios múltiplos e com controle de sucção (ensaios EMS). Para cada profundidade e valor de sucção, são apresentados os gráficos de variação volumétrica durante a fase de compressão isotrópica, em função da raiz do tempo e gráficos de tensão desviadora e deformação volumétrica durante o cisalhamento, em função da deformação axial.

Como os ensaios são realizados em estágios múltiplos, deve-se levar em conta que nos gráficos de variação volumétrica em função da raiz do tempo estão apresentadas apenas a variação volumétrica obtida em cada estágio de majoração da tensão confinante, não levando-se em consideração, para efeito de apresentação de resultados, a variação volumétrica ocorrida nos estágios anteriores. Por esta razão, nas figuras onde se apresentam curvas de variação volumétrica em função da raiz do tempo, as deformações volumétricas sofridas por um corpo de prova em um estágio posterior (maior valor de $(\sigma_c - u_a)$), durante a fase de compressão isotrópica, podem se apresentar menores do que aquelas obtidas para os estágios anteriores. Nos gráficos de $q \times \epsilon_a$ leva-se em consideração a deformação axial acumulada durante o ensaio. Todas as deformações volumétricas das fases anteriores foram levadas em consideração na correção da área transversal do corpo de prova.

Os ensaios apresentados na figura 4.7, são correspondentes a dois corpos de prova, um dos quais foi submetido a dois estágios, enquanto que o primeiro ($\sigma_c - u_a = 50$ kPa), foi submetido a um estágio somente. Da análise destas figuras é ainda possível se notar que relativamente altos valores de deformação volumétrica ainda são obtidos durante o cisalhamento das amostras coletadas nas profundidades de 2 e 5m, especialmente para baixos valores de sucção matricial.

Figura 4.7 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 40 kPa.

Figura 4.8 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 80 kPa.

Figura 4.9 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 120 kPa.

Figura 4.10 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 2m e sucção de 160 kPa.

Figura 4.11 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 40 kPa.

Figura 4.12 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 80 kPa.

Figura 4.13 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 120 kPa.

Figura 4.14 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 5m e sucção de 160 kPa.

Figura 4.15 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 40 kPa.

Figura 4.16 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 80 kPa.

Figura 4.17 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 120 kPa.

Figura 4.18 – Resultados dos ensaios EMS para a profundidade de 8m e sucção de 160 kPa.

4.4 – Ensaios de compressão confinada

As figuras 4.19 a 4.25 apresentam os resultados obtidos a partir dos ensaios de compressão confinada, realizados conforme as trajetória de tensões 1 e 3 (apresentadas na figura 3.4 do capítulo anterior) e para os ensaios realizados em amostras saturadas, em termos da razão (e/e_o) , índice vazios atual sobre o índice de vazios inicial, em função da tensão vertical líquida $(\sigma_v - u_a)$. Os ensaios foram realizados conforme procedimento descrito no item 3.6, sendo que nas figuras citadas se encontram os valores de sucção adotados em cada ensaio.

A adoção da razão (e/e_o) para apresentação dos resultados dos ensaios de compressão confinada, se deu no sentido de fazer com que toda as curvas partissem de um mesmo ponto, facilitando a interpretação dos dados. O cálculo dos valores de C_c (ou λ), C_e (ou κ), e σ_v de pré-adensamento (σ_{vo}), para o caso dos ensaios com controle de sucção) de se deu traçando-se as curvas de compressão confinada do modo tradicional, ou seja, utilizando-se curvas de “ $e \times (\sigma_v - u_a)$ ”. Conforme relatado anteriormente, estes ensaios tiveram como objetivo avaliar a evolução dos índices C_c , C_e e tensão de pré adensamento com a sucção e com a profundidade ao longo do perfil estudado.

Figura 4.19 – Curvas $(e/e_o) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 1m.

Figura 4.20 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 2m.

Figura 4.21 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 3m.

Figura 4.22 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 4m.

Figura 4.23 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 5m.

Figura 4.24 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 7m.

Figura 4.25 – Curvas $(e/e_0) \times (\sigma_v - u_a)$ obtidas para a prof. de 8m.

Alguns dos ensaios de compressão confinada foram realizados com medidas de tensão lateral, através de uma ponte de “strain gages” montada no anel porta amostra da câmara edométrica. As figuras 4.26 e 4.27 apresentam os resultados obtidos, em termos de σ_r x σ_v , para os ensaios realizados com medidas de tensão radial.

Figura 4.26 – Curvas de σ'_r x σ'_v obtidas em ensaios saturados realizados em amostras das profundidades de 1 e 2m.

Figura 4.27 – Curvas de σ_r x σ_v obtidas em ensaios realizados a umidade constante para as profundidades de 1 e 2m.

A figura 4.28 apresenta os resultados dos ensaios realizados segundo a trajetória de tensão 2 (carregamento a sucção constante com posterior umedecimento

paulatino, utilizando-se ciclos de aumentos e decréscimos de sucção), realizados para três amostras da profundidade de 8,5m.

Figura 4.28 – Resultados obtidos em ensaios realizados segundo a trajetória 2, profundidade de 8,5m.

4.5 – Ensaios de compressão triaxial realizados em trajetórias múltiplas de tensão

4.5.1 – Ensaios realizados em amostras saturadas

As figuras 4.29 a 4.37 apresentam os resultados obtidos com a realização dos ensaios de compressão triaxial em trajetórias múltiplas em amostras saturadas, conforme procedimento descrito no item 3.7.1. Estes ensaios foram realizados como parte do primeiro conjunto de ensaios realizados em amostras saturadas, e as trajetórias de tensão adotadas nos ensaios foram apresentadas na figura 3.12.

A figura 4.29 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de compressão isotrópica realizado em uma amostra saturada. Os resultados estão apresentados em termos da razão V/V_0 (volume do CP/volume inicial do CP), em função da tensão octaédrica média efetiva (p'). O valor da tensão de pré-adensamento

isotrópica obtido para este ensaio foi de 160 kPa, o que fez com que, nos ensaios posteriores, se adotasse uma tensão de confinamento isotrópica de 80 kPa, antes do cisalhamento de cada corpo de prova, segundo as diferentes trajetórias de tensões adotadas.

Figura 4.29 – Curva de compressão isotrópica obtida para o solo.

As figuras 4.30 a 4.37 apresentam os resultados obtidos em ensaios realizados partindo-se de um valor de p' de 80 kPa, segundo trajetórias com inclinações de -50° , -30° , 30° , 40° , 50° , 60° , $71,6^\circ$ ($\sigma_r = \text{const.}$), 100° , 120° e 140° .

Figura 4.30 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias -30° e -50° . $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.31 – Curvas de ε_v x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias -30° e -50° . $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.32 – Curvas de q x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 30° , 40° e 50° . $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.33 – Curvas de ε_v x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 30° , 40° e 50° . $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.34 – Curvas de q x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 60° e 71,6°(2). $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.35 – Curvas de ε_v x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 60° e 71,6°(2). $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.36 – Curvas de q x ε_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 100°, 120° e 140°. $\sigma_3 = 80$ kPa.

Figura 4.37 – Curvas de ϵ_v x ϵ_a obtidas para os ensaios realizados segundo as trajetórias 100°, 120° e 140°. $\sigma_3 = 80$ kPa.

Conforme pode-se observar da figura 4.37, o corpo de prova ensaiado segundo a trajetória de 100° apresentou deformações volumétricas de compressão. Isto reflete a influência do invariante “q” nas deformações volumétricas medidas, já que, para esta trajetória, há decréscimos na tensão octaédrica média efetiva (p') e o solo deveria, em princípio, apresentar deformações volumétricas de expansão (no caso do mesmo apresentar um comportamento isotrópico).

A figura 4.38 apresenta dois corpos de prova, obtidos após ruptura em trajetórias realizadas com 100° (corpo de prova da esquerda) e -50° (corpo de prova da direita). Pode-se notar a grande diferença na altura final dos corpos de prova, assim como suas diferentes formas de ruptura. No caso do solo ensaiado conforme a trajetória de tensões de 100°, há uma ruptura do tipo “clássica”, com a formação de uma superfície de ruptura a aproximadamente $45+\phi/2$. Para o caso do corpo de prova rompido a -50°, a superfície de ruptura é menos evidente e se apresenta como um estrangulamento da seção do CP, próximo à sua base, provocado por acréscimos em σ_r combinados com decréscimos no valor de σ_a , obtidos durante a trajetória de -50°.

As figuras 4.39 a 4.42 apresentam os resultados obtidos conforme procedimento descrito no item 3.7.1. Estes ensaios de compressão triaxial, sem

deformação lateral, foram realizados como parte do segundo conjunto de ensaios em amostras saturadas, e as trajetórias de tensão adotadas foram apresentadas na figura 3.13. O valor percentual indicado no lado direito de cada figura representa, em relação ao valor do σ_{amax} atingido durante a fase de compressão confinada, o valor do σ_a de início do cisalhamento, realizado mantendo-se os valores de p' constantes.

Figura 4.38 – Formas de ruptura das amostras ensaiados nas trajetórias de 100° e -50°

Figura 4.39 – Curvas de compressão confinada obtidas para as amostras saturadas ensaiadas conforme ilustrado na figura 3.13.

A figura 4.39 apresenta as curvas de compressão confinada obtidas para os quatro corpos de prova ensaiados, em termos de $p' \times V/V_o$ (razão volume do CP/volume inicial do CP), durante a primeira fase destas trajetórias de tensões

(compressão confinada até um determinado valor de σ_a , com posterior descarregamento, também em condições de deformação radial média nula, até uma determinada percentagem do valor máximo de σ_a atingido). A figura 4.40 apresenta as tensões radiais e axiais medidas nos quatro ensaios, durante as fases de carregamento/descarregamento confinados. As figuras 4.41 e 4.42 apresentam os resultados obtidos na fase de cisalhamento, com valores de p' constantes, das amostras ensaiadas conforme representado na figura 3.13.

Figura 4.40 – Curvas de $\sigma'_a \times \sigma'_r$, obtidas a partir dos ensaios de compressão confinada apresentados na figura 4.39.

Figura 4.41 – Resultados obtidos a partir dos ensaios realizados com p' constante. Curvas de $q \times \varepsilon_a$. Segundo conjunto de ensaio em amostras saturadas.

Conforme pode-se observar da figura 4.42, os corpos de prova ensaiados com p' constante apresentaram aumento de volume, em uma tendência contrária àquela apresentada na figura 4.37 (ensaio realizado segundo a trajetória de 100°).

Isto poderia em princípio ser devido às diferentes trajetórias de tensões seguidas pelas amostras antes de serem cisalhadas até a ruptura (compressão isotrópica, no caso da figura 4.37 e compressão confinada, no caso da figura 4.42).

Figura 4.42 – Resultados obtidos a partir dos ensaios realizados com p' constante. Curvas de $\epsilon_v \times \epsilon_a$ Segundo conjunto de ensaio em amostras saturadas.

4.5.2 – Ensaios realizados com sucção controlada

Conforme relatado anteriormente, nos ensaios realizados com controle de sucção, adotou-se o mesmo procedimento de ensaio ilustrado na figura 3.12. Os ensaios foram realizados mantendo-se fixo o valor da sucção matricial inicial. Foram realizados ensaios para valores de sucção de 100 e 200 kPa (5 e 6 ensaios, respectivamente).

A figura 4.43 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de compressão isotrópica realizado para um valor de sucção constante de 100 kPa. Os resultados estão apresentados em termos da razão V/V_0 (volume do CP/volume inicial do CP), em função da tensão octaédrica média líquida, $(p - u_a)$. O valor da pressão de pré-adensamento isotrópica obtido para este ensaio foi de aproximadamente 270 kPa ($(p - u_a) = 270$ kPa), o que fez com que, nos ensaios posteriores, se adotasse uma tensão de confinamento isotrópica de 150 kPa ($(p - u_a) = 150$ kPa), antes do cisalhamento de cada corpo de prova.

Figura 4.43 – Curva de compressão isotrópica obtida para ensaio realizado com valor de sucção constante de 100 kPa.

As figuras 4.44 e 4.45 apresentam os resultados obtidos durante o cisalhamento das amostras ensaiadas segundo trajetórias de 40°, 71,6°, 100° e 130°, para um valor de sucção constante de 100 kPa.

Figura 4.44 – Curvas de $q \times \epsilon_a$ obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 100 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa.

Conforme pode-se observar da figura 4.45 o corpo de prova ensaiado segundo a trajetória 100° apresentou deformações volumétricas de compressão de valor elevado (relativamente às deformações volumétrica apresentadas na figura 4.37).

Figura 4.45 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 100 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa.

No caso do ensaio realizado segundo a trajetória 71,6° (ensaio realizado com controle de deslocamento axial, a uma taxa de 0,005 mm/min), não se observa uma tendência muito bem definida de ruptura do corpo de prova para os valores de deformação alcançados. Valores de deformação maiores não puderam ser medidos por conta do intervalo de leituras permitido pelos transdutores de deslocamento internos (até um máximo de 4,5mm). A figura 4.46 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de compressão isotrópica realizado para um valor de sucção constante de 200 kPa. Os resultados estão apresentados em termos da razão V/V_0 (volume do CP/volume inicial do CP), em função da tensão octaédrica média líquida ($p - u_a$). O valor da tensão de pré-adensamento isotrópica obtido para este ensaio foi de aproximadamente 350 kPa ($(p - u_a) = 350$ kPa), o que fez com que, nos ensaios posteriores, se adotasse uma tensão de confinamento isotrópica de 150 kPa ($(p - u_a) = 150$ kPa), antes do cisalhamento de cada corpo de prova, segundo as diferentes trajetórias de tensões adotadas. Para o valor de sucção de 200 kPa, as amostras foram ensaiadas segundo as trajetórias de 25°, 50°, 71,6°, 90° e 100°. Devido aos altos valores de resistência dos corpos de prova, não se pôde realizar ensaios com inclinações superiores a 100°, pois isto requereria valores de σ_r menores do que os valores de u_a o que é fisicamente impossível de se obter. As figuras 4.47 a 4.50 apresentam os resultados obtidos para os ensaios realizados com sucção constante de 200 kPa, em trajetórias múltiplas de tensão.

Figura 4.46 – Curva de compressão isotrópica obtida para ensaio realizado com valor de sucção matricial constante de 200 kPa.

Figura 4.47 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa.

Figura 4.48 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa.

Figura 4.49 – Curvas de $q \times \varepsilon_a$ obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa.

Figura 4.50 – Curvas de $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidas a partir de ensaios com sucção controlada, para um valor de sucção igual a 200 kPa. $\sigma_3 - u_a = 150$ kPa.

Os resultados apresentados na figura 4.50 também apontam para deformações volumétricas de compressão para os ensaios realizados conforme as trajetórias de tensões 90° e 100°, para um valor de sucção de 200 kPa. Estes resultados vêm reforçar o comportamento obtido para os ensaios realizados conforme trajetórias indicadas na figura 3.12, em amostra saturadas ou não, já apresentados nas figuras 4.37 e 4.45 (variações volumétricas de compressão). Para os ensaios realizados conforme trajetória indicada na figura 3.13, cujos resultados são apresentados na figura 4.42, o resultado obtido foi o inverso. Isto pode representar a influência da história de tensões do solo no seu comportamento isotrópico/anisotrópico.

A figura 4.51 apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios de compressão isotrópica realizados em uma amostra saturada e em amostras com sucção constante de 100 e 200 kPa. Conforme se pode observar desta figura, há um aumento significativo da tensão de pré-adensamento e do índice de compressão (C_c), quando se passa de uma condição saturada para a análise de um resultado obtido em um ensaio realizado com controle de sucção. Esta tendência, aliás, pôde ser observada também nos resultados dos ensaios de compressão confinada com controle de sucção apresentados nas figuras 4.19 a 4.25.

Figura 4.51 – Curvas de compressão isotrópica obtidas para ensaios saturado e com valores de sucção constantes de 100 e 200 kPa.

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 – Curva característica de sucção

As curvas características de sucção apresentadas na figura 4.2 foram ajustadas utilizando-se a equação proposta por Fredlund & Xing (1994), representada pela equação 5.1. O ajuste dos dados obtidos à equação 5.1 foi feito empregando-se o método dos mínimos quadrados.

$$\theta = \theta_{sat} \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000.000}{\psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (5.1)$$

Onde:

θ - Umidade volumétrica

θ_{sat} - Umidade volumétrica correspondente à saturação

e - Base dos logaritmos neperianos ($e = 2,718$).

ψ_r - Valor de sucção para umidade volumétrica residual, θ_r .

a = Uma aproximação do valor de entrada de ar do solo.

n = Parâmetro que controla a inclinação no ponto de inflexão da curva característica de sucção do solo

m = Parâmetro relacionado com a umidade volumétrica residual.

A tabela 5.1 sumariza os valores adotados para os parâmetros apresentados na equação 5.1. As figuras 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam as curvas características de sucção obtidas, em conjunto com o ajuste proposto para cada curva.

Tabela 5.1 – Valores dos principais parâmetros utilizados no ajuste da equação 5.1 aos dados experimentais para a curva característica de sucção do solo.

Profundidade	$\theta_{\text{sat}} (\%)$	ψ_r	a (kPa)	n	$\theta_r (\%)$	m	r^2
2m	53,8	20000	0,25	1,20	10,0	0,57	0,984
5m	47,6	20000	0,95	1,40	13,6	0,41	0,984
8m	40,6	10000	1,50	1,20	12,4	0,43	0,977

Conforme podemos observar das figuras 5.1 a 5.3, um bom ajuste aos dados experimentais foi obtido com o uso da equação 5.1, proposta por Fredlund & Xing (1994). A partir da análise da tabela 5.1, observa-se uma tendência de crescimento do parâmetro “a” com a profundidade, embora seus valores sejam muito baixos, próximos à zero. Valores de entrada de ar desta ordem de grandeza eram esperados a priori, já que as estruturas destes solos apresentam macro poros de grande diâmetro, visíveis a olho nu. Com o aumento da profundidade e das tensões que já atuaram no elemento de solo ensaiado, há uma diminuição no diâmetro destes macro poros, provocando um aumento no valor de entrada de ar do solo. A análise dos resultados em termos de umidade volumétrica se apresentou muito mais coerente do que em termos de umidade gravimétrica (não apresentada no trabalho), já que a umidade volumétrica leva em conta a diminuição do índice de vazios do solo com a profundidade

Figura 5.1 – Comparação entre valores de θ obtidos e ajustados pela equação 5.1. Profundidade de 2m.

Figura 5.2 – Comparação entre valores de θ obtidos e ajustados pela equação 5.1. Profundidade de 5m.

Figura 5.3 – Comparação entre valores de θ obtidos e ajustados pela equação 5.1. Profundidade de 8m.

5.2 – Ensaios de compressão triaxial

5.2.1 – Ensaios realizados em amostras saturadas

Com os dados apresentados nas figuras 4.4 a 4.6, obtidos a partir dos ensaios realizados em amostras saturadas, foram traçadas as envoltórias de resistência para o solo saturado para as profundidades de 2, 5 e 8m. Estas envoltórias, em conjunto com os valores de ϕ' e de c' calculados para o solo são apresentadas nas figuras 5.4 a 5.6.

Figura 5.4 – Envoltória de resistência drenada obtida para o solo saturado, profundidade de 2m.

Figura 5.5 – Envoltória de resistência drenada obtida para o solo saturado, profundidade de 5m.

Figura 5.6 – Envoltória de resistência drenada obtida para o solo saturado, profundidade de 8m.

Pela análise das figuras 5.4 a 5.6 nota-se um claro crescimento do intercepto de coesão do material, indo de 0 a 26,9 kPa. O ângulo de atrito interno do solo não apresentou uma tendência clara de variação com a profundidade, alcançando o seu menor valor para a profundidade de 8m (26,4°).

5.2.2 – Ensaios triaxiais em estágios múltiplos e controle de sucção

As figuras 5.7 a 5.18 apresentam as envoltórias de ruptura obtidas a partir dos resultados apresentados nas figuras 4.7 a 4.18. Nesta primeira análise, utilizou-se o método dos mínimos quadrados no ajuste da envoltória de resistência aos círculos de Mohr de ruptura. Os ensaios são primeiro apresentados para todos os valores de sucção de uma dada profundidade de amostragem, após o que passa-se para a profundidade de amostragem seguinte. A partir das figuras 5.4 a 5.18 serão elaborados gráficos, cuja função é o estudo do comportamento da coesão e do ângulo de atrito do solo com a sucção, para as três profundidades de amostragem.

Figura 5.7 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 2m.

Figura 5.8 – Envolvória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 2m.

Figura 5.9 – Envolvória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 2m.

Figura 5.10 – Envolvória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 2m.

Figura 5.11 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 5m.

Figura 5.12 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 5m.

Figura 5.13 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 5m.

Figura 5.14 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 5m.

Figura 5.15 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 40$ kPa. Profundidade de 8m.

Figura 5.16 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 80$ kPa. Profundidade de 8m.

Figura 5.17 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 120$ kPa. Profundidade de 8m.

Figura 5.18 – Envoltória de ruptura obtida para ensaios realizados com $(u_a - u_w) = 160$ kPa. Profundidade de 8m.

As figuras 5.19 a 5.21 apresentam as variações de $q = (\sigma_a - \sigma_r)$ com a tensão confinante líquida $(\sigma_r - u_a)$ e com a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, a partir dos dados apresentados nas figuras 4.4 a 4.18. Como se pode notar da análise destas figuras, há uma tendência de crescimento em q , para um mesmo valor de $(\sigma_r - u_a)$, com a sucção, embora os resultados apresentem uma certa dispersão. As figuras 5.22 a 5.24 apresentam as variações da coesão e do ângulo de atrito interno do solo, obtidas das figuras 5.4 a 5.18. Conforme se pode observar destas figuras, a coesão do solo, para as três profundidades, apresenta uma nítida tendência de crescimento com a sucção matricial.

Figura 5.19 – Valores de q x $(u_a - u_w)$ para diversos valores de $(\sigma_r - u_a)$.

Ensaio realizado para a profundidade de 2m.

Figura 5.20 – Valores de q x $(u_a - u_w)$ para diversos valores de $(\sigma_r - u_a)$.

Ensaio realizado para a profundidade de 5m.

Figura 5.21 – Valores de q x $(u_a - u_w)$ para diversos valores de $(\sigma_r - u_a)$.

Ensaio realizado para a profundidade de 8m.

Figura 5.22 – Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 2m.

Figura 5.23 – Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 5m.

Figura 5.24 – Valores de coesão aparente e ângulo de atrito interno obtidos em função da sucção, para a profundidade de 8m.

Para o caso do ângulo de atrito interno do solo contudo, não se pôde observar uma tendência de variação com a sucção para nenhuma das profundidades de ensaio. Resultados semelhantes foram obtidos em ensaios realizados em solos brasileiros por Fonseca et al. (1994) e Teixeira, (1996). Outros autores contudo, como Röhms (1992), obtiveram valores de “c” e ϕ crescentes com a sucção.

Com base nos resultados apresentados nas figuras 5.22 a 5.24, foram realizadas análises considerando-se o ângulo de atrito interno do solo constante e igual ao valor obtido para o caso dos ensaios realizados em amostras saturadas. Os valores de intercepto de coesão assim obtidos estão representados nas figuras 5.25 a 5.27, para as profundidades de 2, 5 e 8m, em relação à superfície do terreno. Nas figuras 5.25 a 5.27 estão apresentadas, em conjunto com os dados experimentais obtidos, as curvas ajustadas utilizando-se a equação 5.2, apresentada em seguida. O ajuste da equação 5.2 aos pontos experimentais se deu por uso do método dos mínimos quadrados. A equação 5.2 ajusta os pontos de coesão aparente x sucção matricial conforme uma hipérbole e já foi utilizada por Röhms (1992) e Teixeira (1996), em solos semelhantes. A tabela 5.2 apresenta os valores de c' , a e b utilizados no ajuste da equação 5.2 aos dados experimentais para as três profundidades de amostragem.

$$c(s) = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b \cdot (u_a - u_w)} \quad (5.2)$$

Na equação 5.2, $c(s)$ é a coesão aparente do solo para um dado valor de sucção, c' é a coesão efetiva do solo, obtida para $(u_a - u_w) = 0$ e a e b são parâmetros do solo.

Tabela 5.2 – Valores adotados no ajuste da equação 5.2 aos dados experimentais.

Profundidade	c' (kPa)	a	b (kPa) ⁻¹	r^2
2m	0,0	3,49	0,0049	0,970
5m	11,6	1,70	0,0290	0,989
8m	28,3	1,35	0,0240	0,989

Pode-se mostrar que, para valores de $(u_a - u_w) \rightarrow \infty$, o valor da coesão aparente do solo tende para o valor de $c' + 1/b$. Para o caso do solo saturado, o valor de ϕ^b é dado pela equação 5.3.

$$\phi^b = \tan^{-1}(1/a) \quad (5.3)$$

▲ Pontos experimentais • Pontos previstos AJUSTADOS

Figura 5.25 – Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 2m.

▲ Pontos experimentais • Pontos ajustados

Figura 5.26 – Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 5m.

Conforme pode-se observar das figuras 5.25 a 5.27, a equação 5.2 se ajustou bem aos dados experimentais para todas as profundidades de amostragem. Para o caso dos ensaios realizados nas amostras coletadas na profundidade de 2m

(figura 5.25), contudo, a equação 5.2 poderia ser substituída por uma relação linear entre coesão aparente e sucção matricial. Isto é refletido no baixo valor de “b” obtidos para os dados apresentados na figura 5.25 ($b = 0,0049$), já que a relação linear é um caso particular da equação 5.2, obtido quando $b = 0$. Para o caso dos dados apresentados na figura 5.25, obteve-se um ϕ^b aproximadamente constante e igual a 16° para a faixa de valores de sucção ensaiada.

Figura 5.27 – Variação da coesão aparente do solo, em função da sucção matricial, considerando-se o ângulo de atrito interno constante e igual ao obtido para o solo saturado, para a profundidade de 8m.

Para os resultados de ensaios apresentados nas figuras 5.26 e 5.27, obtiveram-se curvas tipicamente hiperbólicas. De acordo com os dados apresentados nestas figuras, deve-se esperar valores de coesão aparente máximos de 46 e 67 kPa para as profundidades de 5 e 8m, respectivamente. Deve-se atentar contudo para o fato de que a faixa de valores de sucção utilizada em tal estimativa engloba valores de no máximo 160 kPa, o que dificulta uma estimativa de um valor limite de coesão aparente a ser atingido pelo solo. Ainda utilizando-se os dados apresentados nas figuras 5.26 e 5.27, obtém-se valores de ϕ^b de $30,5^\circ$ e 36° para as profundidades de 5 e 8m respectivamente, para um valor de sucção nulo. Nota-se que, para o caso dos ensaios realizados em amostras coletadas na profundidade de 8m, obtém-se um valor de $\phi^b > \phi'$ para o solo saturado. Valores de $\phi^b > \phi'$ já foram encontrados por Teixeira (1996), analisando solo semelhante, em ensaios realizados em amostras compactadas. Para o caso dos ensaios realizados em corpos de prova coletados na profundidade de

5m, obteve-se um valor de ϕ^b aproximadamente igual a ϕ' . Considerando-se os dois valores de coesão aparente apresentados na figura 5.27, para valores de sucção de 0 e 40 kPa, obtém um valor de ϕ^b secante de 23,5°, bem mais próximo do valor do ângulo de atrito interno do solo. Deste modo, o alto valor de ϕ^b obtido para um valor de sucção nulo, para a profundidade de 8m, poderia também ser credenciado ao ajuste obtido pelo uso da equação 5.2. O comportamento atípico obtido para os corpos de prova coletados na profundidade de 2m, poderia, em princípio, ser devido ao alto índice de vazios e à estrutura muito frágil das amostras, o que julga-se ter dificultado (ou mesmo impossibilitado) a obtenção de amostras verdadeiramente indeformadas.

5.2.3 – Obtenção da resistência ao cisalhamento do solo a partir da curva característica.

Conforme relatado no item 2.4.2 da revisão bibliográfica, recentemente algumas propostas foram lançadas no sentido de se estimar a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados com base na curva característica de sucção do solo. Neste item foram apresentados dois procedimentos distintos, propostos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et al. (1995), para estimativa da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Segundo Öberg & Sallfors (1997), a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado poderia ser estimada pela equação 5.4, apresentada adiante.

$$\begin{aligned}\tau &= c' + (\sigma - S_r \cdot u_w - (1 - S_r)u_a) \cdot \tan \phi' \quad \text{ou} \\ \tau &= c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot S_r \cdot \tan \phi'\end{aligned} \quad (5.4)$$

Conforme apresentado no item 2.4.2, esta expressão representa o critério de ruptura de Mohr – Coulomb aplicado ao princípio das tensões efetivas de Bishop, fazendo-se implicitamente a hipótese $S_r = \chi$. Os valores dos termos $(u_a - u_w)$ e S_r são obtidos da curva característica de sucção. Segundo Fredlund et al. (1995) a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode ser obtida a partir da curva característica pelo uso da equação 5.5, apresentada a seguir.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \tan \phi' \int_0^{(u_a - u_w)^P} [S_e] d(u_a - u_w) \quad (5.5)$$

$$\text{Onde, conforme apresentado no item 2.4.2: } S_e = \frac{S_r - S_{r_r}}{1 - S_{r_r}} \quad (5.6)$$

Desmembrando-se as equações 5.4 e 5.5, considerando-se o ângulo de atrito interno do solo constante com a sucção, pode-se escrever uma função da coesão aparente do solo com a sucção matricial, para as propostas de Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et al. (1995), conforme apresentado pelas equações 5.7 e 5.8, respectivamente.

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot S_r \cdot \tan \phi' \quad (5.7)$$

$$c = c' + \tan \phi' \int_0^{(u_a - u_w)^P} [S_e] d(u_a - u_w) \quad (5.8)$$

A equação 5.1 é utilizada para representar a curva característica de sucção do solo até um $S_r = 0$ (solo totalmente seco). Deste modo, caso se adotasse $S_{r_r} = 0$ na equação 5.8 teríamos $S_e = S_r$. A equação 5.8 ficaria então reduzida a equação 5.9, apresentada adiante. O uso de um valor de $S_{r_r} \neq 0$, em conjunto com a equação 5.10, irá implicar ao fato de que para valores de sucção superiores a $(u_a - u_w)_r$ teremos valores de S_e negativos e portanto valores de coesão decrescentes com a sucção. Este comportamento tem sido observado em alguns solos, quando submetidos a altos valores de sucção (Gan & Fredlund, 1995). Como os valores de $\psi_n = (u_a - u_w)_r$ são em geral muito altos (vide tabela 5.3), o uso de $S_{r_r} \neq 0$ pode ser justificado por conduzir a valores de coesão crescentes com a sucção em um domínio bastante superior aos valores de sucção freqüentemente encontrados em campo. Além disto, o uso dos valores de S_{r_r} obtidos da equação 5.10 conduziu a uma melhor previsão dos resultados experimentais.

$$c = c' + \tan \phi' \int_0^{(u_a - u_w)^P} [S_r] d(u_a - u_w) \quad (5.9)$$

Por outro lado, a equação da curva característica de sucção do solo (equação 5.1), expressa em termos do grau de saturação do solo fica:

$$S_r = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000.000}{\psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (5.10)$$

Onde todas as constantes apresentadas na tabela 5.1 permanecem as mesmas, já que S_r e θ são proporcionais ($\theta = S_r \cdot n$).
↳ porosidade

As figuras 5.28 a 5.30 apresentam as previsões de valores de coesão aparente, em função da sucção, obtidas utilizando-se as equações 5.7, 5.8 e 5.10. Nestas figuras são apresentados também os valores de coesão aparente obtidos experimentalmente e já apresentados nas figuras 5.25 a 5.27. A tabela 5.3 apresenta os valores de ψ_r , S_r e “p” utilizados para o ajuste aos pontos experimentais dos valores de coesão aparente fornecidos pela equação 5.8.

Tabela 5.3 – Valores utilizados na estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.

Profundidade	ψ_r (kPa)	S_r	p
2m	20.000	0,186	0,60
5m	20.000	0,283	1,00
8m	10.000	0,265	0,95

Figura 5.28 – Comparação entre os valores de coesão previstos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et. al. (1995) e experimentais. Prof. = 2m.

Figura 5.29 – Comparação entre os valores de coesão previstos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et. al. (1995) e experimentais. Prof. = 5m.

Figura 5.30 – Comparação entre os valores de coesão previstos por Öberg & Sallfors (1995) e Fredlund et. al. (1995) e experimentais. Prof. = 8m.

Conforme pode-se observar destas figuras, um ajuste razoável é obtido pelo uso das equações 5.7 e 5.8 na previsão da resistência ao cisalhamento destes solos, em condições não saturadas, apesar do fato de que as curvas obtidas por estas propostas possuem um formato que se distancia muito da variação dos pontos experimentais. Deve-se notar contudo, que para a profundidade de 2m, o parâmetro “p” utilizado pela proposta de Fredlund et al (1995) foi muito inferior aos demais, admitidos como sendo 1,00 e 0,95 para as profundidades de 5 e 8m, respectivamente. Esta discrepância de valores pode ser devida às dificuldades

encontradas na moldagem dos corpos de prova para a profundidade de 2m, conforme relatado anteriormente.

De um modo geral, os resultados obtidos com o uso das propostas de Fredlund et. al (1995) foram um pouco melhores do aqueles obtidos utilizando-se o procedimento proposto por Öberg & Sallfors (1995). Vale ressaltar contudo, que as hipóteses admitidas pela equação 5.7 são bem mais fortes do que aquelas admitidas para a equação 5.8 e que a equação 5.7, por se apresentar de uma forma bastante simplificada, pode ser usada de maneira mais imediata. No caso da equação 5.8, para que esta possa ser usada na previsão da resistência ao cisalhamento, é necessário que se conheça previamente o valor do parâmetro “p”, o que só pode ser feito comparando-se resultados previstos com resultados experimentais, descaracterizando o caráter expedito da obtenção da resistência ao cisalhamento de solos não saturados a partir da curva característica de sucção. Para as profundidades 5m e 8m, contudo, resultados semelhante àqueles apresentados nas figuras 5.29 e 5.30 seriam obtidos caso adotássemos valores de “p” iguais à unidade. Isto faria simplificar a equação 5.8 e possibilitaria o seu uso imediato.

5.3 – Ensaios de compressão confinada

A figura 5.31 apresenta a variação da tensão vertical efetiva do solo e das tensões de pré-adensamento obtidas a partir de ensaios de compressão confinada em amostras saturadas e na umidade natural, em função da profundidade de coleta das amostras. Os dados apresentados nesta figura tiveram como origem os resultados apresentados nas figuras 4.19 a 4.25, do capítulo anterior.

Conforme pode-se observar desta figura, o solo se apresenta levemente sobre-adensado ao longo de todo o perfil, apresentando sempre valores de OCR menores do que 2 (ensaios realizados em amostras saturadas, excetuando-se o ensaio realizado para a profundidade de 1m). Para o caso dos ensaios realizados na umidade

natural, há um pequeno aumento na tensão de pré-adensamento do solo, sendo que para pequenas profundidades encontram-se valores de OCR próximos de 3.

Figura 5.31 – Variação da tensão vertical e da tensão de pré-adensamento com a profundidade.

A figura 5.32 apresenta as variações dos índices de compressão e recompressão com a profundidade, obtidos em ensaios realizados em amostras saturadas e na umidade natural.

Figura 5.32 – Variação dos índices de compressão e recompressão com a profundidade.

Conforme se pode observar desta figura, obtiveram-se valores de C_c crescentes com a profundidade, com os maiores valores normalmente sendo obtidos para o caso dos ensaios na ^{SATURADAS}umidade natural. Para o caso do índice de compressão, nos ensaios realizados em amostras na umidade natural, obtiveram-se geralmente valores de C_c superiores aos valores obtidos em amostras saturadas. Acima da linha de seixos, apresentada na figura, o índice de compressão não apresentou nenhuma tendência de variação com a profundidade, tanto para o caso dos ensaios realizados em amostras saturadas quanto para o caso dos ensaios realizados na umidade natural (obtiveram-se valores de C_c médios acima da linha de seixos de aproximadamente 0,30 e 0,40, para amostras saturadas e na umidade natural, respectivamente). À medida que os ensaios são realizados no solo residual de arenito, há um claro decréscimo nos valores de C_c (passando-se a se ter valores de C_c da ordem de 0,19), sendo que os valores obtidos nos ensaios realizados na umidade natural se aproximam daqueles obtidos em amostras saturadas.

As figuras 5.33 a 5.39 apresentam as variações do índice de compressão do solo, em função da sucção matricial, para cada profundidade de coleta de amostras em que se realizou ensaios de compressão confinada. Conforme pode-se observar destas figuras, o índice de compressão do solo apresenta um crescimento com a sucção o qual pode ser representado por uma curva potencial com expoente menor do que a unidade, para as profundidades de amostragem de 1 a 5 e 8m. Em outras palavras, a inclinação da curva índice de compressão x sucção tende a decrescer com o valor da sucção. Comportamento semelhante foi obtido por Machado & Vilar (1997) em ensaios de compressão confinada realizados em amostras de solo compactadas. Para a profundidade de amostragem de 7m, os valores de C_c não apresentam uma tendência clara de variação com a sucção.

A figura 5.40 apresenta pontos experimentais obtidos para as profundidades de amostragem de 1 a 4m, em termos da relação $C_c(s)/C_c(0)$, (índice de compressão do solo para um dado valor de sucção/índice de compressão do solo saturado). Conforme pode-se observar desta figura, todos os valores de C_c assim

adimensionalizados podem ser colocados em um único gráfico para análise, apresentando um mesmo comportamento em função da sucção. Conforme pode-se observar da figura 5.40, para altos valores de sucção (acima de 400 kPa) pode-se obter valores de índice de compressão maiores do que o dobro obtido em ensaios realizados em amostras saturadas.

Figura 5.33 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 1m.

Figura 5.34 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 2m.

Figura 5.35 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 3m.

Figura 5.36 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 4m.

Figura 5.37 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 5m.

Figura 5.38 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 7m.

Figura 5.39 – Curva de variação do índice de compressão em função da sucção. Profundidade de 8,5m.

Figura 5.40 - Valores de $C_c(s)/C_c(0)$ em função da sucção para ensaios realizados entre as profundidades de 1 e 4m.

As figuras 5.41 a 5.47 apresentam as variações da tensão de pré-adensamento do solo em função da sucção para cada profundidade de amostragem. Conforme ilustrado nestas figuras, para todas as profundidades estudadas os dados

obtidos puderam ser aproximados por uma equação análoga àquela utilizada no ajuste das curvas C_c x sucção. Pode-se dizer também que estas curvas (notar a inversão dos eixos), são uma aproximação das superfícies de escoamento LC apresentadas no item 2.7 da revisão bibliográfica (figura 2.7.2).

Neste mesmo item são discutidas as formas de variação das superfícies de escoamento necessárias para a ocorrência de colapso máximo em um determinado solo. Conforme apresentado na figura 2.7.6, estas superfícies de escoamento deveriam se tornar menos inclinada com o início da plastificação, passando a se tornar mais inclinada a partir de determinado ponto (correspondente ao valor da tensão vertical para a qual se obtém o colapso máximo). Levando-se em consideração a inversão de eixos apresentada nas figuras 5.41 a 5.45 e o fato de que as superfícies de escoamento se tornam menos inclinadas até a cota de 4m, passando a se apresentar mais inclinada para profundidades maiores, pode-se dizer que o comportamento do colúvio arenoso apresentado nestas figuras satisfaz, ao menos qualitativamente, às condições de movimentação impostas à superfície LC, para o caso de solos exibindo um máximo de colapso.

Figura 5.41 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 1m.

Figura 5.42 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 2m.

Figura 5.43 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 3m.

Figura 5.44 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 4m.

Figura 5.45 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 5m.

Figura 5.46 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 7m.

Figura 5.47 – Curva de variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção. Profundidade de 8,5m.

A figura 5.48 apresenta, para efeito de comparação, as superfícies de escoamento já apresentadas nas figuras 5.41, 5.44 e 5.47. Pode-se notar claramente da figura 5.48 as mudanças de inclinação que ocorrem nas superfícies de escoamento do solo à medida em que aumentam os valores da tensão de pré-adensamento

saturada das mesmas. Deve-se levar em consideração que o solo para a profundidade de 8m é um solo residual de arenito e não um colúvio arenoso como o solo das duas outras curvas. Talvez por isto, a superfície de escoamento LC para a profundidade de 4m cruze a superfície de escoamento LC para 8,5m, o que em princípio não deveria ocorrer, caso tratássemos com o mesmo solo.

Figura 5.48 – Formas das superfícies de escoamento LC obtidas para três níveis de coleta de amostras.

A figura 5.49 apresenta os valores de C_e obtidos para todos os ensaios de compressão confinada realizados. Conforme pode-se observar desta figura, não houve uma tendência de variação do índice de recompressão do solo, seja em função da sucção, seja em função da profundidade. Vale ressaltar que o valor do C_e médio calculado ($C_e = 0,0158$) foi sempre inferior a 10% do valor do C_c , para todas as profundidades, o que indica que durante a plastificação as deformações irreversíveis do solo são cerca de 90% das deformações totais.

A partir dos dados apresentados nas figuras 4.26 e 4.27, chega-se a valores de K_o médios obtidos durante o trecho de compressão do solo de 0,55 e 0,24 para a profundidade de 1m, em ensaios realizados em amostras saturadas e na umidade natural, respectivamente, e de 0,56 e 0,28, para a profundidade de 2m, em ensaios realizados em amostras saturadas e na umidade natural. Utilizando-se a

fórmula de Jaky (1956) para estimativa do valor de K_0 no trecho de compressão virgem da amostra ($1 - \sin \phi'$), chega-se a um valor de K_0 de 0,51 (para um $\phi' = 29^\circ$).

Figura 5.49 – Curva de variação do índice de recompressão em função da sucção. Todas as profundidades.

A figura 5.50 apresenta as variações volumétricas sofridas pelo solo durante ensaios realizados conforme a trajetória de tensões 2 (figura 3.4). Os resultados apresentados nesta figura são os mesmos apresentados na figura 4.28, em termos de $e/e_o \times (\sigma_v - u_a)$.

Figura 5.50 - Curvas de variação volumétrica em função da sucção obtidas em ensaios realizados conforme a trajetória de tensões 2.

Conforme se pode observar desta figura, o ensaio realizado com umedecimento paulatino em um valor de $(\sigma_v - u_a)$ de 230 kPa apresenta uma deformação volumétrica total não muito inferior àquela obtida para o ensaio realizado com umedecimento em um valor de $(\sigma_v - u_a)$ de 460 kPa. O ensaio realizado umedecendo-se a amostra em um valor de $(\sigma_v - u_a)$ de 1010 kPa já não apresenta praticamente nenhuma variação volumétrica por colapso.

Da análise da figura 5.50 pode-se supor a ocorrência de colapso máximo entre os valores de tensão vertical líquida de 230 e 460 kPa, atingindo-se colapsos máximos da ordem de 5%. As deformações volumétricas obtidas durante os ciclos de variação da sucção após o umedecimento parcial da amostra foram praticamente desprezíveis e não demonstraram interferir na tendência geral de comportamento do solo. Estes resultados estão de acordo com o fato de que as deformações volumétricas ocorridas nos corpos de prova durante a fase de imposição da sucção matricial foram de pequena monta, o que nos leva a possibilidade de adoção de valores de κ_s e λ_s iguais a zero, durante a fase de modelagem dos resultados, apresentada no capítulo seguinte.

Equações semelhantes àsquelas apresentadas nas figuras 5.33 a 5.39 foram utilizadas por Machado & Vilar (1997), como uma aproximação da função $\lambda(s)$ para amostras compactadas do solo coluvionar arenoso. Estas equações, embora não definam um valor máximo de $\lambda(s)$, possuem um expoente menor do que a unidade, de modo que se $s \rightarrow \infty$, $\partial\lambda/\partial s \rightarrow 0$. Conforme relatado anteriormente, já que $\lambda(s) > \lambda(0)$, a utilização da proposta de Alonso et al. (1990) para a representação da superfície de escoamento LC do solo não pode ser aplicada, pois conduziria a obtenção de valores de tensão de pré-adensamento decrescentes com a sucção (vide equação 5.11).

$$\left(\frac{p_o}{p^c}\right) = \left(\frac{p_o^*}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (5.11)$$

Por conta das incoerências advindas do uso da equação 5.11, as superfícies de escoamento LC obtidas (e apresentadas nas figuras 5.41 a 5.47) foram ajustadas utilizando-se a equação 5.12, proposta por Balmaceda et al. (1992) e apresentada adiante.

$$p_o = (p_o^* - p_c) + p_c \left[(1 - m)e^{-\alpha_b s} + m \right] \quad (5.12)$$

Onde α_b é um parâmetro de ajuste e m é uma função de p_o^* (tensão de pré-adensamento isotrópica para o solo saturado), representada pela equação 5.13.

$$m = 1 + \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} (p_o^* - p_c) e^{\frac{\zeta_x - p_o^*}{\zeta_x - p_c}} \quad (5.13)$$

Conforme relatado no item 2.7 da revisão bibliográfica, “ m ” assume valor unitário para $p_o^* = p_c$, e para altos valores de p_o^* ($p_o^* \rightarrow \infty$). $m(p_o^*)$ apresenta valor máximo para $p_o^* = \zeta_x$ ($m = \zeta_y$). Pode-se notar que para valores de sucção muito altos ($s \rightarrow \infty$), a equação 5.12 torna-se:

$$p_{o_{\max}} = p_o^* + p_c(m - 1) \quad (5.14)$$

As deformações plásticas por colapso em processo de umedecimento de uma amostra de solo submetida a um determinado valor de sucção são dadas pela equação 5.15 apresentada a seguir (utilizou-se a equação 2.7.42 do item 2.7 da revisão bibliográfica):

$$\varepsilon_{vp}^p = (\lambda_b(0) - \kappa_b) \ln \left(\frac{p_o^* - p_c + p_c \left((1 - m)e^{-\alpha_b s} + m \right)}{p_o^*} \right) \quad (5.15)$$

O termo $-p_c + p_c \left((1 - m)e^{-\alpha_b s} + m \right)$ representa o deslocamento da superfície de plastificação LC por conta do colapso ocorrido no solo. Isto é ilustrado na figura 5.51, apresentada adiante. O valor de ζ_x , o qual define o valor de $(p - u_a)$ para o qual se obtém o maior valor de colapso do solo (ζ_y), pode ser obtido, por exemplo, a partir da realização de ensaios com umedecimento paulatino da amostra

(trajetória 2, indicada na figura 3.4). O valor de ζ_x seria o valor de p_o^* para o qual se obtém o maior valor de colapso e ζ_y seria dado pelas deformações volumétricas plásticas medidas (ou estimadas, para o caso de colapso máximo) durante o umedecimento, utilizando-se a equação 5.15. A equação 5.16 apresenta ζ_y (para o caso do colapso máximo temos $\zeta_x = p_o^*$ e $m = \zeta_y$) definido em relação aos outros termos da equação 5.15. Na equação 5.16 utilizou-se a medida de deformação volumétrica total no lugar da deformação volumétrica plástica. Isto foi feito porque os valores de deformação volumétrica total são obtidos diretamente das medidas efetuadas nos ensaios com umedecimento das amostras de solo.

Figura 5.51 – Deslocamento das superfícies de escoamento LC por colapso, conforme proposta de Balmaceda et al. (1992)

$$\zeta_y = 1 + \frac{\left[\frac{p_o^* (e^{\alpha_0 / \lambda_0(0)} - 1)}{p_c} \right]}{1 - e^{-\alpha_0 s}} \quad (5.16)$$

Por fim, as superfícies LC assim obtidas devem possuir valores de ζ_y , ζ_x e p_c de modo que estas não se cruzem com o encruamento do solo. Conforme discutido no item 2.7 da revisão bibliográfica deste trabalho, isto é obtido quando:

$$\frac{\partial p_o^*}{\partial p_o^*} = 1 + p_c \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} e^{\frac{\zeta_x - p_o^*}{\zeta_x - p_c}} \left[1 - \frac{p_o^* - p_c}{\zeta_x - p_c} \right] \geq 0 \quad (5.17)$$

Admitindo-se que as superfícies de escoamento no espaço $(q;p)$ não tenham a sua forma alterada com incrementos de sucção, mostra-se que as superfícies de escoamento LC, definidas em termos de $(\sigma_v - u_a)$, devem estar relacionadas com as superfícies LC, definidas em termos de $(p - u_a)$. Em outras palavras, para o caso da hipótese levantada acima temos $p_o/\sigma_{vo} = p^*_o/\sigma_v^*_o = \pi$, onde π é uma constante que irá depender da forma da superfície de escoamento do solo no espaço $((p - u_a); q)$. Tem-se também que $(p_c - u_a)/(\sigma_{vc} - u_a) = v$, onde $v = (1 + 2Ko)/3$ e Ko é o valor do coeficiente de empuxo em repouso do solo.

Para o solo localizado acima da linha de seixos, os valores de $m(p^*_o)$ foram obtidos observando-se o comportamento das superfícies de escoamento LC, com base nos dados apresentados nas figuras 5.41 a 5.45. Conforme relatado anteriormente, as superfícies de plastificação LC obtidas para os ensaios realizados no colúvio arenoso (solo acima da linha de seixos), tornam-se cada vez menos inclinadas até a profundidade de 4m (evidenciando uma tendência de aumento de colapso por umedecimento), passando a se apresentar mais inclinadas para maiores profundidades (a partir deste ponto obteríamos colapsos decrescentes com a sobrecarga). Valores de ζ_y , p_c e α_b foram obtidos variando-se o valor de ζ_x entre 50 e 150 kPa. Os valores de p_c pesquisados foram sempre menores do que p^*_{oi} , já que a adoção de valores de $p_c > p^*_{oi}$ (onde p^*_{oi} representa o valor da tensão de pré-adensamento inicial para a condição saturada do solo, obtida para a profundidade de 1m) pode conduzir a valores de $m < 1$, o que levaria a decréscimos na tensão de pré-adensamento com a sucção. As figuras 5.52 a 5.55 apresentam as superfícies de escoamento LC obtidas para o solo, para as profundidades de 1 a 5m, em conjunto com os dados experimentais obtidos. Os valores utilizados para o ajuste da equação 5.12 aos dados experimentais foram $\zeta_x = 140$ kPa, $\zeta_y = 72$, $p_c = 5$ kPa e $\alpha_b = 0,008$ kPa⁻¹. Deve-se ressaltar que estes valores não constituem um conjunto de parâmetros que leve ao melhor ajuste da superfície LC aos pontos experimentais, para cada profundidade de amostragem. Isto ocorre porque a equação 5.17, devendo ser atendida, limita as possibilidades de escolha de parâmetros para a superfície LC do solo. O coeficiente de

correlação obtido para o ajuste da equação 5.12 aos dados experimentais nas profundidades de 1 a 5m foi de $r = 0,83$. Conforme também relatado no item 2.7 da revisão bibliográfica apresentada neste trabalho, o uso da equação 2.7 elimina a necessidade da definição de uma função $\lambda_b(s)$, sendo as deformações volumétricas plásticas calculadas por meio dos incrementos em p_o^* .

Figura 5.52 – Comparação entre a superfície LC obtida para as profundidades de 1m e 2m e os dados experimentais

Figura 5.53 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 3m e os dados experimentais.

Figura 5.54 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 4m e os dados experimentais.

Figura 5.55 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 5m e os dados experimentais.

Pelos dados apresentados nas figuras 5.52 a 5.55 nota-se que um ajuste razoável foi obtido entre os dados experimentais e a equação proposta por Balmaceda et al. (1992) para a superfície de escoamento LC do solo.

Para o solo residual de arenito, o ajuste da equação 5.12 aos dados experimentais foi realizado utilizando-se os resultados apresentados nas figuras 5.46 e

5.47. Conforme já relatado anteriormente, de acordo com os dados apresentados nesta figura, pode-se esperar um colapso total máximo da ordem de 5%, para o solo da profundidade de 8,5m, em ensaios realizados conforme a trajetória de tensões 2, para uma sucção inicial de 400 kPa. O valor de σ_{vo} para o qual se obtém um máximo colapso se situou entre 230 e 460 kPa. As figuras 5.56 e 5.57 apresentam as superfícies de escoamento previstas para as profundidades de 7 e 8,5m, em conjunto com os dados experimentais, utilizando-se valores de ζ_y , p_c , ζ_x e α_b calculados utilizando-se os dados apresentados nas figuras 5.46 e 5.47, de modo a satisfazer a equação 5.17. Os valores utilizados para o ajuste da equação 5.12 aos dados experimentais foram $\zeta_x = 160\text{kPa}$, $\zeta_y = 85$, $p_c = 3,5\text{ kPa}$ e $\alpha_b = 0,006\text{ kPa}^{-1}$. No ajuste realizado obteve-se um coeficiente de correlação de $r = 0,96$. Entrando-se com um valor de λ_b de 0,039 (obtido a partir dos ensaios de compressão confinada realizados na câmara de Bishop & Wesley, da trajetória de compressão isotrópica realizada como parte do primeiro grupo de ensaios com tensão controlada e dos ensaios de compressão confinada em amostras saturadas, com o uso da equação 2.7.47) na equação 5.16, obtém-se um valor de colapso máximo a ser previsto pelo modelo de Balmaceda et al. (1992) de aproximadamente 3,7%.. A adoção de um valor de ζ_y de modo a prever deformações por colapso de até 5% não foi possível por conta da restrição representada pela equação 5.17.

Figura 5.56 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 7m e os dados experimentais.

Conforme pode-se perceber das figuras 5.56 e 5.57, obteve-se um bom ajuste da equação 5.12 aos dados experimentais. O valor de ζ_x adotado (160 kPa), aponta para uma tensão vertical líquida de inundação, para obtenção de um valor máximo de colapso, de aproximadamente 420 kPa, dentro do intervalo de tensões verticais líquidas esperado (entre 230 e 460 kPa). A figura 5.58 apresenta a superfície de escoamento para o valor de colapso máximo a ser apresentado pelo solo residual de arenito. Estão indicados nesta figura o valor da tensão vertical líquida de obtenção do colapso máximo e o valor de ζ_x (σ_{vo}^*).

Figura 5.57 – Comparação entre a superfície LC obtida para a profundidade de 8,5m e os dados experimentais.

Figura 5.58 – Superfície LC responsável pela obtenção do colapso máximo do solo. Modelo de Balmaceda et al. (1992).

5.4 – Ensaios realizados em trajetórias múltiplas de tensão.

5.4.1 – Ensaios em amostras saturadas

Conforme discutido no capítulo 3 (item 3.7) deste trabalho, os ensaios realizados com controle de tensão em amostras saturadas tiveram o objetivo de estudar a forma das superfícies de escoamento do solo residual de arenito no espaço ($q;p'$) assim como a natureza da lei de fluxo do material (se associada ou não). Para tanto, os ensaios realizados foram separados em dois grupos, conforme a trajetória de tensões adotada para a realização dos mesmos (vide figuras 3.12 e 3.13). No primeiro grupo procurou-se estudar a forma da superfície de escoamento do solo gerada durante a sua história de carregamentos em campo, enquanto no segundo grupo de ensaios procurou-se avaliar possíveis mudanças na forma da superfície de escoamento do solo ou na sua lei de fluxo com a ocorrência de um dado montante de encruamento. A determinação dos pontos de escoamento do solo para a sua superfície de escoamento original se deu adotando-se o seguinte procedimento:

a) – Nos ensaios realizados segundo trajetórias de tensões com inclinações superiores a 90° , o corpo de prova tenderia a apresentar um encruamento do tipo “strain softening”, de modo que devido ao programa de carregamento imposto (com acréscimos na tensão desviatória e decréscimos na tensão radial) este apresentava sempre um processo de ruptura frágil. Para estes corpos de prova, o estado de tensões de ruptura coincide com o estado de tensões de plastificação do material, sendo os pontos de plastificação dos mesmos facilmente definidos.

b) Nos ensaios realizados com compressão confinada ou compressão isotrópica, o estado de tensões de plastificação foi definido utilizando-se o procedimento para estimativa da tensão de pré-adensamento do solo proposto por Pacheco Silva. Os resultados obtidos durante a primeira fase (fase de compressão e descompressão confinadas) do segundo grupo de ensaios também foram utilizados,

assim como os resultados dos ensaios de compressão confinada realizados utilizando-se a célula edométrica.

c) Por fim, nos ensaios realizados segundo as outras trajetórias de tensões, utilizou-se o procedimento proposto por Graham et al. (1983), para definição do estado de tensões de escoamento do material. Segundo estes autores, o ponto de escoamento do solo pode ser definido como uma mudança de inclinação na curva S_w x W , onde S_w é o invariante de tensões definido pela equação 5.18 e W é o trabalho realizado sobre a amostra, calculado utilizando-se a equação 5.19, para um caso de carregamento axissimétrico.

$$S_w = \sqrt{q^2 + p^2} \quad (5.18)$$

$$W = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{\sigma_{1i} + \sigma_{1(i+1)}}{2} \right] [\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{1(i+1)}] + 2 \left[\frac{\sigma_{3i} + \sigma_{3(i+1)}}{2} \right] [\varepsilon_{3i} - \varepsilon_{3(i+1)}] \right\} \quad (5.19)$$

Como a mudança de inclinação nas curvas S_w x W se deu de forma paulatina, o ponto de escoamento do material para uma dada trajetória foi determinado aproximando os dois trechos, anterior e posterior à plastificação, a segmentos de reta e definindo o ponto de plastificação do solo como a interseção das mesmas. Procedimento semelhante foi utilizado por Parry & Nadarajah (1973) para definição de superfícies de plastificação em amostras pré-adensadas de caulim. A figura 5.59 ilustra a definição do ponto de escoamento para a amostra ensaiada conforme a trajetória de tensões com inclinação de 40° . A figura 5.60 ilustra a definição do ponto de escoamento para a amostra ensaiada conforme a trajetória de tensões com inclinação de -30° . Conforme se pode observar destas figuras, a definição do ponto de escoamento para a amostra ensaiada conforme a trajetória de tensões -30° se deu para valores mais baixos de trabalho realizado na amostra.

A definição dos pontos de plastificação do solo utilizando-se o critério proposto por Graham et al. (1983) e pelo método de Pacheco Silva para determinação de tensão de pré-adensamento do solo apresentaram valores próximos um do outro. A figura 5.61 apresenta a definição da tensão de pré-adensamento do solo para um

ensaio do segundo grupo (compressão e descompressão confinadas) enquanto a figura 5.62 apresenta a definição do ponto de escoamento do material utilizando-se o procedimento proposto por Graham et al. (1983), para o mesmo ensaio.

Figura 5.59 – Definição do ponto de escoamento para a amostra saturada ensaiada segundo a trajetória de tensões de 40° .

Figura 5.60 – Definição do ponto de escoamento para a amostra saturada ensaiada segundo a trajetória de tensões de -30° .

Os estados de tensão correspondentes aos pontos de escoamento do material, determinados conforme descrito anteriormente, foram ajustados às equações propostas por Alonso et al. (1990) (ou Balmaceda et al., 1992) e por Bolzon et al. (1996), para representação da superfície de escoamento do solo no espaço $(q;p')$. As figuras 5.63 e 5.64 apresentam as superfícies de escoamento propostas por Alonso et al. (1990) e por Bolzon et al. (1996), ajustadas aos dados experimentais, calculados utilizando-se os resultados apresentados nas figuras 4.29 a 4.37 e 4.39. As equações

5.20 e 5.21 representam as propostas de Alonso et al. (1990) e Bolzon et al. (1996), respectivamente.

Figura 5.61 – Definição do ponto de escoamento em trajetória de compressão confinada, segundo Pacheco Silva.

Figura 5.62 – Definição do ponto de escoamento em trajetória de compressão confinada, segundo procedimento de Graham et al. (1983).

Conforme apresentado nestas figuras, a superfície de escoamento original do solo, adquirida durante a sua história de tensões em campo, não apresenta indícios de comportamento de um solo fortemente anisotrópico, de modo que propostas de equações para representação da superfície de escoamento no espaço ($q;p'$), de solos com forte anisotropia, não se adequam bem aos dados experimentais (vide proposta

de Cui & Delage (1996), item 2.7 da revisão bibliográfica). Nas figuras 5.63 e 5.64 está também apresentada a profundidade de coleta de cada amostra ensaiada, bem como é feita uma distinção dos pontos de escoamento obtidos por intermédio da realização de ensaios de compressão confinada (profundidade de 9m) e ensaios triaxiais convencionais (profundidade de 8m).

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (5.20)$$

$$q - M(p - u_a + Sr \cdot s) \left(1 + \frac{1}{c} \right) \left[1 - \left(\frac{p - u_a + Sr \cdot s}{p_o} \right)^c \right] = 0 \quad (5.21)$$

Figura 5.63 – Ajuste da equação 5.20, utilizada pelo modelo de Alonso et al. (1990) aos dados experimentais. Solo saturado.

Figura 5.64 – Ajuste da equação 5.21, utilizada pelo modelo de Bolzon et al. (1996) aos dados experimentais. Solo saturado.

O valor de M adotado para o ajuste das equações 5.20 e 5.21 aos dados experimentais foi de 1,26, correspondendo a um ângulo de atrito de $31,5^\circ$, calculado utilizando-se os resultados de ensaios triaxiais realizados para a profundidade de 8m, apresentados na figura 4.6, forçando-se a obtenção de um intercepto de coesão nulo. Os valores dos parâmetros p_o , das equações 5.20 e 5.21 e “ c ”, da equação 5.21, foram obtidos utilizando-se mínimos quadrados.

Os resultados apresentados na figura 5.63 apresentam um bom ajuste à equação da superfície de escoamento do Cam-Clay modificado, adotada pelos modelos de Alonso et al. (1990) e de Alonso modificado (Balmaceda et al., 1992). Pode-se notar contudo, que o seu ajuste aos dados experimentais é bem melhor para os resultados situados à direita da projeção da linha de estados críticos, havendo uma super estimativa dos valores de plastificação do solo para o caso das amostras com altos valores de OCR na ruptura. A forma da superfície de escoamento do solo parece se manter inalterada para ensaios realizados com $\sigma_a < \sigma_r$.

Conforme apresentado na figura 5.64, há um razoável ajuste da equação 5.21 aos dados experimentais, embora o coeficiente de correlação obtido pelo uso de tal equação seja menor do que aquele obtido com o uso da equação 5.20. Com o uso da equação 5.21, os resultados obtidos de ensaios realizados de modo que o estado de tensões de escoamento se situe à esquerda da projeção da linha de estados críticos são melhor estimados. Há contudo, uma perda significativa na capacidade de previsão dos resultados situados à direita da projeção da linha de estados críticos. O valor de “ c ” adotado para o ajuste da equação 5.21 aos dados experimentais foi de 1,2.

A análise da lei de fluxo do material se deu do seguinte modo: para os modelos de Alonso et al. (1990) e Balmaceda (1992), a lei de fluxo é representada pela equação 5.22, apresentada adiante:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_o)} \quad (5.22)$$

Conforme discutido no item 2.7 da revisão bibliográfica, o parâmetro α pode ser adotado como um valor diferente de um, de modo que para trajetórias do tipo Ko as deformações radiais totais previstas sejam nulas. A equação 5.23 nos fornece o valor de α para tal situação, fazendo-se $K_0 = 1 - \sin\phi'$.

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \quad (5.23)$$

Para uma melhor representação das inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação do material, utilizou-se a equação 5.24, que nos fornece o valor de θ , ângulo que a normal à superfície de plastificação faz com a horizontal, definido de acordo com a figura 5.65.

$$\begin{cases} \text{se } -\frac{\partial(p-u_a)}{\partial q} \geq 0 \text{ e } q \geq 0 \Rightarrow \theta = a \tan\left(-\frac{\partial(p-u_a)}{\partial q}\right) \\ \text{se } -\frac{\partial(p-u_a)}{\partial q} < 0 \text{ e } q \geq 0 \Rightarrow \theta = a \tan\left(-\frac{\partial(p-u_a)}{\partial q}\right) + \pi \\ \text{se } -\frac{\partial(p-u_a)}{\partial q} < 0 \text{ e } q < 0 \Rightarrow \theta = a \tan\left(-\frac{\partial(p-u_a)}{\partial q}\right) \end{cases} \quad (5.24)$$

Figura 5.65 – Definição do ângulo θ de inclinação da normal à superfície de plastificação com a horizontal.

A partir de todos os ensaios de compressão confinada e isotrópica realizados em amostras saturadas, para a profundidade de 8m, chega-se a valores médios para λ e κ de 0,063 e 0,005, respectivamente, o que, adotando-se um valor de

$M = 1,26$, conduz a um valor de $\alpha = 0,44$ (para os ensaios em que $q < 0$, $M = 0,89$, o que leva a $\alpha = 0,36$). Os valores de θ para os vetores de incremento de deformação plástica foram obtidos a partir do ponto de plastificação determinado conforme descrito anteriormente, utilizando-se as duas medidas de deformações seguintes à definição do ponto de escoamento e subtraindo-se os valores das deformações elásticas, calculadas conforme as equações 5.25 e 5.26. Adotou-se um valor de coeficiente de Poisson de 0,25.

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\kappa dp}{vp} \quad (5.25)$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad G = \frac{3(1-2\nu)vp}{2(1+\nu)\kappa} \quad (5.26)$$

As figuras 5.66 e 5.67 apresentam os valores de θ experimentais e previstos, considerando uma lei de fluxo associada e utilizando-se valores de $\alpha = 0,44$ ($q > 0$) e $\alpha = 0,44$ ($q < 0$), respectivamente.

Nas figuras 5.66 e 5.67 são apresentadas também as superfícies de plastificação previstas para o material. As inclinações dos vetores de plastificação (θ), com sinal convencionado conforme figura 5.65, estão indicadas no eixo à direita do gráfico, enquanto os valores de q estão relacionados com a escala do eixo y esquerdo. As duas inclinações obtidas experimentalmente para os vetores de incrementos de deformação plástica se referem à leitura efetuada logo após a indicação do ponto de plastificação (ponto experimental 1) e a uma leitura posterior a esta (ponto experimental 2). No modelo de Bolzon et al. (1996), a lei de fluxo para do solo é dada pela equação 5.27, apresentada a seguir, onde $\eta = q/p$.

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{1}{(M - \eta)(1 + c)} \quad (5.27)$$

A figura 5.68 apresenta os valores de θ experimentais e os previstos utilizando-se o procedimento descrito anteriormente, pelo modelo de Bolzon et al. (1996) considerando uma lei de fluxo associada. Conforme pode-se observar desta

figura, o uso da equação 5.21 em conjunto com uma lei de fluxo associada conduz a previsão de deformações cisalhantes para trajetórias de compressão isotrópica.

Figura 5.66 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990) ($\alpha = 1$).

Figura 5.67 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990) ($\alpha = 0,44$ e $\alpha = 0,36$).

Figura 5.68 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à superfície de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Bolzon et al. (1996).

Uma outra forma de se avaliar a natureza da lei de fluxo do solo é através dos desvios angulares dos vetores de incrementos de deformação plástica ($\Delta\theta$). Estes desvios são iguais às diferenças entre os valores de θ obtidos com o uso da equação 5.24 e os valores de θ obtidos experimentalmente, para os vetores de incrementos de deformação plástica e podem ser extraídos dos dados apresentados nas figuras 5.66 a 5.68. Para uma análise mais coerente dos valores de $\Delta\theta$, adotou-se a convenção de sinais apresentada na figura 5.69. Desta forma, desvios angulares positivos vão sempre indicar que a relação $\epsilon_s^p/\epsilon_v^p$ prevista pelo modelo é superior àquela obtida experimentalmente. No caso de $\alpha = 1$, os desvios angulares se tornam iguais aos desvios de normalidade do solo em relação a lei de fluxo considerada. Para que a análise dos dados fosse realizada de uma forma menos subjetiva, os resultados apresentados em termos de desvios angulares foram também comparados utilizando-se o conceito de “desvio angular médio”, representado pela equação 5.28, mostrada adiante. Utilizando-se o conceito embutido na equação 5.28 fica mais fácil, por exemplo, verificar eventuais mudanças na natureza da lei de fluxo do solo, seja por variações na sucção matricial instalada, ou pelo seu encruamento.

$$d_m = \frac{\sum |desvio|}{n} \quad (5.28)$$

Figura 5.69 – Definição do sinal dos desvios angulares dos vetores de incremento de deformações plásticas.

As figuras 5.70 a 5.72 apresentam os desvios angulares obtidos para o modelo de Alonso et al. (1990) ($\alpha = 1$ e $\alpha = 0,44$ e $0,36$) e Bolzon et al. (1996), em função da relação $\eta=q/p$. Os desvios angulares médios obtidos a partir dos dados apresentados nas figuras 5.70 a 5.72 estão apresentados na tabela 5.4, em conjunto com os valores de desvios angulares médios obtidos para os ensaios saturados do segundo grupo e os ensaios realizados com controle de sucção.

Figura 5.70 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 1$.

Figura 5.71 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 0,44$ e $0,36$.

Figura 5.72 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Bolzon et al. (1996).

Conforme se pode verificar nas figuras 5.70 e 5.71 a adoção de uma lei de fluxo não associada, com $\alpha = 0,44$ e $0,36$, para o modelo de Alonso et al. (1990), conduz a previsão de deformações plásticas de cisalhamento a maioria das vezes inferiores àquelas obtidas experimentalmente, no momento da plastificação do solo. Quando do uso de uma lei de fluxo associada, o que ocorre é o contrário. Isto pode ser explicado pelo fato de que o uso do parâmetro α na lei de fluxo tende sempre a transladar os resultados apresentados na forma das figuras 5.70 e 5.71 para baixo, mantendo a sua tendência de variação. Pode-se presumir portanto, a partir dos dados

apresentados nas figuras 5.70 e 5.71, que a adoção de uma lei de fluxo associada para o solo estudado deve conduzir a previsões de deformações cisalhantes sempre maiores do que aqueles que seriam obtidos com a adoção de uma lei de fluxo não associada. Da figura 5.72 percebe-se que o uso da equação 5.21 (modelo de Bolzon et al. (1996), em conjunto com uma lei de fluxo associada, conduz a resultados similares àqueles obtidos com o uso de uma lei de fluxo associada e da equação 5.20. Conforme relatado anteriormente, contudo, este procedimento nos leva a prever deformações cisalhantes plásticas sob condições de carregamento isotrópico. A partir da análise dos resultados em termos do desvio angular médio, percebe-se que a adoção de uma lei de fluxo não associada para o modelo de Balmaceda et al. (1992) conduziu a melhores resultados do que aqueles obtidos empregando-se uma lei de fluxo associada.

Os ensaios do segundo grupo, realizados em amostras saturadas (vide trajetória de tensões apresentada na figura 3.13), tiveram como objetivo definir a forma da superfície de escoamento do solo após o mesmo haver sofrido um determinado montante de deformações plásticas. Este estudo é importante no sentido de se avaliar a eventual influência de fatores como cimentação e estrutura na superfície de plastificação original do solo (formada durante a sua história de carregamento em campo). Conforme apresentado no item 2.7 da revisão bibliográfica deste trabalho, segundo Leroueil & Vaughan (1990), para alguns solos, o efeito da estrutura é tão importante na determinação do seu comportamento quanto o seu índice de vazios inicial e a sua história de tensões. A definição dos pontos de escoamento para os ensaios do segundo grupo se deu de forma mais simplificada, já que os pontos definindo os valores máximos de q e p alcançados durante a primeira fase destes ensaios (compressão e descompressão confinadas) estão sobre a superfície de escoamento. Por outro lado, a forma de ruptura apresentada pelos corpos de prova durante a segunda fase dos ensaios (cisalhamento das amostras com valores de p' constantes), tendendo a apresentar um comportamento do tipo “work softening”, faz com que os estados de tensão de ruptura do solo coincida com os estados de tensão de escoamento do mesmo. As figuras 5.73 e 5.74 apresentam os pontos de

escoamento experimentais obtidos, ajustados pelas propostas de superfície de escoamento de Alonso et al. (1990) e Bolzon et al. (1996).

Figura 5.73 – Ajuste da equação 5.20, utilizada pelo modelo de Alonso et al. (1990) aos dados experimentais. Solo saturado, segundo grupo de ensaios.

Figura 5.74 – Ajuste da equação 5.21, utilizada pelo modelo de Bolzon et al. (1990) aos dados experimentais. Solo saturado, segundo grupo de ensaios. Valor de c adotado: 1,2.

Conforme pode-se observar das figuras 5.73 e 5.74, os pontos de escoamento obtidos a partir dos ensaios do segundo grupo em amostras saturadas tendem a definir uma superfície de escoamento de forma bastante similar àquela gerada durante a história de carregamento do solo em campo e determinada segundo procedimento descrito anteriormente. Deste modo, acredita-se ser pequena a

influência de fatores como estrutura e/ou cimentação na forma da superfície de escoamento do solo. De acordo com os resultados apresentados nas figuras 5.73 e 5.74 percebe-se novamente que a superfície de escoamento adotada no modelo de Bolzon et al. (1996) tende a se adequar melhor aos estados de tensões situados à esquerda da CSL no plano ($q;p$). Deve-se ressaltar contudo, que os dados situados à direita da CSL são em número reduzido e se concentram em uma única região do gráfico, o que dificulta a interpretação dos mesmos. As figuras 5.75 a 5.77 apresentam as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica, obtidas experimentalmente, segundo procedimento já descrito anteriormente, em conjunto com as inclinações dos vetores de plastificação previstos a partir da equação 5,24. Nota-se que há uma boa previsão da inclinação dos vetores de incrementos de deformação plástica adotando-se $\alpha = 0,44$ para o caso das trajetórias de compressão confinada, obtendo-se resultados ruins para as trajetórias realizadas com p' constante.

Figura 5.75 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). Ensaio do segundo grupo, $\alpha = 1$.

Figura 5.76 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). Ensaios do Segundo grupo, $\alpha = 0,44$.

Figura 5.77 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Bolzon et al. (1996). Ensaios do segundo grupo.

Conforme apresentado na figura 5.77 a adoção da equação 5.21 para superfície de escoamento (modelo de Bolzon et al., 1996) em conjunto com uma lei de fluxo associada conduz a uma previsão razoável das inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. As figuras 5.78 a 5.80 apresentam os desvios angulares obtidos para o modelo de Alonso et al. (1990) ($\alpha = 1$ e $\alpha = 0,44$) e Bolzon et al. (1996), em função da relação $\eta = q/p$ para os ensaios do segundo grupo

realizados em amostras saturadas. Conforme apresentado nas figuras 5.78 e 5.79, os resultados obtidos com o uso de $\alpha = 1$ (lei de fluxo associada), apontam para desvios angulares entre 10 e 20° para os pontos de escoamento obtidos a partir das trajetórias Ko de carregamento. Para o caso da adoção de $\alpha = 0,44$, os valores dos desvios angulares são sempre inferiores a 10°. De acordo com os dados apresentados na figura 5.80, percebe-se que o uso da equação 5.21 em conjunto com a adoção de uma lei de fluxo associada, conduz a resultados de qualidade inferior àqueles apresentados na figuras 5.78. A tabela 5.4 apresenta os valores de desvios médios obtidos para os dados apresentados nas figuras 5.78 a 5.80.

Figura 5.78 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 1$, segundo grupo de ensaios.

Figura 5.79 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $\alpha = 0,44$, segundo grupo de ensaios.

Figura 5.80 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Bolzon et al. (1996), segundo grupo de ensaios.

Um outro modo de se avaliar possíveis mudanças na forma da superfície de plastificação do solo com a evolução do encruamento é vincular a forma da superfície de plastificação do solo à forma dos contornos de igual trabalho plástico. Este procedimento já foi adotado por Lade & Kim (1988)(b). Estes autores admitem que as superfícies de plastificação do solo possuem formas semelhantes às curvas de igual trabalho plástico. Conforme discutido no item 2.7 da revisão bibliográfica, esta hipótese é bastante útil não só na averiguação da superfície de plastificação do solo originada em sua história de carregamentos em campo, mas também serve como uma ferramenta para avaliar mudanças na forma da superfície de plastificação ocasionadas pelo progresso da plastificação do material. O trabalho total realizado em uma amostra pode ser dado pela equação 5.29, apresentada adiante. Esta equação pode ser desmembrada de modo a separar o trabalho plástico do trabalho elástico realizado sobre o material, utilizando-se a propriedade aditiva do tensor de deformações: $\varepsilon = \varepsilon^p + \varepsilon^e$. Deste modo, para o cálculo do trabalho plástico realizado no material, o trabalho total foi calculado dos dados experimentais, utilizando a equação 5.19 e o trabalho elástico realizado foi estimado utilizando-se a equação 5.30.

$$W = \int (pd\varepsilon_v + qd\varepsilon_s) \quad (5.29)$$

$$W^e = \int (pd\varepsilon_v^e + qd\varepsilon_s^e) \quad (5.30)$$

Substituindo-se as equações 5.25 e 5.26 na equação 5.29 encontramos a equação 5.31, a qual nos fornece o valor do trabalho elástico realizado no material, para o intervalo de tensões considerado.

$$W^e = \frac{\kappa}{\nu} \left[(p_f - p_i) + \frac{2B(1+2\nu)}{9(1-2\nu)} \left(A \ln \left(\frac{p_f}{p_i} \right) + B(p_f - p_i) \right) \right] \quad (5.31)$$

Na equação 5.31 A e B representam os coeficientes linear e angular da trajetória de tensões adotada ($q = A + Bp$). p_f e p_i são os valores final e inicial da tensão octaédrica líquida média no intervalo de tensão considerado. Os valores médios utilizados para o cálculo da equação 5.31, em todos os ensaios realizados nas amostras saturadas foram: $\kappa = 0,005$, $\nu = 1,55$ e $\nu = 0,25$. A figura 5.81 apresenta os contornos de trabalho plástico obtido para o solo saturado. Apesar da dispersão apresentada pelos dados, nota-se que a forma dos contornos de trabalho plástico tendem a se preservar durante o processo da plastificação. Pode-se perceber também, a partir da análise dos resultados apresentados na figura 5.81, que os contornos de trabalho plástico se assemelham às formas assumidas pelas superfícies de plastificação com o uso das equações 5.20 e 5.21. Acredita-se que a dispersão nos resultados apresentados na figura 5.81, além de serem da mesma ordem dos dados apresentados nas figuras 5.63 e 5.64, são justificáveis devido à natureza indeformada das amostras ensaiadas (heterogeneidade intrínseca dos corpos de prova).

Figura 5.81 – Contornos de trabalho plástico obtidos em ensaios realizados em amostras saturadas.

5.4.2 – Ensaios realizados com controle de sucção.

Conforme apresentado no item 3.7.2 deste trabalho, foram realizados alguns ensaios com controle de sucção, em trajetórias tais como aquelas apresentadas na figura 3.12, para uma averiguação não só da forma da superfície de escoamento do solo para uma condição não saturada mas também da natureza da lei de fluxo do solo para esta condição. Além disto, através destes ensaios, buscou-se avaliar o espraçamento das superfícies de escoamento no espaço $(q;p)$ com a sucção e compará-lo com aquele previsto a partir dos aumentos da coesão e da tensão de pré-adensamento isotrópica líquida do solo (p_o). A figura 5.82 ilustra a expansão das superfícies de escoamento do solo no espaço $(q;p)$, conforme previsto no modelo de Alonso et al. (1990).

Figura 5.82 - Expansão das superfícies de escoamento do solo com a sucção. Alonso et al (1990).

Conforme ilustrado nesta figura, a expansão das superfícies de escoamento do solo no espaço $(q;p)$ se dá de duas formas distintas: acréscimos na coesão (representados pela função $p_s(s)$) e na tensão de pré-adensamento líquida isotrópica com a sucção (a qual por sua vez é dada pela equação da superfície de

escoamento LC do solo). Para uma análise das formas das superfícies de plastificação e da natureza das leis de fluxo do solo em condições não saturadas, em uma primeira instância, os valores de p_o e p_s , representados na equação 5.20, foram obtidos ajustando-se os dados experimentais (pontos de escoamento obtidos conforme descrito no item 5.4.1) à equação 5.20, pelo processo dos mínimos quadrados. As figuras 5.83 e 5.84 ilustram as superfícies de escoamento ajustadas aos dados experimentais, conservando-se o valor de $M = 1,26$, para os ensaios realizados com valores de sucção constantes e iguais a 100 e 200 kPa, respectivamente. Nestas figuras são também apresentados os valores de p_s e p_o obtidos no ajuste.

Figura 5.83 – Pontos de escoamento obtidos para os ensaios realizados com valores de sucção constante de 100 kPa, ajustados pela equação 5.20, pelo método dos mínimos quadrados.

Figura 5.84 – Pontos de escoamento obtidos para os ensaios realizados com valores de sucção constante de 200 kPa, ajustados pela equação 5.20, pelo método dos mínimos quadrados.

Conforme se pode observar destas figuras, a forma das superfícies de escoamento encontradas para os ensaios realizados com valores de sucção constante de 100 e 200 kPa se apresentou bastante similar àquela apresentada na figura 5.63, obtida a partir de ensaios realizados em amostra saturadas. Conforme mostrado nestas figuras, obteve-se valores de p_s e p_o de 15 kPa e 289 kPa, respectivamente, para os ensaios realizados com sucção de 100 kPa e de 51 kPa e 348 kPa para os ensaios realizados com sucção de 200 kPa.

As figuras 5.85 a 5.88 apresentam as inclinações dos vetores de plastificação previstos em conjunto com as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica, obtidos experimentalmente para os ensaios realizados com valores de sucção constantes de 100 kPa e 200 kPa, adotando-se as hipóteses de leis de fluxo associada ($\alpha = 1$) ou não associada ($\alpha = 0,44$). Conforme se pode observar destas figuras, o uso de leis de fluxo associadas ou não, em conjunto com a equação proposta para a superfície de escoamento pelo modelo de Alonso et al. (1990), conduz a resultados satisfatórios na previsão da inclinação dos vetores de incrementos de deformação plástica. Para uma melhor interpretação dos resultados, os dados apresentados nas figuras 5.85 a 5.88 são reapresentados nas figuras 5.89 a 5.92, em termos de desvios angulares.

Figura 5.85 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). ($u_a - u_w$) = 100 kPa, $\alpha = 1$.

A superfície de escoamento definida pela equação 5.21 (modelo de Bolzon et al., 1996) apresentou resultados de qualidade inferior aos obtidos pelo uso da equação 5.20.

Figura 5.86 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 100$ kPa, $\alpha = 0,44$.

Figura 5.87 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 1$.

Da análise das figuras 5.89 a 5.92 percebe-se que o uso de uma lei de fluxo não associada, definida por $\alpha = 0,44$, conduz a resultados um pouco inferiores do que aqueles obtidos quando do uso de leis de fluxo associadas. A tabela 5.4 nos fornece a análise dos dados em termos de desvios angulares médios.

Figura 5.88 – Comparação entre as inclinações dos vetores normais à sup. de plastificação e as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica. Modelo de Alonso et al. (1990). $(u_a - u_w) = 200 \text{ kPa}$, $\alpha = 0,44$.

Figura 5.89 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 100 \text{ kPa}$, $\alpha = 1$.

Figura 5.90 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 100 \text{ kPa}$, $\alpha = 0,44$.

Figura 5.91 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 1$.

Figura 5.92 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo de Alonso et al. (1990), $(u_a - u_w) = 200$ kPa, $\alpha = 0,44$.

Tabela 5.4 – Desvios angulares médios (d_m) obtidos

Ensaio	Desvio angular médio (d_m)			
	$\alpha = 1$, Ponto 1	$\alpha = 1$, Ponto 2	$\alpha = 0,44$, Ponto 1	$\alpha = 0,44$, Ponto 2
Ensaio saturados, 1º Grupo (Alonso et al., 1990)	16,0°	16,2°	15,2°	14,9°
Ensaio saturados, 2º Grupo (Alonso et al., 1990)	16,9°	15,2°	22,3°	17,4°
Ensaio saturados, 1º Grupo (Bolzon et al., 1990)	14,4°	15,2°	-	-
Ensaio saturados, 2º Grupo (Bolzon et al., 1996)	20,7°	16,3°	-	-
Ensaio não saturados, $s = 100$ kPa	12,5°	9,5°	17,9°	18,6°
Ensaio não saturados, $s = 200$ kPa	14,8°	15,3°	14,2°	14,8°

A partir dos dados apresentados até aqui neste trabalho (vide tabela 5.4), percebe-se que a forma da superfície de escoamento do solo estudado parece não apresentar grandes variações quando este passa de um estado saturado para um estado não saturado. O uso da superfície de escoamento do Cam-Clay modificado apresentou resultados satisfatórios, apesar da tendência de superestimar os valores de ruptura obtidos em amostras fortemente pré-adensadas. Fazendo-se uma análise dos desvios angulares médios obtidos em todos os resultados apresentados, percebe-se que nem a sucção nem o encruamento do solo modificaram os valores típicos obtidos (em torno de 15°), o que faz supor que a adoção de um mesmo tipo de lei de fluxo para o solo, esteja ele em condições saturadas ou não, deve conduzir a resultados satisfatórios.

O espraçamento das superfícies de escoamento com a sucção poderia ser estimado com o uso da função $p_s(s)$ e de uma equação para definição da superfície de escoamento LC do solo. Nos modelos de Alonso et al. (1990) e Balmaceda et al. (1992), $p_s(s)$ é admitida como uma função linear da sucção. Deve-se salientar contudo, que isto implica em adotar uma relação linear entre a coesão e a sucção matricial, o que, segundo os próprios autores, não é válido para boa parte dos solos estudados. Conforme apresentado no item 5.2.2 deste capítulo, obteve-se um bom ajuste aos dados experimentais relacionando-se a coesão do solo com a sucção matricial através de uma relação hiperbólica (equação 5.2). Para os ensaios realizados em amostras coletadas na profundidade de 8m, os parâmetros de ajuste encontrados para a equação 5.2 foram: $c' = 28,3$ kPa, $a = 1,35$ e $b = 0,024$ kPa⁻¹, o que conduziu a obtenção de um $r^2 = 0,989$. Para que a equação 5.2 seja transformada na função $p_s(s)$, é necessário que se estabeleça uma relação entre os valores de c' obtidos em termos de τ e σ e os valores de c^* , obtidos em termos de q e p . Pode-se mostrar que uma envoltória de ruptura no espaço $(q;p)$, para valores não nulos de coesão seria dada pela equação 5.32, apresentada adiante:

$$q = c^* + M \cdot p \quad (5.32)$$

$$\text{onde } M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \text{ e } c^* = \frac{M \cdot c}{\tan \phi} \quad (5.33)$$

Para a definição da função $p_s(s)$, deve-se levar em conta ainda o fato de que esta deve satisfazer a condição de $p_s(0) = 0$, já que o próprio modelo, através de sua superfície de escoamento, deve levar em conta a coesão obtida pelo solo devido ao seu pré-adensamento. Além do mais, nota-se que $p_s(s) = c^*(s)/M$, o que faz com que a função $p_s(s)$ seja dada pela equação 5.34.

$$p_s(s) = \frac{(u_a - u_w)}{a + b \cdot (u_a - u_w)} \cot \alpha n \phi \quad (5.34)$$

Para valores de sucção matricial de 100 e 200 kPa ($\phi = 31,5^\circ$), obtém-se $p_s(100) = 43,5$ kPa e $p_s(200) = 53,1$ kPa. Os valores de p_o podem ser estimados pelo uso da equação 5.12, proposta por Balmaceda et al. (1992) para representar a superfície de escoamento LC do solo. Deve-se notar contudo, que os parâmetros obtidos para esta equação estão em termos de tensões verticais líquidas, obtidas para uma condição de compressão confinada. Conforme relatado anteriormente, admitindo-se a constância da forma da superfície de escoamento do solo no espaço (q;p), as superfícies de escoamento definidas em termos da tensão vertical líquida estão relacionadas às superfícies de escoamento definidas em termos da tensão isotrópica líquida pelo parâmetro ϖ , onde $p_o/\sigma_{vo} = p_o^*/\sigma_{vo}^* = \varpi$. Admitindo-se $K_o = 1 - \sin \phi$ e adotando-se a superfície de escoamento definida pela equação 5.20 pode-se mostrar que ϖ é dado pela equação 5.35, apresentada adiante.

$$\frac{p_o}{\sigma_{vo}} = \frac{p_o^*}{\sigma_{vo}^*} = \varpi = \left[\frac{(3 - \sin \phi)^2}{12(3 - 2 \sin \phi)} + \frac{(3 - 2 \sin \phi)}{3} \right] \quad (5.35)$$

A equação 5.12 poderia ser escrita da seguinte forma, de modo a relacionar p_o com σ_{vo} :

$$p_o = \varpi \left\{ (\sigma_{vo}^* - \sigma_{vc}) + \sigma_{vc} \left[(1 - m)e^{-\alpha s} + m \right] \right\} \quad (5.36)$$

Adotando-se o valor de $\phi = 31,5^\circ$ (o que implica em $\varpi = 0,91$) e os valores obtidos do ajuste da equação 5.12 aos dados experimentais das profundidades de 7 e 8m ($\zeta_x = 160\text{kPa}$, $\zeta_y = 85$, $p_c = 3,5\text{ kPa}$ e $\alpha = 0,006\text{ kPa}^{-1}$) em conjunto com o valor de $\sigma_{vo}^* = 170\text{ kPa}$, obtido para a profundidade de 8m, chega-se aos seguintes valores: $p_o(100) = 275\text{ kPa}$ e $p_o(200) = 340\text{ kPa}$.

As figuras 5.93 e 5.94 apresentam as superfícies de escoamento no espaço ($q;p$) previstas utilizando-se as equações 5.34 e 5.36, cujos dados foram obtidos a partir de ensaios triaxiais em múltiplos estágios com sucção controlada e ensaios de compressão confinada com sucção controlada, respectivamente. Em conjunto com as superfícies de escoamento previstas por estas equações, estão apresentados nas figuras os dados experimentais e as superfícies de escoamento obtidas por mínimos quadrados (apresentadas nas figuras 5.83e 5.84).

Figura 5.93 – Comparação entre as superfícies de escoamento prevista pelas equações 5.33 e 5.35 e obtida dos pontos experimentais. Sucção = 100 kPa.

Conforme se pode observar das figuras 5.93 e 5.94, o uso das equações 5.34 e 5.36, obtidas através de ensaio triaxiais e de compressão confinada, com sucção controlada, conduz a uma estimativa razoável do espraçamento das superfícies de escoamento do solo no espaço ($q;p$), principalmente se levadas em conta as diferentes naturezas dos ensaios realizados e o fato de que os dados utilizados no ajuste das equações 5.34 e 5.36 provêm de resultados de ensaios com grau de

sofisticação ou rebuscamento bastante inferior àqueles dados apresentados nas figuras 5.83 e 5.84. Pode-se notar ainda destas figuras que o ajuste das equações 5.34 e 5.36 aos dados experimentais foi bem melhor para uma sucção de 200 kPa do que para uma sucção de 100 kPa.

Figura 5.94 – Comparação entre as superfícies de escoamento prevista pelas equações 5.33 e 5.35 e obtida dos pontos experimentais. Sucção = 200 kPa.

Das análises realizadas neste capítulo, pode-se dizer que a forma da superfície de plastificação do Cam-Clay original tende a se ajustar de maneira razoável aos dados experimentais obtidos. Nota-se contudo, que para os pontos situados à esquerda da linha de estados críticos, há uma superestimativa dos pontos de plastificação. Não se notou nenhuma tendência de variação da forma das superfícies de plastificação do solo, seja com o seu encruamento ou com o aumento da sucção atuante.

Para o caso da lei de fluxo, não se notou nenhuma tendência de variação, seja com o encruamento do solo ou com o aumento de sua sucção. O uso de uma lei de fluxo associada ou não associada, definida pelo parâmetro α , conduziu a resultados semelhantes. O que se percebe é que este parâmetro reduz em muito os desvios angulares obtidos para as trajetórias do tipo K_0 , perdendo performance para as outras trajetórias adotadas nos ensaios.

6 – MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir de dois diferentes procedimentos de modelagem numérica, realizados tomando-se como base as observações apresentadas no capítulo de “análise dos resultados”, em conjunto com os dados experimentais apresentados no capítulo “resultados obtidos”.

Para a modelagem numérica dos resultados foram considerados o modelo de Balmaceda et. al. (1992) e um procedimento alternativo aqui proposto. As simulações numéricas dos resultados experimentais foram realizadas utilizando-se dois programas de computador desenvolvidos de modo a implementar os modelos constitutivos acima referendados. Assim, o programa “*Barcelona*” foi utilizado para simulação numérica dos resultados empregando-se o modelo de Balmaceda et al. (1992), enquanto que o programa “*alternativo*” foi utilizado na simulação numérica dos dados experimentais empregando-se o modelo constitutivo aqui proposto.

6.1 – Modelo constitutivo proposto.

6.1.1 – Obtenção das funções $\lambda(s)$ e $p_o(s)$ (Superfície LC)

As figuras 5.39 e 5.47 do capítulo anterior apresentam os resultados obtidos para o comportamento do índice de compressão do solo e da sua tensão de pré-adensamento com a sucção, para a profundidade de 8m. Conforme pode-se observar destas figuras, foram utilizadas funções potenciais para representar o comportamento dos referidos parâmetros com a sucção do solo. Estas equações poderiam, em princípio, ser utilizadas para representação das funções $\lambda(s)$ e $p_o(s)$

(superfície LC de escoamento do solo) no modelo aqui proposto. Deve se ressaltar contudo, que para que a formulação adotada no modelo seja coerente de um ponto de vista físico, algumas restrições à escolha das funções $\lambda(s)$ e $p_o(s)$ devem ser feitas. Uma destas restrições é que as funções $\lambda(s)$ e $p_o(s)$ devem ser de natureza tal que as deformações plásticas previstas utilizando-se o encruamento do solo em um plano com um determinado valor de sucção sejam as mesmas previstas em um plano para a condição de solo saturado. Para que esta restrição seja atendida, as deformações volumétricas plásticas calculadas empregando-se as equações 6.1 ou 6.2 devem ser iguais. Isto implica que a equação proposta para a superfície de escoamento LC do solo deve atender à equação 6.3, apresentada adiante.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{(\lambda(0) - \kappa) dp_o^*}{vp_o^*} \quad (6.1)$$

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{(\lambda(s) - \kappa) dp_o}{vp_o} \quad (6.2)$$

$$dp_o^* = \left[\left(\frac{p_o^*}{p_o} \right) \left(\frac{\lambda(s) - \kappa}{\lambda(0) - \kappa} \right) \right] dp_o \quad (6.3)$$

Pode-se mostrar que para que a equação da superfície LC do solo atenda à exigência postulada na equação 6.3, esta deve ser escrita da seguinte forma:

$$p_o = C \cdot p_o^{*\alpha_p} \quad (6.4)$$

Onde α_p é uma função da sucção dada pela equação 6.5 e C é uma constante ou, como aqui será adotado, C é uma função exclusiva da sucção, não dependente dos valores de p_o^* . A partir dos dados experimentais apresentados nas figuras 5.39 e 5.47, optou-se por representar a função $\lambda(s)$ do solo através de uma relação hiperbólica, dada pela equação 6.6. O uso da equação 6.6, em detrimento da equação apresentada na figura 5.39, se deu pelo fato de que esta prevê um valor limite para o índice de compressão do solo, em função da sucção, o que parece estar mais de acordo com os dados experimentais observados.

$$\alpha_p = \left(\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \right) \quad (6.5)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) + \frac{s}{a_\lambda + b_\lambda \cdot s} \quad (6.6)$$

Onde a_λ e b_λ são parâmetros do solo.

A partir dos dados experimentais apresentados na figura 5.47, percebeu-se que o uso de uma função hiperbólica para representar a função C da equação 6.4 no ajuste da superfície LC adotada aos dados experimentais apresentava resultados bastante satisfatórios. Deste modo, a equação 6.4 foi rescrita conforme apresentado na equação 6.7. Deve-se ressaltar que a equação 6.7 atende às exigências postuladas pela equação 6.3.

$$p_o = \left[\frac{s}{a_p + b_p \cdot s} + 1 \right] \cdot p_o^{*\alpha_p} \quad (6.7)$$

Onde a_p e b_p são parâmetros do solo.

As figuras 6.1 e 6.2 apresentam os dados experimentais já apresentados nas figuras 5.39 e 5.47, ajustados conforme as equações 6.6 e 6.7. Os valores dos parâmetros utilizados nas equações 6.6 e 6.7 são apresentados na tabela 6.2 e foram obtidos utilizando-se o método dos mínimos quadrados. A figura 6.3 apresenta um conjunto de três superfícies de escoamento obtidas utilizando-se estes parâmetros. Os valores de p_o^* para as superfícies apresentadas na figura 6.3 são de 100, 300 e 500 kPa. Conforme se pode observar da figura 6.3, as superfícies LC previstas pelo modelo proposto se tornam cada vez menos inclinadas com o progresso da plastificação do solo, o que não impede, contudo, a simulação numérica do comportamento de solos apresentando um máximo de colapso em função da sobrecarga. Isto é possível pelo fato de que na formulação da superfície de escoamento LC do solo está embutida a equação 6.6, a qual, para o caso de solos apresentando um máximo de colapso, preverá valores de índice de compressão crescentes com a sucção. A figura 6.4 apresenta a simulação de dois ensaios de compressão confinada, utilizando os valores apresentados na tabela 6.2, para um valor de sucção de 200 kPa e para a condição de solo saturado. Conforme se pode observar, as curvas de compressão confinada tendem a se juntar para altos valores de

tensão, possibilitando assim a reprodução do comportamento de solos exibindo um máximo de colapso.

Figura 6.1 – Ajuste da equação 6.6 do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidade de 8m.

Figura 6.2 – Ajuste da superfície LC do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidade de 8m.

Figura 6.3 – Movimentação das superfícies LC do solo com a plastificação no modelo proposto.

Figura 6.4 – Simulação de ensaios de compressão confinada pelo modelo proposto.

6.1.2 – Obtenção da superfície de escoamento do solo e da sua lei de fluxo, para uso no modelo constitutivo proposto.

Conforme apresentado no item 3.5 do capítulo anterior, a superfície de escoamento do Cam-Clay modificado apresentou um bom ajuste aos dados experimentais obtidos. Pôde ser notado, contudo, que para o caso dos ensaios realizados de modo que o ponto de ruptura do material se situasse à esquerda da projeção da linha de estados críticos, houve uma superestimativa do valor da tensão de escoamento do material. Em vista disto, no modelo constitutivo aqui proposto, a superfície de escoamento utilizada para o solo é expressa pela equação 6.8, que modifica a equação empregada no modelo de Balmaceda et al. (1992) através de um fator δ_q , dado pela equação 6.9.

$$q^2 - M^2 \cdot \delta_q \cdot (p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (6.8)$$

$$\delta_q = \left(a_m - \frac{1}{a_m^n} \right) \cdot c \cdot \left[\frac{2(p+p_s)}{p_o+p_s} \right]^3 \cdot \ln \left(\frac{a_m^{1+n}-1}{a_m^n-1} \right) + \frac{1}{a_m^n} \quad (6.9)$$

Onde

$$a_m = \left(1,15 + \frac{0,8}{N\phi} \right) \cdot \frac{M}{N\phi} \quad (6.10)$$

$$N\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6.11),$$

$$n = 0,01 \cdot N\phi \quad (6.12)$$

O parâmetro de ajuste δ_q , definido pela equação 6.8, assume valor de a_m para $p = -p_s$, 1 (um) para $p = (p_o - p_s)/2$ e aproximadamente $1/a_m^n$, para $p = p_o$. Como o termo $1/a_m^n$ é muito próximo da unidade (para $\phi = 30^\circ$ temos $1/a_m^n = 1,028$ e $a_m = 0,40$), a superfície de escoamento definida pela equação 6.8 praticamente coincide com a superfície de escoamento do Cam-Clay modificado para os pontos situados à direita da projeção da linha de estados críticos.

As figuras 6.5 a 6.8 apresentam as superfícies de escoamento obtidas com o uso da equação 6.8, ajustadas aos dados experimentais pelo processo de mínimos quadrados. Os dados experimentais apresentados nas figuras 6.5 a 6.8 são os mesmos já apresentados nas figuras 5.63, 5.73, 5.83 e 5.84 do capítulo anterior. Conforme se pode observar destas figuras, há um bom ajuste da superfície de escoamento definida pela equação 6.8 aos dados experimentais. Com o uso desta nova superfície de escoamento, os pontos de ruptura situados à esquerda da linha de estados críticos passam a ser melhor estimados, levando à obtenção de valores de coeficientes de determinação maiores.

Figura 6.5 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Solo saturado, primeiro grupo de ensaios.

Figura 6.6 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Solo saturado, segundo grupo de ensaios.

Figura 6.7 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Ensaios realizados com sucção constante de 100 kPa.

Figura 6.8 – Ajuste da equação 6.8, utilizada no modelo proposto aos dados experimentais. Ensaios realizados com sucção constante de 200 kPa.

Para a lei de fluxo do solo foi adotada a equação 6.13, o que implica no uso de uma lei de fluxo não associada para representar seu o comportamento.

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q}{M^2(2p + p_s - p_o)} \cdot \frac{1}{\delta_f} \quad (6.13)$$

A função δ_f , dada pela equação 6.14, assume o valor de a_m para $p = -p_s$ e para $p = p_o$ e o valor de α_b (aproximadamente), para uma trajetória de compressão confinada, supondo-se $K_o = 1 - \sin(\phi')$.

$$\delta_f = a_m + \sin\left(\frac{\pi}{2\psi_m^{\beta_m}} \left(\frac{p + p_s}{p_o + p_s}\right)^{\beta_m}\right) \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 2a_m\right) \quad (6.14)$$

Onde

$$\beta_m = \frac{\ln(0,5)}{\ln(\psi_m)} \quad (6.15)$$

$$\psi_m = 0,9 \cdot \frac{M^2}{\frac{9 \sin(\phi')^2}{(3 - 2 \sin(\phi'))^2} + M^2} \quad (6.16)$$

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \quad (6.17)$$

As figuras 6.9 a 6.12 apresentam as inclinações dos vetores de incremento de deformação plástica (IVPs), previstas pela equação 6.13 (utilizando-se os dados apresentados na tabela 6.2) e obtidas experimentalmente, para os ensaios realizados com controle de tensão. Conforme se pode observar destas figuras, há um bom ajuste entre as inclinações dos vetores de incrementos de deformação plástica previstas e as obtidas experimentalmente.

As figuras 6.13 a 6.16 apresentam os resultados obtidos em termos de desvios angulares. Conforme se pode observar da figura 6.13, para o caso dos ensaios do primeiro grupo realizados em amostras saturadas, a maioria dos desvios angulares obtidos se situam na faixa de $\pm 10^\circ$, o que constitui um avanço se comparado aos

dados apresentados nas figuras 5.70 e 5.71. Na figura 6.14, a inclinação dos vetores de incrementos de deformação plástica foi prevista com um erro menor que 5° , para as trajetórias de compressão confinada. O erro cometido para as outras trajetórias, a exceção de um ponto, foi menor do que 25° .

Figura 6.9 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaio em amostras saturadas, primeiro grupo.

Figura 6.10 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaio em amostras saturadas, segundo grupo.

De uma maneira geral, os desvios angulares obtidos com o uso da equação 6.13 foram menores do que aqueles obtidos com o uso da lei de fluxo

adotada no modelo de Balmaceda et al. (1992), seja adotando-se um valor de $\alpha = 1$ ou $\alpha = 0,44$. Na tabela 6.1 estão apresentados os resultados obtidos em termos de desvios angulares médios. Conforme se pode observar da tabela 6.1 os desvios angulares médios obtidos com o uso da equação 6.13 ficaram em torno de $11,5^\circ$, valores estes menores do que aqueles obtidos com as leis de fluxo empregadas no capítulo anterior.

Figura 6.11 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaios realizados com um valor de sucção constante de 100 kPa.

Figura 6.12 – Comparação entre as IVPs previstas pela equação 6.13 e obtidas experimentalmente. Modelo proposto. Ensaios realizados com um valor de sucção constante de 200 kPa.

Figura 6.13 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios do primeiro grupo em amostras saturadas.

Figura 6.14 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios do segundo grupo em amostras saturadas.

Figura 6.15 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios realizados com um valor de sucção constante de 100 kPa.

Figura 6.16 – Desvios angulares em função da razão $\eta=q/p$. Modelo proposto, ensaios realizados com um valor de sucção constante de 200 kPa.

Tabela 6.1 – Desvios angulares médios obtidos com o uso da lei de fluxo empregada no modelo proposto.

Ensaio	Desvio angular médio (d_m)	
	Ponto 1	Ponto 2
Ensaio saturados, 1º Grupo	11,9°	11,2°
Ensaio saturados, 2º Grupo	13,6°	13,6°
Ensaio não saturados, $s = 100$ kPa	12,6°	9,9°
Ensaio não saturados, $s = 200$ kPa	11,4°	11,5°

Conforme apresentado no capítulo anterior, o intercepto de coesão do solo apresentou um comportamento em função da sucção o qual pode ser representado por uma hipérbole. Desta forma, o espraçamento das superfícies de escoamento do solo no espaço ($q;p$) devido a ganhos em seu intercepto de coesão foi representado pela equação 6.18, apresentada a seguir.

$$p_s(s) = \frac{s}{a_c + b_c \cdot s} \cot \phi \quad (6.18)$$

Todas as outras equações utilizadas no modelo de Alonso et al. (1990), para a obtenção de parâmetros elásticos do solo e para as leis de encruamento são conservadas no modelo constitutivo aqui proposto. A tabela 6.2 apresenta os valores

das constantes utilizadas nas simulações numéricas realizadas, para a profundidade de 8m, utilizando-se o modelo proposto.

Tabela 6.2 – Valores das constantes utilizadas no modelo proposto.
(solo residual de arenito)

	ϕ^o	$\lambda(0)$	κ	$p_o^*(\text{kPa})$	a_λ	$b_\lambda(\text{kPa})^{-1}$	v	SI (kPa)
EESC	31,5	0,063	0,005	155	1520	30,0	0,25	500
model	a_p	$b_p(\text{kPa})^{-1}$	a_c	$b_c(\text{kPa})^{-1}$	λ_s	κ_s	N	
	11,4	0,0538	1,35	0,024	0	0	1,82	

No capítulo 7 deste trabalho são apresentados resultados de simulações numéricas do comportamento de estruturas de fundação (estacas escavadas e placas) em campo. Para tanto, é necessária a obtenção de parâmetros para as funções empregadas no modelo constitutivo aqui proposto, para o caso colúvio arenoso, conforme já feito para o modelo de Balmaceda et al. (1992). As figuras 6.17 a 6.21 apresentam as variações do índice de compressão confinada do solo e da sua tensão de pré-adensamento, com a sucção, para as profundidades de 1 a 5m do perfil de amostragem. A tabela 6.3 apresenta os valores das constantes utilizadas no modelo proposto, para as simulações numéricas dos resultados experimentais realizadas para a profundidade de 2m.

Tabela 6.3 – Valores das constantes utilizadas no modelo proposto.
(Colúvio arenoso)

	ϕ^o	$\lambda(0)$	κ	$p_o^*(\text{kPa})$	a_λ	$b_\lambda(\text{kPa})^{-1}$	v	SI (kPa)
EESC	30,5	0,148	0,0069	36,4	345	9,21	0,25	500
model	a_p	$b_p(\text{kPa})^{-1}$	a_c	$b_c(\text{kPa})^{-1}$	λ_s	κ_s	N	
	5,49	0,0198	3,49	0,0049	0	0	2,40	

Como se pode observar da figura 6.17, há uma grande dispersão nos resultados experimentais obtidos em termos de índice de compressão confinada em função da sucção matricial. Pode-se dizer, contudo, que uma certa dispersão nos

resultados já seria esperada, principalmente se levarmos em conta a natureza indeformada das amostras e o fato das mesmas serem provenientes de diferentes profundidades no perfil de amostragem.

Figura 6.17 – Ajuste da equação 6.6 do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidades de 1 a 5m.

Apesar da dispersão dos dados apresentados na figura 6.17, há um bom ajuste da superfície de escoamento LC do solo aos dados experimentais, para as profundidades de 1 a 5m.

Figura 6.18 – Ajuste da superfície LC do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidades de 1 e 2m.

Figura 6.19 – Ajuste da superfície LC do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidade de 3m.

Figura 6.20 – Ajuste da superfície LC do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidade de 4m.

Figura 6.21 – Ajuste da superfície LC do modelo proposto aos dados experimentais. Profundidade de 5m.

6.2 – Modelo constitutivo Balmaceda et al. (1992).

O modelo constitutivo proposto por Balmaceda et al. (1992) já foi apresentado no item 2.7 da revisão bibliográfica deste trabalho. Conforme apresentado anteriormente, as equações utilizadas para prever as deformações volumétricas apresentadas pelo solo são escritas de tal forma a prever uma relação hiperbólica entre tensão ou sucção e o volume específico do solo. No caso do programa Barcelona, a equação 6.18 foi utilizada para a representação da função $p_s(s)$.

A tabela 6.4 apresenta os valores das constantes utilizadas nas simulações numéricas realizadas utilizando-se o modelo Balmaceda et al. (1992), para a profundidade de 8m. A tabela 6.5 apresenta os valores utilizados para os mesmos parâmetros, para o caso das simulações numéricas dos resultados experimentais realizadas para a profundidade de 2m. Nas simulações numéricas utilizando o programa “Barcelona” adotou-se as hipóteses de lei de fluxo associada e não associada (α fornecido pela equação 5.23).

Tabela 6.4 – Valores das constantes utilizadas no modelo de Balmaceda et al. (1992). (Solo residual de arenito)

	ϕ^o	$\lambda_b(0)$	κ_b	$p_o^*(\text{kPa})$	ξ_y	$\xi_x (\text{kPa})$	G (kPa)	SI (kPa)
Balmaceda et al. (1992)	31,5	0,039	0,0031	155	85	160	14.880	500
	P_c	$\alpha_b(\text{kPa})^{-1}$	a_c	$b_c(\text{kPa})^{-1}$	λ_{bs}	κ_{bs}	N	
	3,5	0,006	1,35	0,024	0	0	1,82	

Tabela 6.5 – Valores das constantes utilizadas no modelo de Balmaceda et al. (1992). (Colúvio arenoso)

	ϕ^o	$\lambda_b(0)$	κ_b	$P_o^*(\text{kPa})$	ξ_y	$\xi_x (\text{kPa})$	G (kPa)	SI (kPa)
Balmaceda et al. (1992)	30,5	0,074	0,0035	36,4	72	140	10.700	500
	P_c	$\alpha_b(\text{kPa})^{-1}$	a_c	$b_c(\text{kPa})^{-1}$	λ_{bs}	κ_{bs}	N	
	5,0	0,008	3,49	0,0049	0	0	2,40	

6.3 – Simulação numérica dos resultados experimentais.

6.3.1 – Ensaio de compressão triaxial em amostras saturadas. Profundidade de 8m.

As figuras 6.22 a 6.32 apresentam os resultados das simulações numéricas dos ensaios realizados na prensa “stress paths” como parte de primeiro grupo de ensaios em amostras saturadas (ensaio sat(1)). Nestas figuras estão apresentados os resultados previstos pelo modelo de Balmaceda et al. (1992), considerando-se as hipóteses de lei de fluxo associada e não associada e pelo modelo constitutivo proposto.

Conforme apresentado na figura 6.22, o uso do modelo proposto conduziu a uma estimativa de deformações volumétricas para o ensaio de compressão isotrópica um pouco melhor do que aquela obtida pelo uso do modelo de Balmaceda et al. (1992).

Figura 6.22 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão isotrópica, solo saturado.

Figura 6.23 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. -50° .

Figura 6.24 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. -30° .

Figura 6.25 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 30°.

Figura 6.26 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 40°.

Figura 6.27 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 50°.

Figura 6.28 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 60°.

Figura 6.29 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 71,6°.

Figura 6.30 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 100°.

Figura 6.31 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 120°.

Figura 6.32 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(1), traj. 140°.

Como se pode observar das figuras 6.22 a 6.32 a simulação dos ensaios de laboratório do primeiro grupo, em amostras saturadas, utilizando-se ambos os procedimentos, conduziram a um resultado razoável. Para o caso do modelo de Balmaceda et al. (1992), o uso de uma lei de fluxo não associada conduziu a uma melhor performance na previsão dos resultados experimentais. O uso do modelo constitutivo proposto, a não ser para o caso dos ensaios realizados segundo as trajetórias -30° e 30° , conduziu a uma previsão de resultados um pouco melhor do que aquela obtida com o modelo de Balmaceda et al. (1992), utilizando-se uma lei de fluxo não associada.

As figuras 6.30 a 6.32 apresentam os resultados obtidos a partir da realização de ensaios segundo as trajetórias de 100° , 120° e 140° , em conjunto com os resultados previstos utilizando-se os programas “*Barcelona*” e *proposto*. Todos os ensaios apresentados nestas figuras foram realizados com decréscimos na tensão octaédrica média (p'). Conforme se pode observar, para o caso do modelo de Balmaceda et al. (1992), em todos os ensaios os valores da tensão desviatória de ruptura previstos foram superiores àqueles obtidos experimentalmente. Este resultado já era esperado a partir da análise da figura 5.63 do capítulo anterior, onde se percebe que os pontos de plastificação obtidos experimentalmente se situaram abaixo daqueles previstos pela superfície de escoamento utilizada no programa “*Barcelona*”. Para o caso do modelo constitutivo proposto, um melhor resultado é obtido, em decorrência da modificação da forma da superfície de plastificação do solo (vide equação 6.8). Para a trajetória de 100° , todas as opções de modelagem aqui empregadas prevêem deformações volumétricas de expansão, enquanto que os dados experimentais apontam para deformações volumétricas de compressão. A figura 6.33 apresenta os resultados experimentais previstos utilizando-se os modelos de Balmaceda et al. (1992) e o modelo alternativo aqui proposto, em conjunto com os resultados experimentais obtidos para o ensaio triaxial realizado em uma prensa convencional, com uma tensão de confinamento de 200 kPa (obviamente neste caso utilizou-se $p_o^* = 200$ kPa, em ambos os modelos). Conforme se pode observar desta figura, um bom resultado é obtido em todos os procedimentos de modelagem utilizados.

As figuras 6.34 a 6.37 apresentam os resultados das simulações numéricas dos ensaios realizados na prensa “stress paths” como parte do segundo grupo de ensaios em amostras saturadas (ensaios sat(2)). Pode-se observar destas figuras que a tensão desviatória de ruptura prevista, para o caso do modelo de Balmaceda et al. (1992), foi sempre cerca de 30% superior àquela obtida experimentalmente. Para o caso do modelo constitutivo proposto, um melhor resultado é obtido. Pode-se notar também que em todos os casos, os modelos aqui empregados previram um comportamento para o solo do tipo “strain softening”, o que não foi observado nos resultados experimentais. Isto pode ser explicado pelo programa de carregamento imposto pela prensa, o qual promovia acréscimos de tensão desviatória contínuos até a ruptura instável do corpo de prova, de modo que nenhum comportamento “pós-pico” do material pode ser estudado. As deformações volumétricas previstas pelos modelos antes da plastificação do solo são obviamente nulas, passando os mesmos a preverem deformações volumétricas de expansão durante a plastificação.

Figura 6.33 – Resultados previstos e exp. Ensaio convencional.

Figura 6.34 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 25%.

Figura 6.35 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 33%.

Figura 6.36 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 40%.

Figura 6.37 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(2) 60%.

**6.3.2 – Ensaios de compressão triaxial com sucção controlada.
Profundidade de 8m.**

As figuras 6.38 a 6.42 apresentam as simulações numéricas dos resultados experimentais, dos ensaios realizados com sucção constante e igual a 100 kPa (ensaios nsat(1)), segundo as trajetórias de tensões de 0° (compressão isotrópica), 40°, 71,6°, 100° e 130°. Conforme se pode observar da figura 6.38, o modelo constitutivo proposto conduziu a uma previsão de resultados um pouco melhor do que aquela obtida com o uso do modelo de Balmaceda et al. (1992), para o caso do ensaio de compressão isotrópica.

Pela análise das figuras 6.39 a 6.42 nota-se que um ajuste razoável aos dados experimentais é obtido, em ambas as formulações. Para o caso do ensaio realizado segundo a trajetória de tensão de 100°, contudo, ambos os modelos constitutivos prevêem deformações volumétricas de expansão, enquanto que o solo exibe um comportamento volumétrico compressivo. Esta mesma discrepância entre resultados previstos e obtidos foi observada para o caso do solo saturado, trajetória 100°, resultados apresentados na figura 6.30.

Figura 6.38 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão isotrópica, s = 100 kPa.

Figura 6.39 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 40°.

Figura 6.40 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 71,6°.

Figura 6.41 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 100°

Figura 6.42 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(1) 130°

As figuras 6.43 a 6.48 apresentam as simulações numéricas dos resultados experimentais, dos ensaios realizados com sucção constante e igual a 200 kPa (ensaios nsat(2)), segundo as trajetórias de tensões de 0° (compressão isotrópica), 25° , 50° , $71,6^\circ$, 90° e 100° . Conforme se pode observar da figura 6.43, ambos os modelos apresentam uma boa performance na previsão dos resultados.

Figura 6.43 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão isotrópica, $s = 200$ kPa.

Figura 6.44 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 25°

Figura 6.45 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 50°

Figura 6.46 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 71,6°

Figura 6.47 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 90°

Figura 6.48 – Resultados previstos e exp. Ensaio nsat(2) 100°

Como se pode observar das figuras 6.44 a 6.48, um bom ajuste aos dados experimentais é obtido com o uso de ambas as propostas de modelagem. Para o caso do modelo de Balmaceda et al. (1992), uma melhor performance é obtida com o uso de uma lei de fluxo não associada. Para os resultados experimentais apresentados na figura 6.48 (correspondendo à trajetória de tensão de 100°), embora haja uma boa performance do modelo quanto as curvas $q \times \varepsilon_s$, os mesmos prevêem deformações volumétricas que se distanciam em muito daquelas obtidas experimentalmente

6.3.3 – Ensaios de compressão confinada. Amostras saturadas e ensaios com sucção controlada. Profundidade de 8m.

As figuras 6.49 a 6.53 apresentam os resultados das simulações numéricas dos ensaios de compressão confinada, realizados em amostras saturada e com valores de sucção constantes de 60, 120, 250 e 450 kPa.

Figura 6.49 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, solo saturado. Profundidade de 8m.

Figura 6.50 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 60$ kPa. Profundidade de 8m.

Figura 6.51 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 120$ kPa. Profundidade de 8m.

Figura 6.52 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 250$ kPa. Profundidade de 8m.

Figura 6.53 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 450$ kPa. Profundidade de 8m.

Conforme se pode observar das figuras 6.49 a 6.53 uma boa previsão dos resultados experimentais é obtida, a despeito do modelo utilizado. Com o uso do modelo constitutivo proposto, contudo, a forma da curva de compressão confinada obtida se aproxima mais daquela obtida a partir dos resultados experimentais. As figuras 6.54 e 6.55 apresentam os resultados obtidos a partir das simulações numéricas realizadas para os ensaios de compressão confinada realizados com umedecimento paulatino das amostras de solo.

Conforme se pode observar destas figuras, ambos os modelos apresentaram uma boa capacidade de previsão dos resultados experimentais. Para o caso da previsão dos valores de colapso total a serem apresentados pelo solo (figura 6.54), há uma melhor performance do modelo constitutivo de Balmaceda et al. (1992). Pode-se notar contudo, que as deformações volumétricas do solo ocorridas durante o processo de umedecimento paulatino da amostra (para um valor de $p = 297$ kPa) são melhor previstas pelo modelo constitutivo proposto.

Figura 6.54 – Valores de colapso total em função da tensão octaédrica líquida de umedecimento. Resultados previstos e experimentais. Sucção inicial de 400 kPa. Profundidade de 8m.

Figura 6.55 – Valores de colapso em função da sucção matricial aplicada, para uma tensão octaédrica líquida de umedecimento de 297 kPa. Resultados previstos e experimentais. Sucção inicial de 400 kPa. Profundidade de 8m.

Na modelagem numérica dos ensaios de compressão confinada adotou-se $K_o = 1 - \sin \phi'$, o que para um $\phi = 31,5^\circ$, conduz a uma trajetória com uma inclinação igual a 0,80 ($dq/dp = 0,80$).

6.3.4 – Ensaios de compressão triaxial em estágios múltiplos e com controle de sucção. Profundidade de 8m.

As figuras 6.56 a 6.59 apresentam os resultados obtidos a partir da modelagem numérica dos ensaios triaxiais em estágios múltiplos e com sucção controlada (ensaios EMS(1)). Na simulação numérica realizada procurou-se seguir o mesmo tratamento dado aos resultados experimentais obtidos durante a realização dos ensaios. Desta forma, não foram levadas em consideração, para a elaboração das figuras 6.56 a 6.59, as deformações volumétricas acumuladas nos estágios anteriores de cisalhamento e adensamento (cada estágio começa com um determinado valor de deformação axial, mas com um valor de deformação volumétrica nulo).

Figura 6.56 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 40$ kPa.

Figura 6.57 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 80$ kPa.

Figura 6.58 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 120$ kPa.

Figura 6.59 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(1), $s = 160$ kPa.

Na previsão dos resultados experimentais, o modelo de Balmaceda et al. (1992) foi utilizado adotando-se uma lei de fluxo não associada ($\alpha = 0,44$). Conforme se pode observar das figuras 6.56 a 6.59, uma boa reprodução dos resultados experimentais foi obtida, a despeito do modelo utilizado. Pode-se notar contudo, que os resultados previstos em termos de $q \times \epsilon_a$, foram sempre inferiores aos resultados obtidos experimentalmente.

6.3.5 – Ensaio de compressão confinada. Amostras saturadas e ensaios com sucção controlada. Profundidade de 2m.

As figuras 6.60 a 6.64 apresentam os resultados das simulações numéricas dos ensaios de compressão confinada, realizados em amostras saturada e com valores de sucção constante de 50, 100, 200 e 400 kPa, para a profundidade de 2m. Conforme se pode observar destas figuras, uma boa reprodução dos resultados experimentais é obtida a despeito do modelo constitutivo adotado. O uso do modelo

constitutivo proposto, contudo, apresentou uma capacidade de previsão dos resultados um pouco melhor do que aquela propiciada por Balmaceda et al. (1992).

Na modelagem numérica dos ensaios de compressão confinada, para a profundidade de 2m, adotou-se $K_0 = 1 - \sin \phi'$, o que para um $\phi' = 30,5^\circ$, conduz a uma trajetória com uma inclinação igual a 0,76 ($dq/dp = 0,76$).

Figura 6.60 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, solo saturado. Profundidade de 2m.

Figura 6.61 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 50$ kPa. Profundidade de 2m.

Figura 6.62 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 100 \text{ kPa}$. Profundidade de 2m.

Figura 6.63 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 200 \text{ kPa}$. Profundidade de 2m.

Figura 6.64 – Resultados previstos e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 400 \text{ kPa}$. Profundidade de 2m.

6.3.6 – Ensaios triaxiais realizados em amostras saturadas e em estágios múltiplos com controle de sucção. Profundidade de 2m.

As figuras 6.65 a 6.68 apresentam os resultados das simulações numéricas realizadas para os ensaios triaxiais convencionais realizados em amostras saturadas (sat(3)), para a profundidade de 2m. De acordo com o apresentado nestas figuras, nota-se que um bom ajuste aos dados experimentais é obtido com os dois modelos utilizados.

As figuras 6.69 a 6.72 apresentam os resultados obtidos a partir da modelagem numérica dos ensaios triaxiais em estágios múltiplos e com sucção controlada (ensaio EMS(2)). O procedimento seguido na simulação numérica dos dados experimentais foi o mesmo adotado anteriormente para o caso dos ensaios triaxiais em estágios múltiplos e controle de sucção, para a profundidade de 8m.

Figura 6.65 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3), $\sigma_r = 50$ kPa.

Figura 6.66 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3), $\sigma_r = 100$ kPa.

Figura 6.67 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3), $\sigma_r = 200$ kPa.

Figura 6.68 – Resultados previstos e exp. Ensaio sat(3), $\sigma_r = 350$ kPa.

Figura 6.69 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2), $s = 40$ kPa.

Figura 6.70 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2), $s = 80$ kPa.

Figura 6.71 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2), $s = 120$ kPa.

Figura 6.72 – Resultados previstos e exp. Ensaio EMS(2), $s = 160$ kPa.

6.4 – Considerações gerais acerca dos resultados obtidos nas simulações numéricas.

A partir da análise dos resultados obtidos nas simulações numéricas aqui apresentadas, pode-se dizer que os modelos constitutivos estudados neste trabalho apresentaram uma boa capacidade de prever o comportamento do solo, sob diversas trajetórias de tensões e sucção. As diferenças entre os resultados previstos e obtidos experimentalmente devem ser creditadas, em parte, às limitações dos próprios modelos constitutivos empregados (algumas das quais comentadas adiante). Não se pode perder de vista contudo, a influência da heterogeneidade do material utilizado nos ensaios, muito bem representada nos resultados da figura 6.5, em termos da variação do índice de compressão confinada do solo com a sucção. Os valores das constantes utilizadas em cada modelo devem pois ser considerados como valores médios, obtidos a partir da realização de ensaios em amostras indeformadas, retiradas de diversos blocos indeformados de solo, a diferentes valores de profundidade. A

seguir são listadas algumas deficiências e/ou características marcantes dos modelos utilizados, na reprodução do comportamento tensão/deformação do solo.

1) Conforme se pôde observar dos resultados experimentais apresentados neste trabalho, para o caso do solo residual de arenito, o solo apresentou um comportamento ligeiramente anisotrópico, refletido na existência de deformações volumétricas de compressão para o caso de ensaios realizados a valores de p constantes ou com uma pequena taxa de decréscimo nos valores de p (como no caso das trajetórias com inclinação de 100° , por exemplo). Este comportamento tende a se atenuar quando o solo é submetido a um adensamento em condições de compressão confinada, e não a um adensamento isotrópico, previamente ao cisalhamento do corpo de prova propriamente dito. Os modelos empregados neste trabalho prevêem sempre um comportamento isotrópico do solo, com deformações volumétricas independentes das mudanças nos valores de q .

2) O uso de uma lei de fluxo não associada para o modelo de Balmaceda et al. (1992) conduziu a uma previsão de resultados em geral melhor do que aquela obtida com o uso de uma lei de fluxo associada. Conforme apresentado, contudo, o uso de uma lei de fluxo não associada para o solo pode conduzir a resultados bastantes destoantes dos experimentais (principalmente em termos de deformação axial), para o caso de ensaios realizados em trajetórias entre -30 e 0° , e entre 125 e 180° . Isto ocorre porque nestes casos, durante a plastificação do solo, as deformações cisalhantes plásticas, calculadas com o uso da equação 5.22, que já seriam bastante pequenas em relação as deformações volumétricas (e de sinal contrário a estas), são ainda multiplicadas por α , fazendo com que se obtenha deformações axiais de sinal contrário àsquelas obtidas experimentalmente (vide equação 6.19).

$$d\varepsilon_a = \frac{2 \cdot d\varepsilon_v}{3} + d\varepsilon_s \quad (6.19)$$

3) O modelo constitutivo proposto neste trabalho apresentou em geral uma capacidade de previsão dos resultados experimentais ligeiramente superior àquela obtida com o uso do modelo de Balmaceda et al. (1992).

7 – SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO EM CAMPO

7.1 – Método de execução dos ensaios de campo

Neste capítulo são apresentados resultados de simulações numéricas de ensaios de campo em estruturas de fundação (estacas escavadas e placas). Os resultados de ensaios aqui apresentados fazem parte dos trabalhos desenvolvidos por Carneiro (1999), Campelo (1994) e Costa (1999), de modo que todos os detalhes relativos à execução das provas de carga em campo (método de execução, sistema de reação, instrumentação empregada, sistema de aquisição de dados, etc.) se encontram exaustivamente apresentados nos referidos trabalhos. De um modo geral, pode-se dizer que os ensaios realizados foram divididos em dois grandes grupos: Ensaios com saturação prévia do solo e ensaios realizados na umidade natural. No caso dos ensaios realizados com saturação prévia do solo, promovia-se a inundação do mesmo, por meio de cavas, em um período não inferior a 24 horas.

Os ensaios de placa foram realizados em cavas com profundidade de 1,5 m, com sistema de reação instalado em superfície. Os carregamentos impostos pelo sistema de reação foram transmitidos ao solo através de uma placa circular de aço de 80 cm de diâmetro e aproximadamente 2,5 cm de espessura (estrutura rígida de carregamento). Os resultados aqui apresentados provêm de provas de carga do tipo rápida (QML), lenta (SML) e mista. As provas de carga aqui denominadas mistas foram realizadas aproveitando-se os resultados obtidos nas provas de carga do tipo (QML) e (SML) para estimar a carga de trabalho da placa. Neste tipo de prova de

carga, até a carga de trabalho, utilizou-se o procedimento adotado na prova de carga QML. Para maiores valores de carregamento, o procedimento da prova de carga SML foi utilizado. As provas de carga do tipo QML e SML foram realizadas em conformidade com o previsto pela NBR 6489/84. O carregamento vertical foi aplicado às placas através de um macaco hidráulico com capacidade para 200 kN, sendo medido através de uma célula de carga com fundo de escala de 200 kN. Durante a realização dos ensaios foram realizadas leituras do recalque da placa através de quatro extensômetros com fundo de escala de 50mm e resolução de 0,01mm, instalados em pares de um diametralmente oposto ao outro

As provas de carga em estacas, do tipo de tração, foram realizadas em estacas escavadas, com 25 cm de diâmetro e fuste de 6m. Para resistir aos esforços de tração, as estacas foram armadas em toda a sua extensão. A força de tração era transmitida à estaca por intermédio de um tirante de 30mm de diâmetro e 1,5m de comprimento. Como reação para a execução das provas de carga foram utilizadas estacas do tipo Strauss e raiz.

Foram realizadas provas de carga do tipo lenta e rápida em solo na umidade natural e com saturação do solo após a estaca ter sido recarregada até aproximadamente a metade da carga de ruptura determinada na prova de carga realizada na umidade natural. Os carregamentos foram impostos de acordo com a MB3472, mas com um tempo entre um incremento de carga e outro de 15 min, para o caso da prova de carga rápida. Os incrementos de carregamento se situaram entre 10% e 20% da carga de trabalho. Incrementos de carregamento foram executados até que se atingisse um deslocamento máximo de 50mm no topo da estaca. Para a execução das provas de carga, um macaco hidráulico com capacidade de 2000 kN foi utilizado. Para realização das leituras dos carregamentos, foi utilizada uma célula de carga com fundo de escala de 200 kN. As leituras dos deslocamentos no topo das estacas foram realizadas por intermédio de extensômetros com fundo de escala de 50mm e resolução de 0,01mm.

Para a realização do ensaio com inundação do terreno, procedeu-se à abertura de uma cava, de dimensões aproximadas de 1,0 x 1,0 x 0,4 m. As estacas, anteriormente ensaiadas na umidade natural, eram recarregadas até a sua carga de trabalho (metade da carga de ruptura determinada anteriormente), quando então promovia-se a inundação do solo, por um período não inferior a 48 hs. Após o processo de inundação, caso não se observasse o colapso da ligação solo/estaca, procedia-se o término do ensaio, continuando-se normalmente o carregamento até a ruptura.

7.2 – Simulação numérica dos ensaios de campo.

Para a simulação numérica dos ensaios de campo foi empregado o aplicativo Sigma/W (1998), desenvolvido pela Geo-Slope International. Este programa permite a execução de análises empregando-se o método dos elementos finitos, para um grande número de leis constitutivas do material e de condições de contorno do problema. Em particular, o aplicativo Sigma/W permite a execução de análises de tensão/deformação do contínuo empregando-se modelos altamente não lineares, como o Cam-Clay modificado, o qual serve de base para os modelos de Alonso et al. (1990) e Balmaceda et al. (1992).

Nas simulações numéricas do comportamento das estruturas de fundação em campo, foi utilizada a proposta de modelagem numérica apresentada neste trabalho, adotando-se como superfície de escoamento a superfície do Cam-Clay modificado e uma lei de fluxo associada. O modelo de Balmaceda et al. (1992) não pôde ser utilizado, já que o cálculo dos incrementos das deformações volumétricas e cisalhantes plásticas são efetuados somente em termos de dp_o^* , não havendo a possibilidade de calculá-las em termos de dp_o . Além disto, o modelo de Balmaceda et al. (1992) prevê uma relação hiperbólica entre tensão e índices de vazios ou entre sucção e índice de vazios (vide item 2.7 da revisão bibliográfica), o que não é contemplado pelo aplicativo utilizado. Vale ainda salientar que o software Sigma/W, no caso do modelo Cam-Clay modificado, não comporta uma extensão automática do

mesmo para a condição de não saturação do solo (não é comportada pelo software uma formulação para extensão das superfícies de escoamento do solo no espaço (p,q) , em planos com valores crescentes de sucção).

No caso do modelo proposto, as deformações volumétricas e cisalhantes plásticas podem ser calculadas pelo uso das equações 6.1 ou 6.2, sendo a igualdade dos resultados em ambos os casos assegurada pela equação 6.3. Desta forma, na simulação numérica dos resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios de campo realizados na umidade natural do solo, a extensão das superfícies de escoamento do solo (assim como a modificação dos seus parâmetros de encruamento), foi feita de forma manual, para cada valor de sucção adotado na camada considerada.

Para estimativa dos valores de sucção atuando no solo, valores de umidade foram medidos ao longo de um perfil de solo, utilizando-se para isto a técnica TDR (Time Domain Reflectometry), já utilizada anteriormente neste campo experimental (vide os trabalhos de Carneiro & Conciane, 1997 e Conciane et al., 1995). Para cada valor de umidade medido foram estimados os valores de sucção correspondentes, utilizando-se a equação 5.1, empregada no ajuste das curvas características de sucção obtidas para o solo. O valor de sucção assim calculado foi suposto constante com a horizontal, sendo a área de influência de cada ponto de medida, adotada conforme ilustrado na figura 7.1. Com o valor de sucção adotado para cada extrato de solo e utilizando-se as equações 6.6, 6.7 e 6.18, foram calculados os valores de λ , p_o e p_s do solo.

A figura 7.2 apresenta o perfil de sucção adotado para o solo, para o caso dos ensaios realizados na umidade natural. A tabela 7.1 apresenta os valores de sucção e dos parâmetros λ , p_o e p_s adotados para cada camada. Conforme se pode observar da figura 7.2, obtiveram-se valores de sucção crescentes com a profundidade, até a profundidade de 5m. Para as profundidades de 7 e 8m, o solo se

encontrava praticamente saturado, de modo que a partir da profundidade de 7m, foram adotados valores nulos de sucção para o solo.

⊕ Ponto de medida de umidade (TDR)

□ Área de influência da leitura de umidade

Figura 7.1 – Construção do perfil de sucção adotado para o solo.

Figura 7.2 – Perfil de sucção adotado para o caso dos ensaios realizados na umidade natural.

Tabela 7.1 – Valores de sucção, λ , p_o e p_s para cada extrato de solo, adotados nos ensaios realizados sem saturação prévia do solo.

Extrato de solo	Sucção (kPa)	p_o (kPa)	λ	p_s (kPa)
Prof. 0 a 1m	12	64	0,17	5,74
Prof. 1 a 2m	12	64	0,17	5,74
Prof. 2 a 3m	12	64	0,17	5,74
Prof. 3 a 4m	30	101	0,20	14,0
Prof. 4 a 5m	30	169	0,20	14,0
Prof. 5 a 6m	75	259	0,22	33,0
Prof. 6 a 7m	30	206	0,20	14,0
Prof. 7 a 8m	0	126	0,063	0
Prof. 8m em diante	0	155	0,063	0

Deve-se notar ainda que o software utilizado não permite o uso de superfícies de escoamento no espaço $(p;q)$ conforme dado pela equação 5.20 (as superfícies de escoamento passíveis de serem representadas pelo aplicativo passam necessariamente pelo ponto $(0,0)$, no espaço $(p;q)$, não sendo possível a representação direta do espraçamento das superfícies de escoamento LC por ganhos na coesão do solo). Desta forma, antes da modelagem numérica dos resultados, os valores das tensões octaédricas líquidas iniciais do solo tiveram que ser trasladados do valor de p_s : $(p - u_a)^t = (p - u_a) + p_s$ e $p_o^t = p_o + p_s$. Aplicando-se esta translação de eixos para os outros termos da equação 5.20 temos:

$$q^2 - M^2(p^t)(p_o^t - p^t) = 0 \quad (7.1)$$

A lei de fluxo do material (vide equação 5.22) passa a ser representada pela equação 7.2, mostrada a seguir (adoção de uma lei de fluxo associada)

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q}{M^2(2p^t - p_o^t)} \quad (7.2)$$

As equações 7.1 e 7.2 são comportadas pelo aplicativo utilizado, tornando-se possível a realização de simulações numéricas do comportamento de estruturas de fundação em campo, para o caso das provas de carga realizadas na umidade natural do solo.

7.3 – Provas de carga em placas

7.3.1 – Estado inicial de tensões do solo

A simulação numérica dos ensaios de placa foi realizada adotando-se as constantes apresentadas nas tabelas 6.2 e 6.3, para uso das equações 6.6, 6.7 e 6.18. Para o caso dos ensaios realizados sem saturação prévia do solo, adotou-se o perfil de sucção apresentado na figura 7.2. Para obtenção do estado inicial de tensões do solo procedeu-se da seguinte forma: a partir da malha de elementos finitos apresentada na figura 7.3 e utilizando-se os valores de peso específico do solo apresentados na tabela 4.1, em conjunto com um valor de $\nu = 0.32$, procedeu-se o cálculo das tensões iniciais do solo. Nesta fase, o solo foi considerado como material elástico linear.

Conforme apresentado na figura 7.3, na obtenção do estado de tensões iniciais do solo adotou-se elementos do tipo escavação, até a profundidade de 1,5 m e em uma largura de 45 cm (elementos sem preenchimento colorido). Deve-se notar que a malha de elementos finitos foi elaborada aproveitando-se a natureza axissimétrica do problema, cujo eixo de simetria passa pelo centro da placa circular. O centro da placa foi instalado nas coordenadas (0;6,5) e o problema foi resolvido como de natureza axissimétrica. Deste modo, o estado de tensões inicial do solo é calculado em duas etapas: em uma primeira instância, são calculadas as tensões do solo devidas ao seu peso próprio considerando-se um terrapleno horizontal. Em uma segunda etapa, são calculadas as variações das tensões no solo, provocadas pela remoção dos elementos de escavação.

Figura 7.3 – Malha de elementos finitos utilizada na obtenção do estado de tensões inicial do solo. Provas de carga em placa.

As figuras 7.4 e 7.5 apresentam o estado inicial de tensões no solo. Na figura 7.4 é apresentada a distribuição de tensões verticais no maciço, enquanto que na figura 7.5 é apresentada a distribuição de tensões cisalhantes τ_{xy} . Para esta análise foi adotado um valor de $E = 10$ MPa. O valor de ν adotado (0,32), para uma condição de carregamento confinado lateralmente (vide equação 7.3), nos fornece um valor de $K_o = 0,48$, muito próximo dos valores de K_o calculados para os solos coluvionar e residual de arenito, utilizando-se a fórmula de Jaky: $K_o = 1 - \sin\phi'$.

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (7.3)$$

Figura 7.4 – Distribuição das tensões iniciais no solo em termos de tensão vertical. Provas de carga em placa. Ensaios com saturação prévia do solo.

Figura 7.5 – Distribuição das tensões iniciais no solo em termos de tensão cisalhante, τ_{xy} . Provas de carga em placa. Ensaios com saturação prévia do solo.

Após o cálculo do estado de tensões inicial do solo, no caso dos ensaios realizados na unidade de campo, procedeu-se a translação de eixos relatada no item anterior. A translação de eixos foi realizada com base nos valores de p_s apresentados

na tabela 7.1 para cada extrato de solo, aplicando-se a estes acréscimos de tensão vertical calculados conforme a equação 7.4, apresentada a seguir. A figura 7.6 apresenta o estado de tensões inicial do solo após a translação de eixos efetuada, em termos de distribuição de tensões verticais no solo. Considerou-se os mesmos valores de peso específico do solo, a despeito de os ensaios serem realizados com inundação prévia ou na umidade de campo.

$$\Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot p_s}{1 + 2 \cdot K_o} \quad (7.4)$$

Figura 7.6 – Distribuição das tensões iniciais no solo em termos de tensão vertical. Provas de carga em placa. Ensaio na umidade natural.

7.3.2 – Modelagem numérica dos ensaios em placa.

A simulação numérica dos ensaios em placa foi realizada aplicando-se deslocamentos ao solo, de forma incremental, e calculando-se a tensão vertical média de reação do solo. Adotou-se a hipótese de estrutura de fundação rígida, de modo que os deslocamentos impostos ao solo, em cada instante, foram iguais ao longo de toda extensão da placa. A figura 7.7(a) ilustra os deslocamentos impostos ao terreno, enquanto a figura 7.7(b) ilustra a distribuição de tensões verticais obtida para um

deslocamento vertical de 50 mm, para o caso do ensaio realizado com saturação prévia do solo (para este valor de deslocamento vertical, obteve-se uma tensão vertical média de reação de 99 kPa).

A distribuição de tensões verticais apresentada na figura 7.7(b) se aproxima muito da forma de distribuição de tensões de contato em fundações rasas rígidas, para solo coesivo (vide, por exemplo, Timoshenko, 1934). Isto ocorre porque as trajetórias de tensão seguidas pelos elementos de solo situados próximo à extremidade direita da placa são de tal forma que o solo se plastifica a esquerda da projeção da linha de estados críticos, o que confere a estes elementos um certo valor de coesão.

As figuras 7.8 e 7.9 apresentam as curvas carga recalque obtidas experimentalmente, em conjunto com aquelas obtidas a partir das simulações numéricas realizadas, para as provas de carga realizadas com inundação prévia do solo e na umidade natural.

Figura 7.7 – (a) – Deslocamentos verticais aplicados ao solo. (b) – Distribuição das tensões verticais na placa para um deslocamento vertical de 50mm.

Figura 7.8 – Curvas carga recalque experimentais obtidas para os ensaios de placa com saturação prévia em conjunto com a curva carga recalque prevista a partir da simulação numérica realizada.

Conforme se pode observar da figura 7.8, para o caso dos ensaios de placa realizados com inundação prévia, há uma boa aproximação entre os resultados previstos e os resultados experimentais obtidos. Da figura 7.8 pode-se observar que uma das provas de carga (do tipo lenta) se distanciou em muito tanto dos resultados previstos quanto dos resultados obtidos para as outras cinco provas de carga. Para um recalque de 50mm, o erro cometido na previsão do valor da tensão vertical média na placa foi inferior a 15%. Pode-se ainda notar da figura 7.8 que os resultados obtidos a partir das provas de carga do tipo mista e rápida se aproximaram mais dos resultados previstos do que aqueles obtidos a partir das provas de carga do tipo lenta. Em ambas as figuras (7.8 e 7.9), as curvas carga recalque partem do ponto (4,0), devido ao peso próprio da estrutura de reação, não medido pela célula de carga instalada na parte superior da estrutura, junto à viga de reação. Este peso aplica ao solo uma tensão vertical de aproximadamente 4 kPa.

Conforme se pode observar da figura 7.9, há uma aproximação razoável entre os resultados previstos e os obtidos, para o caso dos ensaios realizados na umidade natural. Para um recalque de 50mm, o erro cometido na previsão do valor da tensão vertical média na placa foi inferior a 26%.

Quando da observação da figura 7.9, deve-se estar atento ao fato de uma melhor análise poderia ter sido realizada caso se pudesse contar com resultados de outras provas de carga realizadas com o solo na sua umidade natural, pois poderíamos melhor levar em conta a própria dispersão dos resultados de campo. Além disto, deve-se considerar o fato de que o perfil de sucção apresentado na figura 7.2 constitui apenas uma estimativa grosseira dos valores de sucção atuantes no solo quando da realização das provas de carga na umidade natural (durante a realização destas provas de carga não foram realizadas medidas de umidade ou sucção do solo e portanto valores de sucção não puderam ser melhor estimados).

As figuras 7.10 e 7.11 ilustram as zonas de plastificação do solo para uma tensão vertical média correspondente a um recalque de 50 mm (99 kPa para o caso dos ensaios realizados com inundação prévia e 154 kPa para o caso dos ensaios realizados na umidade natural de campo), em conjunto com os contornos de tensão vertical obtidos, para as provas de carga realizadas com saturação prévia e na umidade natural, respectivamente.

Figura 7.9 – Curva carga recalque experimental obtida para prova de carga rápida na umidade natural em conjunto com a curva carga recalque prevista a partir da simulação numérica realizada. Prova de carga tipo rápida.

Figura 7.10 – Zona de plastificação do solo e contornos de tensão vertical para um deslocamento de 50mm imposto à placa. Simulação dos ensaios realizados com inundação prévia do solo.

Figura 7.11 – Zona de plastificação do solo e contornos de tensão vertical para um deslocamento de 50mm imposto à placa. Simulação dos ensaios realizados na umidade natural.

7.4 – Provas de carga em estacas

7.4.1 – Estado inicial de tensões do solo

A figura 7.12 (a) apresenta a geometria adotada para a simulação das provas de carga em estacas. A figura 7.12 (b) apresenta, em detalhe, a malha de elementos finitos utilizada para a região próxima à estaca.

Figura 7.12 – (a) Configuração geométrica do problema e (b) Detalhe da malha de elementos finitos utilizada na simulação das provas de carga em estacas.

Para a obtenção do estado de tensões inicial, a malha de elementos finitos apresentada na figura 7.12 foi inicialmente submetida ao peso próprio das camadas de solo, desconsiderando-se a existência da estaca. Neste fase, adotou-se um valor de $E = 10 \text{ MPa}$ para todos os elementos e um valor de $\nu = 0,32$.

A adoção deste procedimento na obtenção do estado inicial de tensões no solo está vinculada à hipótese de que o estado de tensões ao longo da interface solo/fuste, para o caso de uma estaca escavada, se aproxima do estado de tensões em repouso do solo, não existindo previamente ao carregamento da estaca tensões cisalhantes elevadas na interface solo/fuste.

Da literatura geotécnica especializada, sabe-se que o coeficiente de empuxo em repouso do solo é uma função da sua história prévia de tensões (vide, por exemplo, trabalho publicado por Mayne & Kulhawy, 1982) e da sucção matricial atuante no terreno (vide trabalho de Machado & Vilar 1997b). Devido às condições geotécnicas do local e ao perfil levemente pré-adensado do solo, apresentado na figura 5.31, e em virtude dos valores de K_o medidos nos ensaios de compressão confinada, optou-se por adotar o valor de K_o dado pela fórmula de Jáky (1956): $K_o = 1 - \sin \phi'$. Conforme relatado anteriormente, a adoção de $\nu = 0,32$ conduz a valores de K_o próximos dos fornecidos pela expressão proposta por Jáky (1956), para o solo em estudo. Segundo Kulhawy et al. (1983), o coeficiente de empuxo do solo no contato solo/fuste, para o caso de estacas escavadas, deve variar no intervalo de $2/3 \cdot K_o$ a K_o , de acordo com o método construtivo empregado.

Para avaliar a influência deste parâmetro, foram realizadas análises considerando-se as tensões horizontais no contato solo/fuste dadas por $K_o \cdot \sigma_v$, $0,85 \cdot K_o \cdot \sigma_v$ e $0,70 \cdot K_o \cdot \sigma_v$. A figura 7.13 (a) apresenta a distribuição de tensões verticais para o estado de tensões inicial do solo. A figura 7.13 (b) apresenta os resultados obtidos em termos de distribuição de tensão horizontal, para o caso de $\sigma_v = K_o \cdot \sigma_v$. A figura 7.13 (c) apresenta os resultados obtidos em termos de distribuição de tensão horizontal, para o caso de $\sigma_h = 0,70 \cdot K_o \cdot \sigma_v$. Os valores de tensão vertical para o caso de $\sigma_h = 0,70 \cdot K_o \cdot \sigma_v$ praticamente não sofreram alterações. Após o cálculo do estado de tensões inicial do solo, no caso dos ensaios realizados na umidade de campo, procedeu-se a translação de eixos já relatada nos itens 7.2 e 7.3.

Figura 7.13 – Distribuição de tensões iniciais adotada para o caso das provas de carga em estacas.

7.4.2 – Modelagem numérica dos ensaios em estacas.

A simulação numérica das provas de carga em estacas se deu aplicando-se deslocamentos verticais no topo da estaca, constantes em toda a sua seção transversal, para cada estágio incremental. O valor do coeficiente de Poisson adotado para os elementos de concreto foi de $\nu = 0,25$. Adotou-se ainda, para estes elementos, um valor de $E = 21 \text{ GPa}$.

A figura 7.14 apresenta as curvas carga/recalque obtidas para as três hipóteses de interação solo/estrutura referidas anteriormente, para o caso dos ensaios realizados na umidade natural do solo.

Figura 7.14 – Curvas carga/recalque obtidas durante o processo de simulação numérica adotando-se diferentes valores de coeficientes de tensão horizontal no contato solo/fuste.

Conforme se pode notar da figura 7.14, foram obtidas cargas de ruptura variando de 215 kN ($\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$) a 135 kN ($\sigma_h = 0,70 \cdot K_o \cdot \sigma_v$), em função do coeficiente de empuxo da tensão horizontal (K_h), adotado no contato solo/fuste. Conforme será visto adiante, o uso de um valor de K_h igual a $0,70 \cdot K_o$ conduziu a melhores estimativas dos resultados de campo. Estes valores de K_h , contudo, são bastante inferiores aos resultados obtidos por Campelo (1994), a partir de retroanálises realizadas para os mesmos resultados experimentais aqui apresentados, utilizando-se o método do atrito lateral (obteve-se $K_h \cong 1,1 \cdot K_o$).

Para um estudo mais aprofundado das causas que levaram a esta discrepância de resultados foram traçadas trajetórias de tensões para dois pontos situados nas proximidades do contato solo/fuste, nas profundidades de 2m e 3m, aproximadamente (simulação do ensaio realizado na umidade natural, com

$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$). A figura 7.15 apresenta os resultados obtidos em termos de trajetórias de tensão.

Figura 7.15 – Trajetórias de tensão seguidas por dois pontos situados nas proximidades do contato solo/fuste. Ensaio na umidade natural.

Conforme se pode observar da figura 7.15, o solo na proximidade do contato solo/fuste tende a seguir uma trajetória de tensão que atinge a sua superfície de escoamento à esquerda da linha de estados críticos. Nos capítulos 5 e 6 deste trabalho foram traçadas considerações a respeito da forma da superfície de escoamento adotada para o solo. Conforme se pôde observar, a superfície de escoamento do Cam-Clay modificado se ajusta razoavelmente bem aos pontos de plastificação obtidos para o solo, embora superestime os valores de tensão desviadora de escoamento para os pontos situados à esquerda da linha de estados críticos. No capítulo 6, uma nova superfície de escoamento é proposta para o solo, sendo expressa pela equação 6.8. Pelos resultados apresentados na figura 7.15, pode-se supor que o uso da superfície de escoamento dada equação 6.8, adotada no modelo constitutivo proposto neste trabalho, deve conduzir a uma melhor reprodução dos ensaios de campo, utilizando-se maiores valores de K_h (em outras palavras, o uso da equação 6.8, para um mesmo valor de K_h , faria reduzir o valor da tensão de ruptura do conjunto solo/estaca).

A figura 7.16 apresenta as curvas carga/recalque obtidas experimentalmente para o caso dos ensaios realizados na umidade natural do solo, em conjunto com a curva prevista utilizando-se $\sigma_h = 0,70 \cdot K_o \cdot \sigma_v$. Conforme se pode observar da figura 7.16, para este caso, há uma boa previsão dos resultados experimentais. Deve-se notar contudo, que no caso dos resultados experimentais, a ruptura do conjunto estaca/solo ocorre para menores valores de deslocamento (em torno de 2mm).

Figura 7.16 – Curvas carga/recalque obtidas experimentalmente e previstas a partir do processo de simulação numérica. Ensaios realizados na umidade natural do solo. Provas de carga em estacas.

A figura 7.17 apresenta os resultados obtidos a partir das provas de carga realizadas com inundação do solo, em conjunto com os resultados previstos em uma simulação numérica realizada considerando-se o solo saturado e $\sigma_h = 0,70 \cdot K_o \cdot \sigma_v$. Deve-se estar atento ao fato de que nas provas de carga cujos resultados são apresentados na figura 7.17, a estaca foi tracionada com o solo na umidade natural até aproximadamente a metade de sua carga de ruptura, a partir do que se promoveu a saturação do solo. Percebe-se da figura 7.17 que em ambas as provas de carga houve colapso ou ruptura do sistema solo/estaca quando do processo de inundação do solo.

O valor de ruptura obtido para a estaca para o caso da simulação realizada considerando-se o solo saturado foi de aproximadamente 56% da carga de ruptura obtida considerando-se o solo na umidade natural. Este valor se manteve aproximadamente constante em simulações realizadas assumindo-se $\sigma_h = 0,85 \cdot K_o \cdot \sigma_v$ e $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$. Desta forma, acredita-se que o colapso ocorrido no solo para a carga de trabalho da estaca pode ser justificado pelas simulações numéricas realizadas, principalmente se levarmos em conta o fato de que o perfil de sucção apresentado na figura 7.2 constitui apenas em uma aproximação grosseira das condições de campo quando da realização das provas de carga em questão.

Figura 7.17 – Curvas carga/recalque obtidas experimentalmente e previstas a partir do processo de simulação numérica considerando-se o solo saturado. Provas de carga em estacas.

A figura 7.18 apresenta a distribuição de tensões cisalhantes τ_{xy} no solo, para um deslocamento de aproximadamente 10,0 mm do topo da estaca, em conjunto com a zona de solo em processo de plastificação, para o caso do ensaio realizado na umidade natural, com $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$.

Conforme se pode observar da figura 7.18 não há um espreadimento da zona de plastificação, formando-se uma superfície de ruptura no solo a não mais do que 10 cm da estaca.

Figura 7.18 – Contornos de tensão cisalhante τ_{xy} e zona de plastificação do solo para um deslocamento de 10,0mm do topo da estaca. Simulação de ensaio na umidade natural com $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$.

8 – CONCLUSÕES

8.1 – Introdução

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões as quais se pôde chegar a partir da realização dos ensaios para determinação da curva característica de sucção do solo, dos ensaios de compressão triaxial, dos ensaios de compressão confinada e dos ensaios de compressão triaxial em trajetórias múltiplas de tensão, todos eles realizados em amostras saturadas e com controle de sucção.

Todos os ensaios foram realizados em amostras indeformadas coletadas metro a metro ao longo de um perfil de solo característico da cidade de São Carlos – SP. Este perfil é caracterizado pela existência de uma camada de solo coluvionar arenoso, de cerca de 6,5m de espessura, sobreposta a uma camada de solo residual de Arenito Botucatu. Entre as duas camadas de solo foi detectada a presença de uma linha de seixos. O nível d'água se situa a uma profundidade de aproximadamente 10m. O índice de vazios destas amostras variou de cerca de 1,2, para a profundidade de 1m, até aproximadamente 0,60, para a profundidade de 9m. O valor do peso específico seco do material variou de cerca de $13,7 \text{ kN/m}^3$, para a profundidade de 1m, até cerca de $18,3 \text{ kN/m}^3$, para a profundidade de 9m. Devido a sua natureza indeformada e por serem as amostras de solo constituídas de um material natural, estes valores apresentaram variações de amostra para amostra (em um intervalo de $\pm 0,1$, para o caso do índice de vazios).

8.2 – Curva característica de sucção do solo.

As figuras 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam curvas características de sucção obtidas para o solo, para três profundidades de amostragem. Pode-se notar destas figuras que estas curvas características possuem formas típicas de solos arenosos, com baixos valores de entrada de ar (menores do que 1 kPa). O valor de entrada de ar do solo, embora bastante reduzido, apresentou uma tendência de crescimento com a profundidade. Um bom ajuste aos dados experimentais foi obtido com o uso da proposta de Fredlund & Xing (1994).

8.3 – Resistência ao cisalhamento.

Foram obtidos valores de intercepto de coesão efetivos do solo crescentes com a profundidade, variando de 0 (profundidade de 2m) a 26,9 kPa, para a profundidade de 8m. O ângulo de atrito efetivo do solo apresentou um valor médio de 30°, para o caso do solo coluvionar, e um valor de aproximadamente 26°, para o caso do solo residual de arenito.

Enquanto o intercepto de coesão do solo apresentou um comportamento nitidamente crescente com a sucção, o seu ângulo de atrito interno não apresentou nenhuma tendência de variação.

Nas análises realizadas considerando-se o ângulo de atrito interno do solo constante e de igual valor ao obtido a partir dos ensaios realizados em amostras saturadas, o intercepto de coesão do solo apresentou um comportamento não linear com a sucção (exceto para a profundidade de 2m). Para todas as profundidade de ensaio, obteve-se um bom ajuste aos dados experimentais utilizando-se a proposta de Röhlm (1992) (ajuste hiperbólico).

Obteve-se uma previsão razoável da resistência ao cisalhamento do solo em condições não saturadas, utilizando-se os procedimentos propostos por Öberg &

Sallfors (1997) e Fredlund et al. (1995), para estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos utilizando-se a sua curva característica de sucção. O procedimento proposto por Fredlund et al. (1995) apresentou resultados um pouco melhores do que aqueles obtidos pela proposta de Öberg & Sallfors (1995). Por se apresentar de forma mais simplificada, a proposta de Öberg & Sallfors (1995) permite o seu uso mais imediato.

8.4 – Compressibilidade e colapso.

O perfil de solo estudado se apresentou levemente sobre adensado em toda a sua extensão, com maiores valores de razão de pré-adensamento para as amostras coletadas mais superficialmente (para a profundidade de 1m, o valor da razão de pré-adensamento do solo foi de aproximadamente 2).

Os valores do índice de compressão do solo obtidos em ensaios realizados em amostras saturadas se mostraram aproximadamente constantes para cada tipo de solo. Para o solo coluvionar, situado acima da linha de seixos, obteve-se um valor médio de C_c em torno de 0,33. Para o solo residual de arenito, este valor caiu para algo em torno de 0,19. Os valores do índice de recompressão não apresentaram nenhuma tendência de variação, seja com a profundidade ou com o tipo de solo, obtendo-se valores em torno de um valor de 0,016. Em todos os casos, os valores do índice de recompressão do solo foram menores do que 10% do valor obtido para o seu índice de compressão.

Os valores do índice de compressão do solo, para cada profundidade, apresentaram um comportamento crescente não linear em função da sucção matricial aplicada ao solo. Este comportamento pôde ser bem representado com o uso de funções potenciais com expoente menor do que a unidade (conforme proposto por Machado & Vilar, 1997), ou com o uso de uma função hiperbólica (vide capítulo 6 - modelagem numérica).

A tensão de pré-adensamento do solo apresentou um comportamento em função da sucção matricial similar àquele obtido para o seu índice de compressão. Da análise das figuras 5.41 a 5.47, nota-se que as superfícies de plastificação do solo, obtidas para o solo coluvionar, tendem a se tornar cada vez menos inclinadas até a profundidade de 4 m, passando a se tornar mais inclinadas a partir daí. Deste modo, o comportamento apresentado nestas figuras satisfaz, ao menos qualitativamente, às considerações feitas na revisão bibliográfica deste trabalho, sobre a movimentação das superfícies de escoamento LC para solos exibindo um máximo de colapso.

Nos ensaios realizados com medidas de tensão radial, obtiveram-se valores de K_o , durante o trecho de carregamento das amostras, em torno de 0,55, para o caso dos ensaios realizados em amostras saturadas e 0,26, para o caso dos ensaios realizados na umidade natural do solo. O valor de 0,55, obtido para os ensaios realizados nas amostras coletadas nas profundidades de 1 e 2 m, é cerca de 10% superior àquele previsto com o uso da fórmula empírica de Jaky: $K_o = 1 - \sin \phi$.

Nos ensaios realizados com variações cíclicas no valor da sucção, para um valor constante de $(\sigma_v - u_a)$, obtiveram-se valores de deformação máxima por colapso em torno de 5%, para um valor de tensão vertical líquida de umedecimento entre 230 e 460 kPa. As maiores deformações apresentadas pelo solo durante o processo de umedecimento paulatino ocorrem para valores de sucção entre 25 e 0 kPa. As deformações volumétricas obtidas durante os ciclos de variação do valor da sucção foram praticamente desprezíveis e não demonstraram interferir na tendência geral de comportamento do solo.

A equação proposta por Balmaceda et al. (1992) para representar o comportamento da superfície LC de escoamento do solo, se ajustou de maneira razoável aos dados experimentais, principalmente no caso do solo residual de arenito, onde um melhor ajuste aos dados experimentais pôde ser obtido.

8.5 – *Comportamento elastoplástico do solo.*

A forma das superfícies de plastificação obtidas para o solo em todos os ensaios realizados, não apresentou indícios de variação, seja em função do avanço do processo de encruamento, ou em função de variações no valor da sucção matricial aplicada. Deste modo, acredita-se ser de pequena monta a influência de fatores como cimentação ou estrutura na forma da superfície de escoamento “original” do solo. O fato de a forma da superfície de escoamento do solo parece não se alterar em planos com diferentes valores de sucção é bastante positivo, no sentido de que esta é uma hipótese feita na grande maioria dos modelos elastoplásticos propostos para solos não saturados.

A forma da superfície de escoamento do solo, gerada durante a sua história de carregamento em campo, não apresentou fortes indícios de anisotropia, podendo ser ajustada de maneira razoável pelas superfícies de escoamento utilizadas nos modelos de Balmaceda et al. (1992) (Cam-Clay modificado) e Bolzon et al. (1996). No caso da superfície de escoamento do Cam-Clay modificado, há uma superestimativa dos pontos de plastificação do solo à esquerda da projeção da linha de estados críticos.

As formas dos contornos de igual trabalho plástico realizado nas amostras parecem ser um bom indicativo da forma das superfícies de escoamento do solo. Este procedimento pode permitir o estudo da forma da superfície de escoamento de um solo (inclusive com o progresso da plastificação), em um menor tempo, com resultados equivalentes àqueles obtidos com o uso da proposta de Graham et al. (1983).

A não ser para o caso dos ensaios do segundo grupo, realizados em amostras saturadas (trajetórias K_0 de compressão e descarregamento), o uso de uma lei de fluxo não associada, definida por um valor de α_b de 0,44, no modelo de

Balmaceda et al. (1992), não apresentou melhoras significativas na sua performance. Os valores dos desvios angulares médios, definidos como a média das diferenças nas inclinações dos vetores de incremento de deformação plástica experimentais e previstos, se situaram em torno de 15° , tanto para o caso dos ensaios realizados com controle de sucção quanto para o caso dos ensaios realizados em amostras saturadas.

O espriamento das superfícies de plastificação do solo pôde ser previsto, com uma boa aproximação, utilizando-se os resultados de ensaios triaxiais e de compressão confinada, realizados com controle de sucção.

8.6 – Modelagem numérica dos ensaios de laboratório.

Conforme apresentado no item 6.1 do capítulo 6 deste trabalho, as equações utilizadas para representar o comportamento das funções $\lambda(s)$ e $p_o(s)$ no modelo constitutivo proposto se ajustaram razoavelmente bem aos dados experimentais. Estas equações possuem a vantagem de possibilitar o cálculo das deformações plásticas seja em termos de p_o^* ou de p_o . Além disto, tantos os valores de λ quanto os valores de p_o obtidos experimentalmente são utilizados no ajuste da superfície de escoamento LC do solo.

A superfície de escoamento adotada no modelo constitutivo proposto possibilitou um melhor ajuste aos pontos de escoamento experimentais obtidos, principalmente no caso daqueles pontos situados à esquerda da projeção da linha de estados críticos do solo. A lei de fluxo adotada no modelo constitutivo proposto (não associada), conduziu a obtenção de desvios angulares médios em torno de $11,5^\circ$, menores do que aqueles obtidos no modelo proposto por Balmaceda et al. (1992).

A partir da performance dos modelos empregados nas simulações numéricas dos ensaios de laboratório, pôde-se chegar às seguintes conclusões:

Para o caso do modelo constitutivo de Balmaceda et al. (1992), o uso de uma lei de fluxo não associada conduziu a uma previsão de resultados em geral melhor do que aquela obtida com o uso de uma lei de fluxo associada. Conforme apresentado, contudo, o uso de uma lei de fluxo não associada para o solo pode conduzir a resultados bastantes destoantes dos experimentais (principalmente em termos de deformação axial), para o caso de ensaios realizados em trajetórias entre -30 e 0° , e entre 125 e 180° .

O uso do modelo constitutivo proposto neste trabalho conduziu a uma reprodução do comportamento do solo em geral um pouco melhor do que aquela obtida com o uso do modelo de Balmaceda et al. (1992), principalmente no caso dos ensaios realizados de modo que o ponto de plastificação do solo se situasse à esquerda da projeção da linha de estados críticos.

Ambos os modelos conduziram a uma previsão razoável das deformações totais por colapso a serem apresentados pelo solo, em função da sobrecarga. O modelo constitutivo proposto, contudo, parece prever de forma mais acertada as deformações por colapso ocorrendo no solo durante um processo de umedecimento paulatino.

8.7 – Modelagem numérica do comportamento das estruturas de fundação em campo.

A partir dos resultados das simulações numéricas do comportamento de estruturas de fundação em campo pode dizer que o uso do modelo Cam-Clay modificado, em conjunto com os parâmetros do solo adotados na simulação dos ensaios de laboratório, conduziu a uma boa estimativa das curvas carga/recalque apresentadas para o caso das provas de carga em placa realizadas com saturação prévia do solo.

Para o caso dos ensaios de placa realizados sem saturação prévia do solo, o uso da superfície de escoamento do Cam-Clay modificado, em conjunto com uma lei de fluxo associada e a extensão para solos não saturados adotada no modelo constitutivo proposto neste trabalho, conduziu a uma previsão razoável dos resultados de campo. Deve-se ressaltar que, para o caso das provas de carga na umidade natural do solo, não foram realizadas medidas de sucção ou umidade quando da realização das mesmas, de modo que o perfil de sucção apresentado na figura 7.2 constitui apenas uma estimativa grosseira dos valores de campo. Como boa parte dos parâmetros utilizados nas simulações numéricas depende do valor da sucção matricial, a capacidade do modelo utilizado de prever as curvas carga/recalque obtidas em campo fica prejudicada.

No caso da simulação das provas de carga de tração em estacas escavadas, realizadas na umidade natural, a carga de ruptura do conjunto solo/estaca prevista utilizando-se um coeficiente de empuxo para a tensão horizontal no contato solo/fuste, K_h , igual ao valor do coeficiente de empuxo em repouso do solo, K_0 , foi cerca de 60% maior do que o valor de ruptura obtido em campo. Para um valor de K_h igual a 70% do coeficiente de empuxo em repouso do solo, houve uma boa previsão do comportamento obtido em campo. Este Valor de K_h é bem inferior ao valor de K_h obtido por Campelo (1994), a partir de retroanálise dos mesmos resultados, utilizando o método do atrito lateral.

A partir dos dados apresentados neste trabalho, notou-se que as trajetórias de tensão seguidas pelos pontos da massa de solo situados próximos à interface solo/fuste resultaram na sua plastificação em uma posição à esquerda da projeção da linha de estados críticos. Conforme já relatado neste trabalho, o uso da superfície de escoamento do Cam-Clay modificado resulta em uma superestimativa dos valores de tensão de escoamento em trajetórias de tensão similares. Deste modo, acredita-se que o uso da superfície de escoamento adotada no modelo constitutivo proposto venha a fornecer resultados mais próximos daqueles observados em campo, para o caso de estacas submetidas a esforços de tração.

O valor da carga de ruptura obtido a partir das simulações numéricas realizadas considerando-se o solo saturado foi cerca de 50% daquele obtido a partir das simulações numéricas considerando-se o solo na umidade natural, independente do valor de empuxo adotado para a tensão horizontal no contato solo/fuste. Estes valores estão de acordo com o colapso do conjunto solo/estaca obtido em campo quando da inundação do solo, estando a estaca submetida a cerca de 50% de sua tensão de ruptura determinada previamente, em ensaios realizados na umidade natural.

9 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUILAR, S. A. S, Deformabilidade de uma argila colapsível não-saturada sob compressão isotrópica com sucção controlada, Tese de Mestrado, DEC/PUC - Rio, Rio de Janeiro, 1989.

ABRAMENTO, M. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: Considerações teóricas e estudo experimental. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, São Paulo-SP, 1988.

AITCHISON, G. D. Relationships of moisture stress and effective stress functions on unsaturated soils. Pore pressure and suction in soils. Conf. British Nat. Soc. Od Int. Soil Mech. Found. Eng. London, 1960. *Apud* ÖBERG, a. L. & SÄLFORS, G. A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris, 1995.

AITCHISON, G. D. and DONALD, I. B. Some preliminary studies of unsaturated soils. (b) Effective stresses in unsaturated soils. II Aust.- N. Zealand CSMFE, Christ Churc, 1956.

AITCHISON, G. D. and RICHARDS, B. G. The fundamental mechanisms involved in heave and soil moisture movement and the engineering properties of soils which are important in such movement. Proceedings of the 2th Int. Research and Engineering Conference on Expansive Soils, Texas, 1969.

AITCHISON, G. D. and WOODBURN, J. A. Soil suction foundation design, 7th ICSMFE, México, v. 2, pp 1-8, 1969.

ALONSO, E. E.; GENS, A. and WIGHT, D. W. Special problem soils. General Report (session 5). X ICSMFE, Dublin, 1987.

ALONSO E. E.; GENS, A. and JOSA, A. A constitutive model for partly saturated soils. *Geotechnique* 40 (3), 1990.

ALONSO, E. E.; LLORET, A. and GENS, A. Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. *Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils*. Paris, 1995.

ARAGÃO, C. J. G & MELO, A. C. Fundações rasas em solos colapsíveis. Um caso no semi-árido de Pernambuco. VII COBRANSEF. V2, Olinda-Recife - pe. 1982.

ARAKI, M. S. & CARVALHO, J. C. Study of a collapsible porous soil of Brazil. *Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils*. Paris, 1995.

ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L. The mechanics of soils. An introduction to the critical states soil mechanics. McGRAW-HILL, England, 1978.

BALMACEDA, A.; JOSA, A.; GENS, A and ALONSO, E. E. An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum collapse. *Proc. 3rd Int. Conf. On Comp. Plasticity*, 1, Barcelona, 1992.

BALMACEDA, A. Suelos Compactados. Un estudio teorico y experimental. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha, 1991.

BARDEN, L. and SIDES, G. R. The influence of structure on the collapse of compacted clay. *Proceedings of the 2th Int. Research and Engineering Conference on Expansive Soils*, Texas, 1969.

BARDEN, L.; MADEDOR, A. O. and SIDES, G. R., Volume change characteristics of unsaturated clay. *Proc. ASCE* 95 SM1, 1969.

BARDEN, L., Consolidation of compacted and unsaturated clays, *Geotechnique* 15 (3), 1965.

BAVER, L. D; GARDNER, W. H. and GARDNER, W. R. Soil physics. 4 ed. London, Wiley & Sons, Inc. 1972.

BISHOP, A. W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G. E. and DONALD, I. B. Factors controlling the strength of partly saturated soils. Res. Conf. on shear strength of cohesive soils, Boulder, pp. 503-532, 1960. *Apud* JUCÁ, J. F. T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada. Tesis doctoral. Universidad de Madrid. (1990).

BISHOP, A. W. and DONALD, I. B. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. 5th ICSMFE, Paris, 1961.

BISHOP, A. W. and BLIGHT, G. E. Same aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Getechnique* 13 (3), 1963.

BISHOP, A. W. and HENKEL, D. J. Measurement of the soil properties in the triaxial test. Willian Arnold, London, 2ed., 1962.

BISHOP, A. W., The principle of effective stress, Tek. Ukebl. 39, 1959.

BLIGHT, G. E., A study of effective stresses for volume changes. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, Symposium in print, Sydney: Butterworths, 1963.

BLIGHT, G. E., The time-rate of heave of estructures on expansive clays, Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, Sydney: Butterworths, 1965.

BOLT, G. H. Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Geotechnique*, 6 (2), 1956.

- BOLZON, G.; SCHREFLER, A. and ZIENKIEWCZ, C. Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46(2), 1996.
- BROOKS, R. H. & COREY, A. T. Hydraulic properties of porous media. Colorado State University Hidro. Paper N° 3, V 27, 1964. *Apud* FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K.; XING, A. And PUFAHL, D. E. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil water characteristic curve. Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 1995.
- BURLAND, J. B. Deformation in soft clays. Ph. D. Thesis. Cambridge University, 1967. *Apud* KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.
- BUCKINGHAM, E. Studies on the movement of soil moisture. Bur. of soils Bull. 38, U. S. Dept. of Agric. Washington, D. C. 1907. *Apud* ALONSO & GENS, (1987)
- CAMPELO, N.S. Comportamento de Estacas Submetidas à Esforços Verticais de Tração, em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado, EESC/USP. 157p. 1994.
- CARNEIRO, B.J.I. Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado, EESC/USP. 117p. 1994.
- CARNEIRO, B. J. I. Comportamento de tubulões a céu aberto, instrumentados, em solo não saturado colapsível. Tese de Doutorado, EESC/USP, no prelo, 1998.
- CARNEIRO, B. J. I & CONCIANI, W. O uso do TDR na monitoração do avanço da frente de onfiltração no solo. 3º Simpósio Brasileiro sobre solos não saturados. Vol.1, pp. 215-220, 1997.

- CARVALHO, D. - Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos - SP. Tese de Doutorado, EESC/USP. 204p. 1991.
- CARVALHO, J. C., Considerações sobre o estudo e análise do colapso de solos porosos naturais. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.
- CARVALHO, M. F. Estudo de solos colapsíveis no nordeste do estado de Minas Gerais. Dissertação de mestrado apresentada à EESC/USP, São Carlos, 1994. 137p.
- CHANG, R. K., Pressure plate apparatus for volumetric measurement of suction, swelling pressure and consolidation in clay soils, Canadian Geotechnical Journal, 6, 1969.
- CHEN, W. F. & BALADI, G. Y. Soil plasticity - Theory and implementation. Amsterdam, 1985.
- CLAUSEN, C. J.; GRAHAM, J and WOOD, D. M. Yielding in soft clay at mastemyr, Norway. Géotechnique, 34(4), 1984.
- COLLINS, K., Characterization of expansive soil microfabric, Proc. 5th. Int. Conf. Expansive soils, Adelaide, 1984.
- CONCIANE, W.; HERMANN Jr., P.S. P. & SOARES, M.M. The time domain reflectometry to study matrix suction. International Conference on Unsaturated Soils, 1 Paris. Proceedings, vol 3, 1995.
- CUELAR, V. Análisis crítico de los métodos existentes para el empleo de arcillas em obras de carretera y recomendaciones sobre las tecnicas más idôneas para su uso habitual en la España. Laboratorio del Transporte y mecanica del suelo, Madrid, pp 321, 1978. Apud Jucá (1990).

CUI, Y.; DELAGE, P. and SULTAN, N. An elasto-plastic model for unsaturated soils. Proceeding of. 1st Conference. on Unsaturated soils, Paris, 1995.

CUI, Y. I.; DELAGE, P. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2), 1996.

DAVIES, J. T. and RIDEAL, E. K. Interfacial phenomena, 2nd ed. Academic Press. New York, N. Y., 1963.

DAYLAC, R. & de CAMPOS, T. M. P. Desenvolvimento de uma célula Ko com controle de sucção. X COBRANSEF, Foz do Iguaçu, 1994.

DE CAMPOS, T. M. P., Equipamentos e técnicas para a determinação da sucção em campo. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.

DE CAMPOS, T. M. P., Determinação da curva característica em laboratório, 1º COBRAE, Rio de Janeiro, 1992.

DELAGE, P.; SURAJE, D. E.; SILVA, G. P. R. y DE LAURE, E. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés. IX ECSMFE, Dublin, VI, 1987. *Apud* JUCÁ, J. F. T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada. Tesis doctoral. Universidad de Madrid. (1990)

DRUCKER, D. C.; GIBSON, R. E. and HENKEL, D. G. Soils mechanics and work-hardening theories of plasticity. ASCE, 122, 1957. *Apud* WOOD, D. M. Soil behavior and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, 1990.

DRUMRIGHT, E. E. & NELSON, J. D. The shear strength of unsaturated tailing sands. Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris, 1995.

DUDLEY, J. H., Review of collapsing soils. Jnl. of SMFD Div., ASCE, 96 (SM3), 1970.

EL-SOHBAY, M. A. and ELLEBOUNDEY, A. M., Swelling and collapsible behaviour of unsaturated cemented sand upon wetting. Proc. 9th. ECSMFE, 2, Dublin, 1987

ESCARIO, V. Formulaciones para la definición de la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos parcialmente saturados. Ingenieria Civil N° 68, CEDEX, 1988.

ESCARIO, V. and JUCA, J. F. T. Strength and deformation of partly saturated soils. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.

ESCARIO, V. and SAEZ, J., Measurement of the properties of swelling and collapsing soil under controlled suction, Int. Conf. on Expansive soils, Haifa, 1973 (a).

ESCARIO, V. and SAEZ, J., Gradual collapse of soils originated by a suction decrease, Oral discussion presented to Main Session 4, Moscow Aug., 1973 (b).

ESCARIO, V. & SAEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. Geotechnique 36 (3), 1986.

ESCARIO, V. & SAEZ, J. Shear strength of soils under high suction values. IX ECSMFE, Dublin, 1987 (a).

ESCARIO, V. & SAEZ, J. Shear strength of partly saturated soils versus suction. VI Int. Conf. on Exp. Soils, V2, New Delhi, 1987 (b).

FERREIRA, S. R. M. e LACERDA W. A. Variações de volume em um solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. Solos e Rochas, 16 (4), São Paulo, 1993.

FERREIRA, S. R. M. e TEIXEIRA, D. C. L. Collapsible soils - A practical case in construction (Pernambuco, Brazil). XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.

FERREIRA, S. R. M., Técnicas de ensaios e fatores influentes nas medidas de deformação de solos colapsíveis e expansivos. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.

FLEMING, P. M.; De CAMPOS, T. M. P. e GUSMÃO, L. A. P. Desenvolvimento de um sistema tensiométrico para medidas automáticas de sucção em encostas. Primeira Conf. Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, 1992.

FLEMING, P. M.; De CAMPOS, T. M. P. e GUSMÃO, L. A. P. Medidas de sucção em encostas não saturadas através de tensiômetros automáticos. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.

FLEUREAU, J. M.; KHEIRBEK-SAOUD, S. and TAIBI, S. Experimental aspects and modelling of the behaviour of soils with negative pressure. Proceeding of. 1st Conference. on Unsaturated soils, Paris, 1995.

FONSECA, E. C., Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em solos não saturados, Tese de Mestrado, DEC/PUC - Rio, 1991.

FONSECA, E. C.; CAMPOS, L. E. P.; PRESA, E. P. e MACHADO, S. L. Ensaio triaxiais de estágios múltiplos com controle da sucção em solo residual de granulito. 1º Simpósio Brasileiro Sobre Solos não Saturados, Recife-Pe, 1994.

FOURIE, A. B. & PAPAGEORGIAN, G. A technique for the rapid determination of the soil moisture retention relationship and hydraulic conductivity of unsaturated soils. Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 1995.

FREDLUND, D. G. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Can. Geot. Jnl. 16 (121-139), 1979.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. AND WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. Can. Geo. Jnl. 15 (3), 1978.

FREDLUND, D. G. and MORGENSTERN, N. R., Constitutive relations for volume change in unsaturated soils, Canadian Geotechnical Journal 13 3, 1976.

FREDLUND, D. G. and MORGENSTERN, N. R., Stress state variable for unsaturated soils, Proc. ASCE 103 GT5, 1977

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H and GAN, J. K. M. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. Int. Conf. On Exp. Soils. New Dehli, 1987.

FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K.; XING, A. And PUFAHL, D. E. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil water characteristic curve. Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 1995.

FREDLUND, D. G. and XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. Can. Geotechnical Journal, V31, n4, 1994.

GAN, J. K. & FREDLUND, D. G. Shear strength behavior of two saprolitic soils. Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris, 1995.

GARDNER, R. A method of measurement the capillary tension of soil moisture of a wide moisture range. Soil Sci. n° 4. 1937

GENS, A. and ALONSO, E. E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. Can. Jeotech. Journal, 29, 1992.

GENS, A.; ALONSO, E. E.; SURID, J. and LLORET, A. Effect of structure on the volumetric behavior of a compacted soil. Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 1995.

GENS, A. and POTTS, D. M. Critical state models in computational geomechanics. Eng. Comput. V5, 1988.

GIACHETI, H.L. - Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de São Paulo. Tese de Doutorado. EESC/USP. 232p. 1991.

GOULEY, C. S. & SCHREINER, H. D. Field measurement of soil suction. Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 1995.

GRAHAM, J. Laboratory results from mastemyr quick clay after reconsolidation to the in situ stresses. Norwegian Geotechnical institute, Olson, internal report, 1969. *Apud* TAVENAS, F. Des ROSIERS, J. P.; LEROUÉIL, S; La ROCHELLE, P and ROY, M. The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. Géotechnique, 29(3), 1979.

GRAHAM, J.; NOONAM, M. L. and LEW, K. V. Yield states and stress/strain behaviour of natural soft clays. Géotechnique, 33(3), 1983.

GROMKO, G. J., Review of expansive soils. Jnl. of Geotech. Eng. Div., ASCE 100 (GT6), 1974.

GULHATI, S. K. & SATIJA, B. S. Shear strength of partially saturated soils. X ICSMFE, Stokolmo, V1, 1981.

HEAD, K. Manual of soil laboratory testing. V(3), Pentech Press, London, 1984.

HILF, J. W. An investigation of pore water pressure in compacted soils. Bureau of reclamation tech. mem., 1956.

Ho, D. Y. F. & FREDLUND, D. G. Increase in the strength due the suction for two Hong-Kong soils. Int. Conf. on Eng. and Const. in tropical residual soils, Honolulu, 1982. *Apud* JUCÁ, J. F. T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada. Tesis doctoral. Universidad de Madrid. (1990)

HOLTZ, W. G. Volume change in expansive clay soils and control by lime treatment. Proceedings of the 2th Int. Research and Engineering Conference on Expansive Soils, Texas, 1969.

JAIN, S. K. Fundamental aspects of the normality rule. Engineering publications, Virginia, 1980.

JÁKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. Journal for society oh Hungarian architects and engineers, Budapest, Hungarian, 1956.

JENNINGS, J. E. The prediction of amount and rate of heave likely to be experienced in engineering construction on expansive soils. Proceedings of the 2th Int. Research and Engineering Conference on Expansive Soils, Texas, 1969.

JENNINGS, J. E. and BURLAND, J. B. Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. Geotechnique, 12 (2), 1962.

JENNINGS, J. E. and KNIGHT, K., The additional settlement of foundation due a collapse of structure of sandy subsoils on wetting, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, 1, 1957

JOSA, A. Un modelo elastoplastico para suelos no saturados. Tesis Doctoral. Escuela Tecnica Superior De Ingenieros de Caminos Canales Y puertos. Barcelona, 1988.

JOSA, A.; ALONSO, E. E.; LLORET, A. and GENS, A., Stress-strain behaviour of partially saturated soils. Proc. 9th. ECSMFE, 2, Dublin, 1987

- JUANG, C. H. and HOLTZ, R. D. Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. ASCE 112 (9), 1986.
- JUCÁ, J. F. T. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada. Tesis doctoral. Universidad de Madrid. (1990)
- JUCÁ, J. F. T., The prediction of total heave using laboratory and field tests data. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.
- KARUBE, D. and KATO, S. Yield functions of unsaturated soil. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.
- KARUBE, D; KATO, S. and KATSUYAMA, J. Proc. JSCE, 376/III-5, 1986. *Apud* KARUBE, D. and KATO, S. Yield functions of unsaturated soil. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.
- KASSIF, G. and BEN SHALOM, A., Experimental relationship between swell pressure and suction, Canadian Geotechnical Journal 21 3, 1971.
- KASSIF, G.; BAKER, R. and OVADIA, Y., Swell-pressure relationship at constant suction changes, Proc. 3rd. Int. Conf. exp. Soils, Haifa, 1973.
- KATTI, R. K.; KULKARNI, S. K. and FOTEDAR, S. K. Shear strength and swelling pressure characteristics of expansive soils. Proceedings of the 2th Int. Research and Engineering Conference on Expansive Soils, Texas, 1969.
- KNIGHT, K. The collapse of sandy subsoils on wetting. Msc. Thesis, University of Witwatersrand, Unpublished, 1961. *Apud* Paixão & Carvalho, (1994).
- KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. and KLASSEN, M. S. Effect of the soil suction on slope stability at Noth Hill. Canadian Geotechnical Journal 26 (2), 1989.

KULHAWY, F. H.; TRAUTMANN, C. H.; BEECH, J. F.; O'ROURKE, T. D.; McGUIRE, W.; WOOD, W. A. and CAPANO, C. Transmission line structure foundation for uplift-compression loading. Report EL-2870, Electric Power Research Institute. Palo Alto, California, 1983.

LADE, P. V. International Journal of Solids and Structure. Vol. 13, pp. 1019-1035, 1977. *Apud* KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.

LADE, P. V. and DUNCAN, J. M. Jnl. Geot. Eng. Div. ASCE 101(10). *Apud* KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.

LADE, P. V. and KIM. Single hardening constitutive model for frictional materials. II. Yield criterion and plastic work contours. Computers and geotechnics 6 (1988). (b)

LADE, P. V. and KIM. Single hardening constitutive model for frictional materials. I. Plastic potential function. Computers and geotechnics 5 (1988). (a)

LADE, P. V. and KIM. Single hardening constitutive model for frictional materials. III. Comparisons with experimental data. Computers and geotechnics 7 (1988). (c)

LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. ASCE, 84 (SM2), 1958.

LAMBE, T. W. Discussion closure of < The engineering behaviour of compacted clay>. Proceedings ASCE, Aug. 1959.

- LAMBE, T. W. & WHITMAN Soil Mechanics. John Wiley, New York, 1968.
- LEROEIL, S. and VAUGHAM, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique* 40, 1990.
- LIBARDI, P. L. Potenciais de água no solo, série didática nº. 007, Dptº de Engenharia Rural, Piracicaba, São Paulo, 1993.
- LLORET, A. and ALONSO, E. E., Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour, *Geotechnique* 30(4), 1980.
- MACHADO, S. L. Estudo da compressão confinada e do colapso de um colúvio arenoso compactado. Dissertação de Mestrado. EESC/USP, São Carlos-SP, 1995.
- MACHADO, S. L. & VILAR, O. M. Modelagem numérica do comportamento volumétrico de um colúvio arenoso não compactado. 3º Simpósio Brasileiro sobre Solos não Saturados. Rio de Janeiro, 1997. (a)
- MACHADO, S. L. & VILAR, O. M. Collapse and K_o tests under controlled suction on a lateritic soil. XIV ICSMFE, Hamburg, Germany, setembro de 1997. (b)
- MARINHO, F. A. M. & CHANDLER, R. J. Cavitation and the direct measurement of soil suction. Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 1995.
- MARKOVIC, G.; CORIC, S.; CAKI, L. and BOZINOVIC, D. Contribution to the stress-strain strength properties of the macroporous loess soil. VI International IAEG Congress, Amsterdam, 1990.
- MATSUO, S. and KAMON, M. Microscopic study on deformation and strength of clays. X ICSMFE, Stokolmo, 1981

MATYAS, E. L. and RADHAKRISHNA, H. S., Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique* 18 4, 1968.

MATYAS, E. L. Compressibility and shear strength compacted soils. Phd. Thesis. University of London. 1963. Apud MATYAS & RADHAKRISHNA, 1968.

MAYNE, P. W. and KULHAWY, F. H. Ko – OCR relationships in soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 95, SM1, 1980.

MCGOWN, A. and COLLINS, K., The microfabrics of some expansive and collapsing soils, *Pan. Conf. on soil Mech. and Found. Eng.*, 5, Buenos Aires, 1975.

MCKEE, C. R. & BUMB, A. C. The importance unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for a Hazardous wastes and environmental emergencies. *Haz. Mat. Control Res. Inst. National Conf.*, Houston, 1984. FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K.; XING, A. And PUFAHL, D. E. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil water characteristic curve. *Proc. of the 1st Int. Conf. on unsaturated soils*. Paris, 1995.

MENDONÇA, M. B. Comportamento de solos colapsáveis da região de Bom Jesus da Lapa – BA. Dissertação de mestrado apresentada a UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

MENEZES, S.M. - Correlações entre Ensaios de Penetração (SPT e CPT) e os Resultados de Ensaios de Laboratório para a Região de São Carlos - SP. Dissertação de Mestrado. EESC/USP. 194p. 1990.

MIGUEL, M.G. - Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado. EESC/USP. 195p. 1996.

- MITCHELL, R. J. On the yielding and mechanical strength of Leda Clay. Can. Geotechn. Jour. 7(3), 1970. *Apud* WOOD, D. M. Soil behavior and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, 1990.
- MOORE, P. J. and MILLAR. The collapse of sand upon saturation. Proc. of the 1st Australia- New Zealand Conf. on Geomechanics, Melbourne, 1, 54-60, 1971.
- MROZ, Z; NORRIS, V. A. and ZIENKIEWICS, O. C. Int. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics. V2, 1978. *Apud* KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.
- NAYLOR, D. J. A continuous plasticity version of critical state model. Int. Journal for numerical methods in engineering, V21, 1985.
- NEVES, M. - Análise Elastoplástica de Estacas Escavadas pelo Métodos dos Elementos Finitos. Tese de Doutorado. EESC/USP. 139p. 1993.
- NOVA, R. and WOOD, D. M. A constitutive model for sand in triaxial compression. International Journal for numerical analysis in geomechanics, 3, 1979.
- ÖBERG, A. L. & SÄLFORS, G. A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris, 1995.
- ÖBERG, A. L. & SÄLLFORS, G. A. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 20, Nº 1, 1997.
- PAIXÃO, M. N. O. N. e CARVALHO, J. C., Influência da microestrutura no colapso de um solo de Brasília. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.

PARRY, R. H. G. and NADARAJAH, V. A volumetric yield locus for lightly overconsolidated clay. *Geotechnique* 23, (1973).

PASTOR, M; ZIENKIEWCZ, O. C. and CHAN, A. H. C. Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 14, 1990.

PINTO, C. de S. e NADER, J. J. Ensaio de laboratório em solos residuais. 2^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 1991.

PRESA, E. P., Deformabilidad de las arcilas expansivas bajo succión controlada, Tesis Doctoral, E. T. S. de Ing. de caminos canales y puentes, Universidad Politécnica de Madrid, 1982.

PRESA, E. P., Efeito das trajetórias de tensão e sucção nas variações volumétricas de solos não saturados, 2^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 1991.

PRESA, E. P.; FONSECA, E. C.; CAMPOS, L. E. P. e MACHADO, S. L., Análise das trajetórias de sucção-umidade de um solo residual de granulito. Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.

PREVOST, J. H. *Int. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. V1(2), 1977. *Apud* KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.

RICHARDS, L. A. The usefulness of capillary potential to soil-moisture and plant investigators. *Journal of the Agricultural Research*. Washington, 37 (12), 1928.

RIZKALLAH, V. and KEESE, K. Geotechnical properties of collapsible soils. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.

RÖHM, S. A. Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos- S.P. Tese de Doutorado, EESC/USP, São carlos, 1992.

ROMANA, M. An alluvial collapsible soil in Alicante. IX ICSMFE, Dublin, 1, 1987

ROMERO, E.; LLORET, A. and GENS, A. Development of a new suction. Proc. of First Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris, 1995.

ROSCOE, K. H. and BURLAND, J. B. On the generalised stress/strain behaviour of "wet clay", in J. Heyman and F. A. Leckie (eds,) *Engineering plasticity* (Cambridge: Cambridge University Press), 1968. *Apud* WOOD, D. M. Soil behavior and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, 1990.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. and THURAIRAJAH, A. Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique*, 13(3), 1963.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. and WROTH, M. A. On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8(1), 1958.

SANTOS NETO e ALMEIDA Cálculo do recalque por adensamento em solos não saturados com bolhas de ar oclusas. *Solos e Rochas*, 16 (4), São Paulo, 1993.

SCHOFIELD, A. N. and WROTH, C. P. Critical states soil mechanics. McGraw-Hill, London, 1968. *Apud* KO, H. and STURE, S. State of the art: Data reduction and applications for analytical modeling. ASTM STP 740. 1981.

SEED, H. B. and CHAN, C. K. Structure and strength characteristics of compacted clays. *ASCE*, 85 (SM5), 1959.

SIGMA/W for finite element stress/deformation analysis – User's Guide. Version 4.2, Geo-Slope International, Calgary, Alberta, Canada, 1998.

SIGNER, S.; MARINHO, F. A. M.; SANTOS, N. B. and ANDRADE, C. M. M. Expansive and collapsible soils in semi-arid region. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.

SRIDHARAM, A.; RAV, A. S. and SIVAPULLAIAH, P.V., Swelling pressure of clays. *Geotechnical Testing Jnl.* 9 (1), 1986.

SRIDHARAN, A.; ALTCHAEFFL, A. G. and DIAMOND, S. Pore size distribution studies. *ASCE*, 97 (SM5), 1971.

SRIDHARAN, A. and ALLAM, M. M., Volume change behavior of desiccated soils. *Jnl. Geot. Eng. Div. ASCE* 108 (GT3), 1982.

TAVENAS, F. Des ROSIERS, J. P.; LEROUEIL, S; La ROCHELLE, P and ROY, M. The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. *Géotechnique*, 29(3), 1979.

TEIXEIRA, R. S. Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso compactado não saturado. Dissertação de mestrado. EESC/USP, São Carlos, 1996.

TIMOSHENKO, S. *Theory of elasticity* – McGraw Hill, New York, 1934.

URIEL, S. and SERRANO, A. A. Geotechnical properties of two collapsible volcanic soils of low bulk density. VIII ICSMFE, Moscow, 1973.

VAUGHAN, P. R. Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soils, particularly as related to their structure and mineral components. First International Conference in Tropical Lateritic soils, Brasília - Df, 1985.

VAUGHAM, P. R.; MACCARINI, M. and MOKHTAR, S. M. –Indexing the engineering properties of residual soil. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, London, 1988.

VILAR, O. M.; BERTOLUCCI, A. A. and RODRIGUEZ, J. E. Geotechnical characteristics of tropical cenozoic sediment from São Carlos region. *First International Conference in Tropical Lateritic soils*, Brasília - Df, 1985.

VILAR, O. M.; CINTRA, J. C. A.; PARAGUASSU, A. B.; MACHADO, S. L.; CARVALHO, M. F. e CARNEIRO, B. J. I. Ensaio de campo e de laboratório em solos não saturados. *Encontro Sobre Solos Não Saturados*, UFRGS, Porto Alegre, 1995.

VILAR, O. M. e GAIOTO, N., Comportamento colapsível de um solo laterítico compactado. *Anais do 2o Simpósio Sobre Solos Não Saturados*, AMSF-UFPE / ABMS-NE, Recife-Pe, 1994.

ZACARIA, I; WHEELER, S. J. and ANDERSON, W. F. Yielding of unsaturated compacted kaolin. *1st Int. Conf. On unsaturated soils*, Paris, 1995.

ZIENKIEWICZ, O. C. and NAYLOR, D. J. The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements. *Roscoe memorial symposium*. Cambridge University, 1971.

ZUR, A. and WISEMAM, G. A study of collapse phenomena of an undisturbed loess. *VIII ICSMFE*, Moscow, 1973.

WHEELER, S. J. Inclusion of specific water volume within an elastoplastic model for unsaturated soils. *Can. Geotech. Journal*, 33, 1996.

WHEELER, S. J. and SIVAKUMAR, V. An elastoplastic critical state framework for unsaturated soils. *Géotechnique*, 45(1), 1995.

WOLLE, C. M.; BENVENUTO, C. AND CARVALHO, P. A. S.
Collapsible soil foundation of canals in Central Brazil. XI ICSMFE,
Stocolmo, 1981.

WOOD, D. M.. Soil behavior and critical state soil mechanics. Cambridge
University Press, 1992.

WOOD, D. M., The behaviour of partly saturated soils: A Review,
CUED/D - Soils/TR 69 1979.

WOOD, D. M. Some aspects of the mechanical behaviour of kaolim
under truly triaxial conditions of stress end strain. Ph. D. Thesis,
Cambridge University, 1974. *Apud* WOOD, D. M. Soil behavior
and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, 1992.

WOODBURN, J. A. & LUCAS, B. New approaches to the laboratory
and field measurement of soil suction. Proc. of the 1st Int. Conf. on
unsaturated soils. Paris, 1995.

YOSHIMI, V. and OSTERBERG, J. O., Compression of partially
saturated cohesive soils, Jnl. soil Mech. Found. Eng. Div. ASCE 89
(SM4), 1963.

10 – NORMAS TÉCNICAS

EB-22 (NBR 5734) – Peneiras para ensaios

MB-27 (NBR 6427) – Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

MB-28 (NBR 6508) – Grãos de solo que passam na # 4 – Determinação da massa específica.

MB-30 (NBR 6459) – Solo – Determinação do limite de liquidez.

MB-31 (NBR 9180) – Solo – Determinação do limite de plasticidade.

MB-32 (NBR 7181) – Solo – Análise granulométrica.

MB-33 (NBR 7182) – Solo – Ensaio de compactação.

NBR-6489 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação

MB-3472 – Estacas – Prova de carga estática.

ANEXO I

Interfaces dos programas Barcelona e alternativo e resultados obtidos
a partir da simulação de um ensaio triaxial convencional
(trajetória 1:3), com sucção constante de 200 kPa

Figura A1.1 – Tela de entrada do programa alternativo

DADOS DO ENSAIO			
λ	0.074	$p_{inicial}$ (kPa)	50.00
κ	0.0035	$q_{inicial}$ (kPa)	0.00
ϕ	30.5	dq/dp	3.00
λ^*	0	p_{final} (kPa)	1400.00
κ^*	0	p_{final}^*	136.54
P_{0^*} (kPa)	36.4	Ensaio (1/-1)	1.00
P_s (kPa)	0	Usar alfa? (s/n)	n
v (1 + e)	2	(ua-uw)inicial	200.00
G (kPa)	10700	Definir p,q,s?	n
α	1.00		
M	1.22		
Parâmetros da função P_s (ajuste hiperbólico)			
a (kPa)	3.49	P_{s^*} (kPa)	75.96
b	0.0049		
Parâmetros das superfícies LC e SI			
P_c (kPa)	5	P_0 (kPa)	178.36
alfa (kPa) -1	0.008		
e_x (kPa)	140	Ver gráfico q x def. axial	
e_y	72		
S_i (kPa)	500	Ver gráfico def. vol. x def. axial	
Exportar Dados		Ver gráfico p x def. vol	
Exportar Dados (%)

Figura A1.2 – Tela de entrada do programa Barcelona

Tabela A1.1 – Resultados de simulação numérica de um ensaio triaxial convencional (1:3), utilizando-se o modelo constitutivo proposto (programa alternativo)

p (kPa)	q (kPa)	ε_v (%)	ε_s (%)	ε_a (%)
50.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50.86	2.58	0.01	0.01	0.01
51.72	5.15	0.01	0.02	0.03
52.58	7.73	0.02	0.03	0.04
53.43	10.30	0.02	0.05	0.05
54.29	12.88	0.03	0.06	0.07
55.15	15.45	0.03	0.07	0.08
56.01	18.03	0.04	0.08	0.09
56.87	20.61	0.04	0.09	0.10
57.73	23.18	0.05	0.10	0.12
58.59	25.76	0.05	0.11	0.13
59.44	28.33	0.06	0.12	0.14
60.30	30.91	0.06	0.13	0.15
61.16	33.49	0.07	0.14	0.16
62.02	36.06	0.07	0.15	0.17
62.88	38.64	0.08	0.16	0.18
63.74	41.21	0.08	0.17	0.20
64.60	43.79	0.09	0.18	0.21
65.45	46.36	0.09	0.19	0.22
66.31	48.94	0.10	0.19	0.23
67.17	51.52	0.10	0.20	0.24
68.03	54.09	0.11	0.21	0.25
68.89	56.67	0.11	0.22	0.26
69.75	59.24	0.11	0.23	0.27
70.61	61.82	0.12	0.24	0.28
71.47	64.40	0.12	0.25	0.29
72.32	66.97	0.13	0.25	0.30
73.18	69.55	0.13	0.26	0.31
74.04	72.12	0.14	0.27	0.32
74.90	74.70	0.14	0.28	0.33
75.76	77.27	0.14	0.29	0.33
76.62	79.85	0.15	0.29	0.34
77.48	82.43	0.15	0.30	0.35
78.33	85.00	0.16	0.31	0.36
79.19	87.58	0.16	0.32	0.37
80.05	90.15	0.16	0.32	0.38
80.91	92.73	0.17	0.33	0.39
81.77	95.30	0.17	0.34	0.40
82.63	97.88	0.17	0.35	0.40
83.49	100.46	0.18	0.35	0.41
84.34	103.03	0.18	0.36	0.42
85.20	105.61	0.18	0.37	0.43
86.06	108.18	0.19	0.38	0.44
86.92	110.76	0.19	0.38	0.45

Tabela A1.1 – Resultados de simulação numérica de um ensaio triaxial convencional (1:3), utilizando-se o modelo constitutivo proposto (programa alternativo). (Continuação)

87.78	113.34	0.19	0.39	0.45
88.64	115.91	0.20	0.40	0.46
89.50	118.49	0.20	0.40	0.47
90.35	121.06	0.20	0.41	0.48
91.21	123.64	0.21	0.42	0.48
92.07	126.21	0.21	0.42	0.49
92.93	128.79	0.21	0.43	0.50
93.79	131.37	0.22	0.43	0.51
94.65	133.94	0.22	0.44	0.51
95.51	136.52	0.22	0.45	0.52
96.36	139.09	0.23	0.45	0.53
97.22	141.67	0.23	0.46	0.54
98.08	144.25	0.23	0.47	0.54
98.94	146.82	0.24	0.47	0.55
99.80	149.40	0.24	0.48	0.56
100.66	151.97	0.24	0.48	0.56
101.52	154.55	0.24	0.49	0.57
102.37	157.12	0.25	0.50	0.58
103.23	159.70	0.25	0.50	0.58
104.09	162.28	0.44	0.73	0.88
104.95	164.85	0.64	1.00	1.21
105.81	167.43	0.84	1.27	1.55
106.67	170.00	1.04	1.54	1.89
107.53	172.58	1.24	1.83	2.24
108.38	175.15	1.43	2.13	2.60
109.24	177.73	1.63	2.43	2.97
110.10	180.31	1.82	2.75	3.35
110.96	182.88	2.01	3.07	3.74
111.82	185.46	2.20	3.41	4.14
112.68	188.03	2.39	3.76	4.56
113.54	190.61	2.58	4.12	4.98
114.40	193.19	2.76	4.50	5.42
115.25	195.76	2.95	4.89	5.88
116.11	198.34	3.13	5.31	6.35
116.97	200.91	3.32	5.74	6.84
117.83	203.49	3.50	6.18	7.35
118.69	206.06	3.68	6.66	7.88
119.55	208.64	3.86	7.15	8.44
120.41	211.22	4.04	7.68	9.02
121.26	213.79	4.21	8.23	9.63
122.12	216.37	4.39	8.82	10.28
122.98	218.94	4.57	9.44	10.96
123.84	221.52	4.74	10.11	11.69
124.70	224.09	4.91	10.82	12.46
125.56	226.67	5.09	11.59	13.29
126.42	229.25	5.26	12.42	14.18
127.27	231.82	5.43	13.34	15.15

Tabela A1.1 – Resultados de simulação numérica de um ensaio triaxial convencional (1:3), utilizando-se o modelo constitutivo proposto (programa alternativo). (Continuação)

128.13	234.40	5.60	14.34	16.20
128.99	236.97	5.77	15.45	17.37
129.85	239.55	5.94	16.69	18.67
130.71	242.13	6.11	18.11	20.14
131.57	244.70	6.28	19.75	21.84
132.43	247.28	6.45	21.69	23.84
133.28	249.85	6.61	24.08	26.28
134.14	252.43	6.78	27.15	29.41
135.00	255.00	6.95	31.46	33.77
135.86	257.58	7.11	38.61	40.98

Tabela A1.2 – Resultados de simulação numérica de um ensaio triaxial convencional (1:3), utilizando-se o modelo de Balmaceda et al. (1992) (programa Barcelona). ($\alpha = 1$).

p (kPa)	q (kPa)	ε_v (%)	ε_s (%)	ε_a (%)
50.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50.87	2.60	0.01	0.01	0.01
51.73	5.19	0.01	0.02	0.02
52.60	7.79	0.02	0.02	0.03
53.46	10.39	0.02	0.03	0.04
54.33	12.98	0.03	0.04	0.05
55.19	15.58	0.03	0.05	0.06
56.06	18.17	0.04	0.06	0.07
56.92	20.77	0.05	0.06	0.08
57.79	23.37	0.05	0.07	0.09
58.65	25.96	0.06	0.08	0.10
59.52	28.56	0.06	0.09	0.11
60.39	31.16	0.07	0.10	0.12
61.25	33.75	0.07	0.11	0.13
62.12	36.35	0.08	0.11	0.14
62.98	38.94	0.08	0.12	0.15
63.85	41.54	0.09	0.13	0.16
64.71	44.14	0.09	0.14	0.17
65.58	46.73	0.09	0.15	0.18
66.44	49.33	0.10	0.15	0.19
67.31	51.93	0.10	0.16	0.20
68.17	54.52	0.11	0.17	0.21
69.04	57.12	0.11	0.18	0.22
69.90	59.71	0.12	0.19	0.23
70.77	62.31	0.12	0.19	0.23
71.64	64.91	0.13	0.20	0.24
72.50	67.50	0.13	0.21	0.25
73.37	70.10	0.13	0.22	0.26
74.23	72.70	0.14	0.23	0.27
75.10	75.29	0.14	0.23	0.28
75.96	77.89	0.15	0.24	0.29
76.83	80.48	0.15	0.25	0.30
77.69	83.08	0.15	0.26	0.31
78.56	85.68	0.16	0.27	0.32
79.42	88.27	0.16	0.27	0.33
80.29	90.87	0.17	0.28	0.34
81.16	93.47	0.17	0.29	0.35
82.02	96.06	0.17	0.30	0.36
82.89	98.66	0.18	0.31	0.37
83.75	101.26	0.18	0.32	0.38
84.62	103.85	0.18	0.32	0.38
85.48	106.45	0.19	0.33	0.39
86.35	109.04	0.19	0.34	0.40
87.21	111.64	0.19	0.35	0.41

Tabela A1.2 – Resultados de simulação numérica de um ensaio triaxial convencional (1:3), utilizando-se o modelo de Balmaceda et al. (1992) (programa Barcelona). ($\alpha = 1$). (Continuação).

88.08	114.24	0.20	0.36	0.42
88.94	116.83	0.20	0.36	0.43
89.81	119.43	0.20	0.37	0.44
90.68	122.03	0.21	0.38	0.45
91.54	124.62	0.21	0.39	0.46
92.41	127.22	0.21	0.40	0.47
93.27	129.81	0.22	0.40	0.48
94.14	132.41	0.22	0.41	0.49
95.00	135.01	0.22	0.42	0.50
95.87	137.60	0.23	0.43	0.50
96.73	140.20	0.23	0.44	0.51
97.60	142.80	0.23	0.44	0.52
98.46	145.39	0.29	0.57	0.67
99.33	147.99	0.44	0.89	1.03
100.19	150.58	0.59	1.21	1.41
101.06	153.18	0.74	1.55	1.79
101.93	155.78	0.88	1.90	2.19
102.79	158.37	1.03	2.26	2.60
103.66	160.97	1.18	2.63	3.02
104.52	163.57	1.32	3.02	3.46
105.39	166.16	1.47	3.42	3.91
106.25	168.76	1.61	3.84	4.37
107.12	171.35	1.76	4.27	4.85
107.98	173.95	1.90	4.72	5.35
108.85	176.55	2.05	5.18	5.86
109.71	179.14	2.19	5.67	6.40
110.58	181.74	2.34	6.17	6.95
111.45	184.34	2.48	6.70	7.52
112.31	186.93	2.62	7.24	8.12
113.18	189.53	2.77	7.82	8.74
114.04	192.13	2.91	8.42	9.39
114.91	194.72	3.05	9.05	10.07
115.77	197.32	3.20	9.71	10.78
116.64	199.91	3.34	10.41	11.52
117.50	202.51	3.49	11.14	12.30
118.37	205.11	3.63	11.91	13.12
119.23	207.70	3.77	12.73	13.99
120.10	210.30	3.92	13.60	14.91
120.97	212.90	4.06	14.53	15.88
121.83	215.49	4.21	15.52	16.92
122.70	218.09	4.35	16.58	18.03
123.56	220.68	4.50	17.72	19.21
124.43	223.28	4.64	18.95	20.49
125.29	225.88	4.79	20.28	21.88
126.16	228.47	4.94	21.74	23.39
127.02	231.07	5.08	23.34	25.04
127.89	233.67	5.23	25.12	26.87
128.75	236.26	5.38	27.11	28.90

Tabela A1.2 – Resultados de simulação numérica de um ensaio triaxial convencional (1:3), utilizando-se o modelo de Balmaceda et al. (1992) (programa Barcelona). ($\alpha = 1$). (Continuação).

129.62	238.86	5.53	29.36	31.20
130.48	241.45	5.68	31.94	33.84
131.35	244.05	5.83	34.96	36.90
132.22	246.65	5.98	38.58	40.57