

USP

Campus de São Carlos

ANÁLISE E MODELAGEM DO COMPORTAMENTO
COLAPSÍVEL DE UM SOLO ARENOSO

AUTOR: GUILHERME IZIDÓRIO DAVIES

ORIENTADOR: PROF. DR. ORENCIO MONJE VILAR

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ANÁLISE E MODELAGEM DO COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL DE UM SOLO ARENOSO

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 09 / 10 / 00

Ass.: *Amv*

GUILHERME IZIDÓRIO DAVIES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia

ORIENTADOR: Orencio Monje Vilar

DEDALUS - Acervo - EESC



31100016748

São Carlos
2000



Class.	TESE-EESC
Cott.	11848
Tombo	T0230/00

ST 111 0217

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

D255a Davies, Guilherme Izidório
Análise e modelagem do comportamento colapsível de um
solo arenoso / Guilherme Izidório Davies. -- São Carlos,
2000.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 2000.

Área: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar.

1. Mecânica dos solos não saturados. 2. Solos
colapsíveis. 3. Modelagem. I. Título.

Aos meus familiares.

AGRADECIMENTOS

A todos os colegas que conviveram comigo durante o programa de mestrado mestrado, pelo aprendizado e companheirismo .

Ao Professor Doutor Heraldo Luiz Giacheti da Universidade Estadual Paulista, que desde a graduação me deu a oportunidade de trabalhar com pesquisa.

Aos amigos técnicos de laboratório José Luís Guerra, Oscar dos Santos Neto e Antônio Garcia que, se mostraram sempre interessados e dispostos a colaborar com os trabalhos laboratoriais dessa dissertação.

Ao Professor Doutor Sandro Lemos Machado da Universidade Federal da Bahia, pelo auxílio e sugestões.

À CNPq, pelo financiamento da minha dissertação.

A todos os professores do departamento de Geotecnia, pelos ensinamentos transmitidos, em especial ao Professor Doutor Orenco Monje Vilar, que se dedicou a minha orientação e possibilitou a conclusão deste trabalho, agradeço ainda pela amizade firmada durante o tempo de orientação e pela especial contribuição na minha formação profissional.

Em especial agradeço a meus pais que me deram todo apoio necessário para a conclusão deste trabalho. Agradeço ainda por eles terem me ensinado a ver a cultura e a educação como uma das mais nobres riquezas que o homem pode ter.

Enfim, agradeço a de Deus, que me deu toda saúde e energia necessária para esta tarefa, e por ter colocado ao meu lado pessoas tão especiais.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE SÍMBOLOS	ix
RESUMO	xii
ABSTRACT	xiii
1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 O COLAPSO DE SOLOS:	3
2.2 FORMAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS:	3
2.3 ESTRUTURA COLAPSÍVEL:	6
2.4 ESTUDO DO COLAPSO POR ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS:	8
2.4.1 RESULTADOS OBTIDOS POR ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS:	13
2.5 ESTUDO DO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS TRIAXIAIS:	20
2.6 ESTUDO DO COLAPSO COM CONTROLE DE SUCCÃO	22
2.6.1 CONCEITOS BÁSICOS DE SOLOS NÃO SATURADOS	22
2.6.1.1 POTENCIAL DE ÁGUA NO SOLO	23
2.6.1.2 SUCCÃO	26
2.6.1.3 FORMAS DE MEDIDA DE SUCCÃO DO SOLO:	30
2.6.1.4 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	35
2.6.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS COM SUCCÃO CONTROLADA	36
2.7 MODELAGEM	43
2.7.1 RESULTADOS DE MODELAGENS	53

3. MATERIAIS E MÉTODOS	59
3.1 SOLO UTILIZADO	59
3.2 COLETA DE AMOSTRAS	60
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	60
3.4 DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	60
3.5 ENSAIOS EDOMÉTRICOS CONVENCIONAIS	64
3.6 ENSAIOS DE TENSÃO CONTROLADA EM SISTEMA TRIAXIAL DE CARREGAMENTO	65
3.7 ENSAIOS EDOMÉTRICOS COM SUÇÃO CONTROLADA	66
3.8 MODELAGEM	69
4. CARACTERIZAÇÃO	70
4.1 ÍNDICES FÍSICOS	70
4.2 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	71
4.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA	71
4.4 CURVA DE RETENÇÃO D'ÁGUA NO SOLO	72
5. RESULTADOS E ANÁLISES	75
5.1 ENSAIOS EDOMÉTRICOS CONVENCIONAIS:	75
5.2 ENSAIOS DE TENSÃO CONTROLADA EM SISTEMA TRIAXIAL DE CARREGAMENTO	77
5.3 ENSAIOS EDOMÉTRICOS COM SUÇÃO CONTROLADA	87
6 MODELAGENS	98
6.1 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE MODELAGEM	98
6.2 RESULTADOS DAS MODELAGENS	106
6.3 ANÁLISE DAS MODELAGENS	112
7 CONCLUSÕES	123
ANEXO I	126
ANEXO II	135
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1: Possíveis estruturas colapsíveis (apud DUDLEY ,1970).	7
FIGURA 2.2: Curva de compressão edométrica com inundação do solo à uma pressão P	9
FIGURA 2.3a: Ajuste da curva de edométrica para ensaio duplo em solo normalmente adensado, (apud CLEMENCE & FINBAR, 1981).	11
FIGURA 2.3b: Ajuste da curva edométrica para ensaio duplo em solo pré-adensado, (apud CLEMENCE & FINBAR, 1981).	11
FIGURA 2.4: Efeito do método de ajuste da amostra ao anel edométrico para sobrecarga de inundação de 10 kPa (apud EL-SOHBY et. al. ,1989)	16
FIGURA 2.5: Efeito do método de ajuste da amostra ao anel edométrico para sobrecarga de inundação de 200 kPa. (apud EL-SOHBY et. al. ,1989)	16
FIGURA 2.6: Efeito do diâmetro da amostra para sobrecarga de inundação de 10 kPa. (apud EL-SOHBY et. al. ,1989)	17
FIGURA 2.7: Efeito do diâmetro da amostra para sobrecarga de inundação de 200 kPa. (apud EL-SOHBY et. al. ,1989)	17
FIGURA 2.8: Comportamento unidirecional para diferentes teores de umidade iniciais (apud Martins et. al., 1997).	18
FIGURA 2.9: Curvas edométricas para amostras inicialmente úmidas, inundadas sob diferentes valores de sobrecarga (apud Martins e. al. 1997).	19
FIGURA 2.10: Curvas edométricas para amostra secas ao ar e inundadas sob diferentes valores de sobrecarga. (apud Martins e. al. 1997).	19
FIGURA 2.11: Deformações por umedecimento em função da média da Tensões Normais para ensaios triaxiais (apud Lawton et al., 1997).	21
FIGURA 2.12: Elemento de solo não saturado (FREDLUND & MORGENTERN, 1977).	22
FIGURA 2.13: Esquema ilustrativo de definição de potencial total da água no solo	24
FIGURA 2.14: Sistema esquemático da sucção Total, Matricial e Osmótica (apud HILLEL,1971).	26

FIGURA 2.15: Forças intermoleculares atuando nas membrana de contração e na região fora de influência do efeito de interface ar-água, (apud FREDLUND,1993).	27
FIGURA 2.16: Tensão superficial e pressão atuando sobre a membrana de contração bidimensional, (apud FREDLUND,1993).	27
FIGURA 2.17: Tensão superficial de uma membrana tridimensional (apud FREDLUND,1993).	28
FIGURA 2.18: Moléculas de Água retidas em um solo não saturado por forças de capilaridade e de adsorção.	30
FIGURA 2.19: Procedimento de medida de sucção matricial com funil de placa porosa: a) saturação do solo, b) aplicação da tensão h. (apud LIBARDI, 1995).	31
FIGURA 2.20: Câmara de pressão com placa ou membrana de alta pressão de entrada de ar (apud LIBARDI, 1995)	32
FIGURA 2.21: Atuação do menisco capilar de uma placa cerâmica, em função da pressão de ar aplicada ($P_{atm} < P_1 < P_2 < P_3$), (apud. LIBARDI,1995).	32
FIGURA 2.22: Tensiômetro	33
FIGURA 2.23: Tipos de fluxo de água do solo para o papel filtro(apud MARINHO, 1995).	34
FIGURA 2.24: curvas de calibração para o papel filtro <i>Schleicher & Schuell N^o. 589</i> (apud MARINHO, 1995).	35
FIGURA 2.25: Curva característica de sucção de um solo (apud Röhm 1993).	35
FIGURA 2.26: Efeito <i>inkbottle</i> (apud Röhm 1993).	36
FIGURA 2.27: Célula edométrica desenvolvida por Escario & Saez (1973) (apud MACHADO, 1995).	37
FIGURA 2.28: Colapso versus tempo (apud CHIU et. all., 1998).	38
FIGURA 2.29: Deformações por colapso versus tensão aplicada. séries D-D, W-D e D-W-D. (apud SURIOL et. al.,1998)	39
FIGURA 2.30 Deformação induzidas por colapso para vários níveis de sucção (apud. VILAR, 1995)	39
FIGURA 2.31: Sucção versus H_i/H_a (onde H_i é altura da amostra no estágio “i” e H_a altura inicial da amostra). (apud. VILAR, 1995)	40
FIGURA 2.32: Efeito de ciclo de umedecimento e secagem na deformação. Sobrecarga de 640 KPa . (apud. VILAR, 1995)	40
FIGURA 2.33 Efeito de ciclo de umedecimento e secagem na deformação. sobrecarga de 320KPa. (apud. VILAR, 1995)	41
FIGURA 2.34: Ensaio edométrico com sucção controlada (apud FUTAI, 1999)	41

FIGURA 2.35: Colapso estimado por ensaios edométricos duplos (apud FUTAI, 1999).	42
FIGURA 2.36: Série de ensaios com sucção inicial de 120 kPa (apud FUTAI, 1999).	42
FIGURA 2.37: Série de ensaios com sucção inicial de 75 kPa (apud FUTAI, 1999).	42
FIGURA 2.38: Deformações por colapso versus tensão de inundação (apud FUTAI, 1999)	43
FIGURA 2.39: Aumento da rigidez do solo não saturado, onde P_{ps} = pressão de pré-adensamento do solo e P_{pns} = Pressão de pré-adensamento do solo não saturado (apud MACHDO, 1995).	44
FIGURA 2.40: Relação entre colapso e tensão efetiva normal. As curvas indicam solos distintos ou condição de solos ensaiado distintas (apud ALONSO et al. 1987).	44
FIGURA 2.41: a)Curvas limite de colapso por carregamento (“Loading Collapse” – LC) e de acréscimo de sucção (“Suction Increase – SI), b) movimentação da curvas com a plastificação do solo, (apud Röhms 1993).	45
FIGURA 2.42 : Relação entre tensão de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a)Curvas de compressão para solos saturados e parcialmente saturados; (b) trajetória de tensões e curvas de plastificação no plano de tensões (p,s) (apud ALONSO et al. 1990).	46
FIGURA 2.43: Comportamento colapsível apresentado pelos solos Brasileiros (apud Machado 1997).	50
FIGURA 2.44: Comportamento para superfícies de escoamento LC para solos Brasileiros (apud Machado 1997).	50
FIGURA 2.45: Idealização do comportamento do solo no espaço $v \times \ln p$ (FUTAI & SOARES, 1998).	53
FIGURA 2.46: Trajetória de tensões adotadas, (MACHADO & VILAR. 1990).	53
FIGURA 2.47: Resultados previstos e obtidos para a trajetória c , sucção inicial de 200 KPa e umedecimento gradual com sobrecarga de 165 kPa, (MACHADO & VILAR. 1997).	54
FIGURA 2.48 Valores de colapso obtido e previsto pelo modelo de ALONSO et. al.(1990). Os resultados referem-se a uma amostra com sucção inicial de 400kPa, umedecidas nas tensões de 330, 660 e 1320kPa	54
FIGURA 2.49: Valores de $\lambda(s)$ medidos e previstos (FUTAI & SOARES, 1998)	55
FIGURA 2.50: Colapso produzidos para ensaios com sucção de 120 kPa. (FUTAI & SOARES, 1998)	55
FIGURA 2.51: Ajuste da equação 2.37 aos dados experimentais, Profundidade 8m(modificado de MACHADO, 1998).	56
FIGURA 2.52: Ajuste da equação 2.36 aos dados experimentais, Profundidade 8m (apud MACHADO, 1998)	56

FIGURA 2.53: Resultados previsto e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 450$ kPa. Profundidade de 8m (apud MACHADO, 1998).	57
FIGURA 2.54: Resultados previsto e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 50$ kPa. Profundidade de 2m (apud MACHADO, 1998).	57
FIGURA 3.1: Localização urbana da amostragem	59
FIGURA 3.2: Câmara utilizada para determinação do trecho inicial de secagem; $(u_s - u_w) < 100$ kPa	61
FIGURA 3.3: a) Câmara de Richards empregada para sucções entre 100 e 500 kPa; b) Câmara de Richards empregada para sucções maiores que 500 kPa.	62
FIGURA 3.4: Materiais utilizados na determinação da curva de retenção d'água pela técnica do papel filtro	63
FIGURA 3.5: Ensaio de colapso em estado triaxial de tensões e deformações feito em câmara triaxial convencional.	65
FIGURA 3.6 : Esquema da câmara edométrica utilizada para controle da sucção.	67
FIGURA 3.7: Saturação das amostras	68
FIGURA 3.8: Esquema básico das trajetórias de sucção empregadas	69
FIGURA 4.1: Curva granulométrica do solo estudado	71
FIGURA 4.2: Curva de retenção de água no solo.	74
FIGURA 5.1: Curvas de compressão edométricas com inundação das amostras sob vários níveis de sobrecarga.	76
FIGURA 5.2: Potencial de colapso versus sobrecarga no instante da inundação.	76
FIGURA 5.3: Curvas de deformação volumétrica para os ensaios com tensão confinante de 20 kPa, inundados sob diversos estados de tensão.	78
FIGURA 5.4: Curvas de deformação axial para os ensaios com tensão confinante de 20 kPa inundados sob diversos estados de tensão	78
FIGURA 5.5: Curvas de deformação radial para os ensaios com tensão confinante de 20 kPa inundados sob diversos estados de tensão.	79
FIGURA 5.6: Curvas de deformação volumétrica para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa inundados sob diversos estados de tensão	80
FIGURA 5.7: Curvas de deformação axial para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa inundados sob diversos estados de tensão	80
FIGURA 5.8: Curvas de deformação radial para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa inundados sob diversos estados de tensão.	81

FIGURA 5.9: Curvas de deformação volumétrica para os ensaios com tensão confinante de 100 kPa inundados sob diversos estados de tensão	82
FIGURA 5.10: Curvas de deformação axial para os ensaios com tensão confinante de 100 kPa inundados sob diversos estados de tensão.	82
FIGURA 5.11: Curvas de deformação radial para os ensaios com tensão confinante de 100 kPa inundados sob diversos estados de tensão.	83
FIGURA 5.12: Deformações volumétricas por umedecimento versus tensão confinante.	84
FIGURA 5.13: Amostras inundadas na relação σ_1/σ_3 de 3.	85
FIGURA 5.14: Deformações axiais por umedecimento versus tensão confinante	85
FIGURA 5.15: Deformações radiais por umedecimento versus tensão confinante.	86
FIGURA 5.16: Potenciais de colapso axiais versus tensão axial	87
FIGURA 5.17: Curvas de compressão edométricas a) sucção inicial de 50kPa, b) sucção inicial de 100kPa, c) sucção inicial de 200kPa, e d) sucção inicial de 400kPa. Umedecimento na sobrecarga de 200 kPa.	88
FIGURA 5.18: Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção. Ensaio da série SC1, com sucção reduzida paulatinamente na sobrecarga de 200 kPa.	89
FIGURA 5.19: Curvas de compressão edométricas a) sucção inicial de 50 kPa, b) sucção inicial de 100 kPa, c) sucção inicial de 200 kPa e d) sucção inicial de 400 kPa. Umedecimento na sobrecarga de 200 kPa.	90
FIGURA 5.20: Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção. Ensaio da série SC2, com sucção reduzida paulatinamente na sobrecarga de 200 kPa.	91
FIGURA 5.21: Curvas de compressão edométricas a) sucção inicial de 50 kPa, b) sucção inicial de 100 kPa, c) sucção inicial de 200 kPa e d) sucção inicial de 400 kPa. Umedecimento na sobrecarga de 200 kPa.	92
FIGURA 5.22: Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção. Ensaio da série SC3, com sucção reduzida paulatinamente na sobrecarga de 200 kPa.	93
FIGURA 5.23: Variação do Potencial de colapso em função do valor de sucção inicial da amostra	94
FIGURA 5.24: Percentagem de colapso ocorrido com a redução da sucção nos ensaios da série SC1.	95
FIGURA 5.25: Percentagem de colapso ocorrido com a redução da sucção nos ensaios da série SC2	95
FIGURA 5.26: Percentagem de colapso ocorrido com a redução da sucção nos ensaios da série SC3.	96
FIGURA 6.1: Curvas de compressão edométricas com sucções matriciais diferentes	98

FIGURA 6.2: Variação da rigidez $\lambda(s)$ com a sucção. ALONSO et. al (1990).	100
FIGURA 6.3: Variação da tensão de escoamento P_o com a sucção. ALONSO et. al (1990).	101
FIGURA 6.4: Variação $k(s)$ com a sucção. FUTAI (1997).	102
FIGURA 6.5: Variação de $\lambda(s)$ com a sucção. FUTAI (1997).	103
FIGURA 6.6: Variação da tensão de escoamento P_o com a sucção. FUTAI (1997).	103
FIGURA 6.7: Variação de $\lambda(s)$ com a sucção. MACHADO (1998).	105
FIGURA 6.8: Variação da tensão de escoamento P_o com a sucção. MACHADO (1998).	105
FIGURA 6.9: Modelagem do ensaio SC1-50.	106
FIGURA 6.10: Modelagem do ensaio SC1-100.	107
FIGURA 6.11: Modelagem do ensaio SC1-200.	107
FIGURA 6.12: Modelagem do ensaio SC1-400	108
FIGURA 6.13: Modelagem do ensaio SC2-50.	108
FIGURA 6.14: Modelagem do ensaio SC2-100.	109
FIGURA 6.15: Modelagem do ensaio SC2-200	109
FIGURA 6.16: Modelagem do ensaio SC2-400.	110
FIGURA 6.17: Modelagem do ensaio SC3-50.	110
FIGURA 6.18: Modelagem do ensaio SC3-100	111
FIGURA 6.19: Modelagem do ensaio SC3-200.	111
FIGURA 6.20: Modelagem do ensaio SC3-400.	112
FIGURA 6.21: Melhor ajuste obtido pela modelagem de ALONSO et. al. (1990). Ensaio SC1-50.	113
FIGURA 6.22: Pior ajuste obtido pela modelagem de ALONSO et. al. (1990). Ensaio SC1	113
FIGURA 6.23: Partes das curvas edométricas utilizadas para a modelagem de ALONSO et. al. (1990).	114
FIGURA 6.24: Potenciais de colapso previstos pela modelagem de ALONSO et. al (1990) em função de sucção inicial da amostra. Sobrecarga de inundação de 200 kPa.	115
FIGURA 6.25: Movimentação da curva LC segundo modelagem de ALONSO et. al.	116

(1990).

FIGURA 6.26: Modelagem do ensaio SC2-400 obtida pela proposta de FUTAI (1997).	117
FIGURA 6.27: Modelagem do ensaio SC2-200 obtida pela proposta de FUTAI (1997).	118
FIGURA 6.28: Potenciais de colapso previstos pela modelagem de FUTAI (1997) em função de sucção inicial da amostra. Sobrecarga de inundação de 200 kPa.	118
FIGURA 6.29: Movimentação da curva LC segundo modelagem FUTAI (1997).	119
FIGURA 6.30: Modelagem do ensaio SC3-400 obtida pela proposta de MACHADO (1998).	120
FIGURA 6.31: Modelagem do ensaio SC2-100 obtida pela proposta de MACHADO (1998).	121
FIGURA 6.32: Potenciais de colapso previstos pela modelagem de MACHADO (1998) em função de sucção inicial da amostra. Sobrecarga de inundação de 200 kPa.	121
FIGURA 6.33: Movimentação da curva LC segundo modelagem MACHADO (1998).	122
FIGURA A1: determinação dos parâmetros a_λ e b_λ .	135
FIGURA A2: Determinação dos parâmetros a_p e b_p .	136
FIGURA A3: Famílias de curvas LC calculadas segundo MACHADO(1998).	137

LISTA DE TABELAS

TABELA I: Valores de potencial de colapso	13
TABELA II: Comparação entre os resultados de recalque previstos e medido para vários métodos de tratamento de solos colapsíveis.	15
TABELA III: Caracterização do solo do Campus experimental de São Carlos (apud MACHADO,1998)	56
TABELA IV: Estado de tensão de inundação nos ensaios triaxiais	66
TABELA V: Índices Físicos	70
TABELA VI: Limites de Consistência	71
TABELA VII: Parâmetros para modelagem da curva de retenção segundo VAN GEUTCHEN (1980).	73
TABELA VIII: Características dos ensaios edométricos convencionais	77
TABELA IX: Dados referentes aos ensaios de compressão triaxial confinados com 20 kPa (TR20)	79
TABELA X: Dados referentes aos ensaios de compressão triaxial confinados com 50 kPa (TR50)	81
TABELA XI: Dados referentes aos ensaios de compressão triaxial confinados com 100 kPa (TR100)	83
TABELA XII: Características dos ensaios edométricos da séries SC1	89
TABELA XIII: Características dos ensaios edométricos da séries SC2	91
TABELA XIV: Características dos ensaios edométricos da séries SC3	93
TABELA XV: Parâmetros para a modelagem de ALONSO et. al (1990).	99
TABELA XVI: Parâmetros para a modelagem de FUTAI (1997).	101
TABELA XVII: Parâmetros para a modelagem de MACHADO (1998).	104

LISTA DE SÍMBOLO

$a_\lambda, b_\lambda, a_p$ e b_p	:	Parâmetros do solo.
C	:	Coefficiente de colapsibilidade segundo REGINATTO & FERRERO (1973).
CP	:	Potencial de Colapso segundo JENNINGS & KNIGHT (1975).
e_{ai}	:	Índice de vazios antes da inundação.
e_o	:	Índice de vazios inicial do solo no estado natural.
e_{pi}	:	Índice de vazios na pressão P após inundação e estabilização das deformações.
e_{pn}	:	Índice de vazios na pressão P após estabilização das deformações e imediatamente antes da inundação.
H_c	:	Altura da ascensão capilar .
H_{ai}	:	Altura da amostra antes da inundação.
I	:	Potencial de Colapso.
k	:	Parâmetro de compressão elástico do solo
$k(\infty)$:	Parâmetro de compressão elástico do solo sob sucção ∞
$k(o)$:	Parâmetro de compressão elástico do solo para a condição saturada
$k(s)$:	Parâmetro de compressão elástico do solo para uma sucção s
ks	:	Parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção
m, n	:	Parâmetros de ajuste para o modelo de VAN GENUCHTEN (1980)
$N(o)$:	Volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada
$N(s)$:	Volume específico para $p = p^c$
p	:	Sobrecarga vertical aplicada ao solo, no caso de ensaio de adensamento, ou $((\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 - s)$ no caso de um ensaio de compressão isotrópica
$Patm$:	Pressão atmosférica
p_o	:	Tensão de pré adensamento na condição não saturada.
p_o^*	:	Tensão de pré adensamento na condição saturada.
p^c	:	Tensão de referencia onde $v = N(s)$

r	:	$\frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}$
R_s	:	Raio de curvatura da membrana contráctil
S	:	Sucção matricial ($u_a - u_w$) aplicada ao solo
s	:	Sucção
T_s	:	Tensão superficial
u_a	:	Pressão no ar existente nos vazios do solo.
u_w	:	Pressão na água existente nos vazios do solo.
α_p	:	Função da sucção dada pela equação 2.35.
α_v	:	Parâmetro de ajuste da curva (1/cm).
β	:	Ângulo de contato entre a água e a parede do capilar.
β	:	Parâmetro que controla a rigidez elastoplástica do solo com a variação da sucção.
χ	:	Parâmetro que controla a rigidez com a sucção para a condição elástica
ϵ_{axial}	:	Deformações axiais por umedecimento
ϵ_{rad}	:	Deformações radiais por umedecimento
ϵ_{vol}	:	Deformações volumétricas por umedecimento
$\epsilon_v, \epsilon_v^e, \epsilon_v^p$:	Deformação volumétrica total, elástica e plástica, respectivamente
ϵ_{vp}^e	:	Deformação volumétrica elástica induzida pela alteração do estado de tensão
ϵ_{vp}^p	:	Deformação volumétrica plástica induzida pela alteração do estado de tensão
ϵ_{vp}	:	$(\epsilon_{vp}^e + \epsilon_{vp}^p)$
ϵ_{vs}^e	:	Deformação volumétrica elástica induzida pela alteração da sucção
ϵ_{vs}^p	:	Deformação volumétrica plástica induzida pela alteração da sucção
ϵ_{vs}	:	$(\epsilon_{vs}^e + \epsilon_{vs}^p)$
Δe_c	:	Varição do índice de vazios devido a inundação da amostra.
ΔH	:	Varição axial da amostra devido a inundação
Δv_p	:	Varição de volume específico devido a variação de p
Δv_s	:	Varição de volume específico devido a variação de sucção
$\lambda(0)$:	parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada
$\lambda(s)$:	parâmetro de compressão elastoplástico do solo com sucção s
$\lambda(\infty)$:	parâmetro de compressão elastoplástico do solo com sucção ∞

θ	:	Unidade volumétrica (cm^3/cm^3)
θ_r	:	Unidade Volumétrica residual (cm^3/cm^3)
θ_s	:	Unidade volumétrica de saturação (cm^3/cm^3)
σ_{fi}	:	Tensão de fluência do solo na condição inundada (REGINATTO & FERRERO, 1973)
σ_{fn}	:	Tensão de fluência do solo na condição natural (REGINATTO & FERRERO, 1973)
σ_{vo}	:	Tensão vertical devido ao peso próprio (JENNINGS & KNIGTS, 1957).
σ_{vps}	:	Tensão de Pré-adensamento do solo inundado (JENNINGS & KNIGTS, 1957).
σ_1	:	Tensão principal maior
σ_3	:	Tensão principal menor
ψ	:	Sucção matricial (cm)
ψ_m	:	Potencial matricial
ψ_o	:	Potencial osmótico
ψ_p	:	Potencial pneumático
ψ_t	:	Potencial total de água no solo em relação a um potencial padrão
ψ_{temp}	:	Potencial térmico
ψ_z	:	Potencial gravitacional ou de posição

RESUMO

Davies, G. I. (2000) . *Análise e Modelagem do Comportamento Colapsível de Um Solo Arenoso*, 2000. 147p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Muitas são as pesquisas que avaliam as variáveis intervenientes no colapso dos solos; contudo, pouco tem sido publicado a respeito da influência da trajetória de ciclos de umedecimento e secagem, no comportamento colapsível do solo, e do colapso em condições de carregamento triaxial. O presente trabalho tem como objetivo estudar o colapso de um solo arenoso, típico da região centro-oeste do Estado de São Paulo, frente a tais variáveis através de ensaios edométricos convencionais, edométricos com controle de sucção e triaxiais. Dos ensaios edométricos convencionais caracterizou-se o colapso sob vários níveis de tensão, determinando assim a sobrecarga de inundação que causa máximo colapso. Nos ensaios de compressão triaxial, cada amostra foi inundada sob um determinado estado de tensão, caracterizado pela relação σ_1/σ_3 . Nestes ensaios foi observado que as deformações volumétricas são dependentes da tensão confinante e da relação σ_1/σ_3 , e que as deformações axiais por colapso são menores que as medidas nos ensaios edométricos convencionais. Nos ensaios edométricos com sucção controlada verificou-se que o valor inicial da sucção apresenta influência no valor do colapso total. Quanto aos ciclos de umedecimento e secagem, o solo sofreu colapso insignificante quando a sucção foi reduzida a um mesmo valor pela segunda vez. Os resultados experimentais dos ensaios edométricos com sucção controlada foram então modelados de acordo com o modelo de ALONSO et. al, (1990), e as adaptações a esse modelo propostas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998), verificando-se a capacidade de cada formulação em representar matematicamente o comportamento colapsível do solo estudado.

Palavras-Chave: Colapso; Ensaio Edométrico com Sucção Controlada, Ensaio Triaxial, Ciclos de umedecimento e secagem, Modelos Elasto-Plásticos.

ABSTRACT

Davies, G. I. (2000). Analysis and Modeling of the Collapse Behavior of a Sandy Soil, 2000. 147p. Dissertation (Master) - School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo.

There are many researches that evaluate and discuss the factors which interfere in the collapse of soils. However, not many have been published regarding the influence of the cycles of wetting in the collapsible behavior of the soil, and neither have collapse strains under triaxial load. The present work deals with the collapse behavior of a sandy soil, typical from the center-west of the State of São Paulo, considering the aforesaid aspects and using conventional oedometer, suction controlled oedometer and triaxial compression tests. In conventional oedometer tests, the influence of overburden stress on the induced wetting on collapse strains was characterized. Collapse strains were also measured in triaxial compression tests, varying the ratio of principal stress (σ_1/σ_3) when the samples are inundated. It was observed that collapse volumetric strains are dependent on confining stress and on σ_1/σ_3 , and that, axial and radial strains are related to the ratio of σ_1/σ_3 . The axial collapse strains observed in triaxial compression tests were shown to be lower than the ones measured in conventional oedometer tests. In controlled suction tests, the amount of collapse strains under gradual suction reduction was studied including the influence of suction reversals. It was noted that the initial suction influences the amount of collapse strains, and that, in the cycles of wetting and drying, the strains after the second cycle tended to be negligible. Experimental results from suction controlled oedometer tests were modeled through the model by ALONSO et. al. (1990) and by the adaptations to this model proposed by FUTAI (1997) and MACHADO (1998).

Word-key: Collapse; Edometric test with Controlled Suction, Triaxial test, Humidity and dry Cycles, Elasto-Plastics Models.

I. INTRODUÇÃO:

O colapso de solos caracteriza-se por uma redução brusca do índice de vazios provocada pelo umedecimento, sem que praticamente ocorra variação das tensões atuantes. Em alguns casos, quando se tem solos verdadeiramente colapsíveis, o colapso pode ser desencadeado apenas sob ação de tensões geostáticas; porém, é mais freqüente quando o solo está sujeito a uma sobrecarga e é umedecido. Trata-se de um fenômeno peculiar de solos de elevada porosidade e não saturados.

No Brasil, vastas áreas apresentam-se com solos colapsíveis, tal como a região centro-oeste do estado de São Paulo. Há indícios que estes solos tenham mostrado deformações adicionais por colapso em construções já estabilizadas em termos de deformações, como ocorrido no verão de 1995, período caracterizado como extremamente úmido. Nesse ano, chuvas de pequena intensidade, porém contínuas, teriam provocado umedecimento excessivo, levando certos solos de fundação a graus de saturação superiores aos já experimentados na vida útil de obras assentes sobre eles, decorrendo daí, recalques adicionais sem nenhuma outra razão aparente que não o umedecimento.

Geralmente o estudo laboratorial de solos colapsíveis, como o caso supracitado, tem sido feito através de ensaios edométricos convencionais com inundação a uma determinada sobrecarga; contudo vários são os inconvenientes deste procedimento, visto que a sucção da amostras no decorrer do ensaio não é controlada, o solo é saturado de forma brusca e excessiva e as condições de carregamento, em grande parte dos casos, não retratam as condições de carregamento de campo. Desta forma, cumpre verificar o colapso através de ensaios que representem melhor as condições de umedecimento do solo, bem como sua condição de carregamento.

Segundo ESCARIO & SAEZ (1973) e VILAR (1995), às flutuações de umidade e sucção que ocorrem sazonalmente podem condicionar o comportamento colapsível de um solo. Torna-se então necessário verificar a influência da variação paulatina da umidade no

comportamento colapsível do solo, bem como a influencia de ciclos de umedecimento e secagem nas deformações por colapso. Fato este apenas possível de ser observado em ensaios com sucção controlada.

Outro aspecto importante refere-se ao estudo das deformações por umedecimento geradas por estados de deformação triaxial, que tenta representar com maior fidelidade as situações reais de carregamento e deformação do solo quando inundado. Por exemplo, a existência de depósitos naturais ou aterros compactados, constituídos por solo colapsível, que apresentem superfícies irregulares ou inclinadas e não uniformemente carregadas, ou carregadas em pequenas extensões de área, quando umedecidos, podem sofrer consideráveis deformações laterais, além das deformações verticais. Tais condições fogem da forma de carregamento observado nos ensaios edométricos convencionais, sendo assim, a utilização do ensaios de compressão confinada podem incorrer em erros significativos.

Dessa forma, no trabalho aqui apresentado, pretende avaliar e modelar o colapso de um solo arenoso típico da região centro-oeste do Estado de São Paulo, considerando os aspectos supracitados. Para tanto foram realizados ensaios edométricos convencionais, ensaios triaxiais e edométricos com sucção controlada. Dos resultados obtidos nos ensaios edométricos convencionais e triaxiais verificou-se a influência do estado de tensão nas deformações por umedecimento. Nos ensaios edométricos com controle de sucção, foram analisados os efeitos do umedecimento paulatino e dos ciclos de umedecimento e secagem nas deformações por colapso, os resultados obtidos deste tipo de ensaio foram então modelados através das propostas de ALONSO et. al (1990), FUTAI (1997) e MACHADO (1998).

Comparações entre os potenciais de colapso obtidos nos ensaios edométricos convencionais e nos triaxiais foram feitas, mostrando assim a visível diferença de resultados entre os ensaios nas condições edométricas e nas condições triaxiais de carregamento. Nos ensaios edométricos com sucção controlada, comparou-se os resultados obtidos pelas 3 modelagens, verificando aquela que melhor se adequa aos comportamento do solo estudado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA:

2.1 O COLAPSO DE SOLOS.

O colapso é caracterizado pela redução do volume de vazios do solo provocado pelo umedecimento deste. Esta forma de consolidação por ação d'água ocorre em solos não saturados. Geralmente é necessário um determinado nível de sobrecarga para que o colapso se manifeste; contudo, conforme REGINATTO & FERRERO (1973), existem solos que sofrem colapso apenas sob efeito das tensões geostáticas.

Para que um solo apresente deformações por colapso, são necessárias algumas condições básicas, tais como: elevado índice de vazios (estrutura porosa), teor de umidade menor que o de saturação e possuir uma estrutura metaestável onde as partículas maiores interligam-se por vínculos (cimentação e ou tensão capilar) que lhes conferem uma resistência aparente. Tais vínculos são extremamente fragilizados, ou até mesmo desfeitos, na presença d'água.

Contudo, o comportamento colapsível do solo não depende apenas dessas condições básicas. Várias são as pesquisas que demonstram estar o colapso de um solo condicionado à diversas variáveis externas, entre elas o nível de sobrecarga, a composição química do fluido inundante (COLLARES, 1997 e AGNELLI, 1997), o grau de compactação da amostra (LAWTON et al. 1989), o valor da sucção da amostra antes da inundação (MARINHO et. al. 1998), etc.

Pode-se assim concluir que o colapso é um fenômeno resultante da interação entre a estrutura do solo, fluido de inundação e de diversas outras variáveis externas. Torna-se então necessário, para o estudo do colapso, um sistema fechado de variáveis conhecidas, possibilitando assim caracterizar comportamentos particulares do fenômeno.

2.2 FORMAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

Sabe-se que o caráter colapsível de um solo está intimamente relacionado com a formação geológica e com fatores climáticos regionais. As regiões tropicais apresentam condições propícias para a formação desse tipo de solo, quer pela lixiviação de finos

presentes nos horizontes superficiais, existentes nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e intensas precipitações, quer pelo solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas (VILAR et. al., 1981). Contudo, conforme DUDLEY (1970), a ocorrência deste tipo de solo não é exclusiva das regiões tropicais. VILAR et. al. (1981) apresenta uma coletânea de citações feitas em diversas referências bibliográficas, comprovando a ocorrência de solos colapsíveis na Romênia, Argentina, Espanha, Quênia, Rússia, entre outras localidades cujo o clima difere das regiões áridas a semi-áridas. No Brasil, a ocorrência de solos colapsíveis é numerosa. Conforme FERREIRA et.al. (1989) já foram constatados a existência desse tipo de solo nas regiões sul, sudeste, Central e Nordeste do país.

Esse tipo solo apresenta-se em depósitos eólicos, residuais, transportados pela ação de água e elaborados artificialmente, tais como, os aterros compactados. A seguir, descrevem-se os processos de formação desses depósitos supracitados.

- *Depósitos Eólicos*

Ocorrem em varias partes do planeta, como na Europa Central, Rússia e China. São solos formados por grãos de areia e silte depositados pela ação do vento. Como exemplos temos os depósitos de Loess, praias eólicas e grandes depósitos de cinza vulcânica, constituindo um material pouco coesivo, poroso, de baixo peso específico e de boa drenagem.

Após a deposição do material desagregado, processos de intemperismo e deposições de partículas finas proporcionam a elaboração de um "filme" de argila que envolve os grãos maiores de areia. Em épocas de intensa precipitação esta formação é inundada por água de chuva, e em períodos de estiagem a água existente nos vazios do solo fica sujeita a evaporação, que por sua vez, gera tensões capilares crescentes. O fluido composto por água mais argila concentra-se nos pequenos espaços próximos aos contatos intergranulares das areias e siltes, desta forma criam-se os "grumos" de argila, que interligam os grãos maiores e proporcionam um suporte temporário ao solo.

O loess é o principal exemplo de solo colapsível de formação eólica encontrado em diversas regiões do mundo. É formado por grãos com diâmetro da ordem dos siltes interligados por vínculos de materiais argilosos e calcário (VILAR et. al., 1981).

- *Depósito residual*

São originados da desagregação e alteração da rocha sã pela ação do intemperismo local. Tais depósitos apresentam tamanho de grãos variando de matacão a colóide, e em alguns casos, apresentam matéria orgânica. A estrutura colapsível é resultante da lixiviação de materiais finos solúveis, existentes na superfície destes depósitos. Forma-se então uma camada de solo com alto índice de vazios, pouco denso e de estrutura instável muito semelhante aos depósitos de formação eólica.

Geralmente os perfis de solos residuais podem ser encontrados em camadas de poucos centímetros até vários metros de espessura, dependendo do clima e da topografia local. MONACCI et. al. (1997), estudando um solo residual de diabásio da região de Campinas, encontrou valores de coeficientes de colapso, indicando alta colapsibilidade, até a profundidade de 5 metros.

- *Depósito de materiais transportados pela ação d'água*

Este tipo de depósito é comum em regiões que apresentam períodos curtos de intensa precipitação, alternados por longos períodos de estiagem. Consiste de depósitos aluviais ou daqueles formados por enxurradas (corredeiras de lama). Inicialmente o depósito sofre o processo de drenagem e evaporação, tornando-se não saturado até que uma nova deposição ocorra. Dá-se, através desse processo, a formação de um material pouco compacto e com considerável teor de argila.

Conforme DUDLEY (1970) e CLEMENCE & FINBAR (1981), a subsidência máxima devido ao colapso ocorre quando o teor de argila se situa por volta de 12% do total de sólidos. Abaixo de 5% ocorre uma baixa subsidência, e acima de 30% ocorre a expansão.

- *Aterros Compactados*

Embora o colapso esteja relacionado a solos porosos e de baixo peso específico, tal fenômeno pode ocorrer em solos compactados. Conforme VILAR & GAIOTO (1994), existem diversas situações em que os aterros são simplesmente lançados ou pobremente compactados, tais como aterros construídos a partir de rejeitos de mineração, bota-foras, aterros construídos em regiões áridas e semi-áridas, etc. Nestes casos, tem-se a formação de um depósito altamente compressível e suscetível ao colapso. Ainda segundo os autores, aterros relativamente bem compactados podem sofrer deformações por colapso, condicionados pelas porções mais profundas dos aterros, cujas tensões geostáticas são mais elevada.

LAWTON et al. (1989) analisaram a influência dos parâmetros e dos métodos de compactação no colapso de um aterro de areia argilosa. Concluíram que tais solos, quando moldados sob mesmo grau de compactação, sofrem maiores deformações por colapso quando compactados com teores de umidades menores.

BASMA & TUNCER (1992) relacionaram o colapso de amostras compactadas com os seguintes fatores: granulometria do solo, diferença de percentual de areia ("sand") e de argila ("clay") (S - C) e parâmetros de compactação. Segundo os autores, solos bem graduados tendem a colapsar mais que solos mal graduados, sendo assim, o colapso tende a diminuir com aumento da diferença (S - C). Os autores ainda verificaram que colapso diminui com o aumento do teor de umidade de compactação e da massa específica seca inicial; entretanto, o potencial de colapso tende a aumentar com a sobrecarga de inundação.

2.3 ESTRUTURA COLAPSÍVEL

Conforme já dito na parte introdutória desse capítulo, para que ocorra colapso é necessário que a estrutura do solo seja suscetível a ação d'água. Tal estrutura é estabilizada temporariamente por vínculo interpartículas. Estes vínculos são enfraquecidos e as vezes até mesmo removidos por completo quando em contato com a água. Dessa forma, às partículas ficam livres para se movimentarem uma em relação as outras, ocupando assim os espaços vazios do solo, o que resulta na sua redução do volume.

Como será visto a seguir, tais conectores (vínculos) podem ser compostos por substâncias cimentantes, forças capilares e forças eletromagnéticas de superfície. Estes elementos estruturais interagem com os grânulos do solo de diversas maneiras. A Figura 2.1 ilustra algumas das possíveis estruturas colapsíveis apresentadas por DUDLEY (1970).

Nas Figuras 2.1a e 2.1b a resistência temporária do solo encontra-se diretamente relacionada com as tensões capilares. A interface ar-água, existente nos espaços intergranulares de dimensões capilares, produz pressão neutra negativa na água. De forma aproximada, considerando o princípio das tensões efetivas, $\sigma' = \sigma - u$, onde σ' é tensão efetiva, σ tensão total e u tensão neutra, conclui-se que a tensão efetiva torna-se maior que a tensão total, o que atribui ao solo um acréscimo de resistência aparente às deformações e ao cisalhamento; diz-se aparente, pois com o acréscimo de água à estrutura, tal resistência proporcionada pela capilaridade deixa de existir.

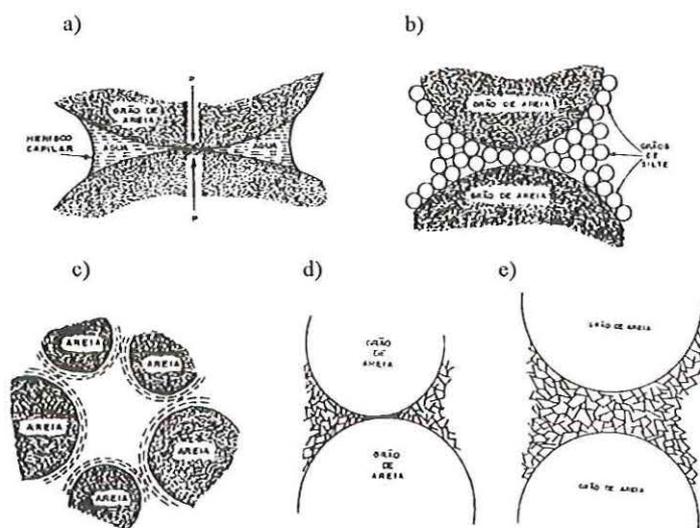


FIGURA 2.1: Possíveis estruturas colapsíveis (apud DUDLEY, 1970).

AITCHISON (1956) calculou o máximo valor de tensão efetiva devido a capilaridade, sendo esta da ordem de 14 KN para areias finas e de 35 KN a 350 KN para siltes não saturados; quanto aos solos argilosos, as forças de osmose, Van der Waals, e atrações moleculares são mais proeminentes que as atrações interpartículas provocadas pela capilaridade.

Já nas Figuras 2.1c, 2.1d, e 2.1e os grãos maiores são conectados por vínculos constituídos de partículas de argila e eventualmente silte. Nestes casos, a principal fonte de resistência temporária do solo se dá por forças eletromagnéticas de superfície. Estas configurações podem proporcionar uma resistência adicional considerável ao solo.

Os vínculos de argila podem ser formados por processo de autogênese ou transporte. Quando formados por autogênese, são resultantes da reação (intemperismo) entre o solo a água de chuva e o feldspato, configurando assim um envolvimento do grão de areia por uma fina camada de placas argilosas dispostas paralelamente, conforme ilustrado na Figura 2.1c. Com a adição de água os filmes existentes entre as partículas tornam-se mais espessos, diminuindo a força de atração e conduzindo a perda de resistência.

Em áreas de intensa precipitação pluviométrica, grande parte das argilas formadas pela autogênese são lixiviadas, ficando dispersas no fluido intersticial. À medida que o solo inundado vai secando, a água restante vai migrando para os espaços intergranulares carregando junto as partículas sólidas de argila. Estas por sua vez, floculam de forma aleatória configurando a estrutura esquematizada na Figura 2.1d. Com adição de água ao meio, ocorrerá uma redução da concentração de íons existentes no fluido intersticial,

conseqüentemente haverá um aumento das forças repulsivas entre as partículas, daí a perda de resistência.

Os grânulos de argila podem ainda formar agregados maiores, podendo gerar suas próprias tensões capilares de forma similar a um grão de silte. A Figura 2.1c ilustra esta possível forma estrutural.

Nos casos de fluxo de lama, onde o teor de umidade é muito próximo do necessário para a condição de liquidez, a concentração de íons é alta. Desta forma as partículas de argilas não sofrem dispersão. Mesmo estando em movimento ou sob efeito de tensões cisalhantes, estas se agrupam ao redor de grãos maiores na forma floculada. Outras porções de argila floculadas podem ocupar os espaços restantes existentes entre grãos mais volumosos, formando assim as “*pontes de argila*”.

Esta formação estrutural produz um solo não saturado com suficiente resistência a recalque, quando submetido a baixos níveis de pressão; contudo, o aumento de carregamento pode alterar a estrutura das partículas de argila, tornando-as mais próximas de um arranjo paralelo, produzindo assim recalques consideráveis (DUDLEY, 1970).

Quanto aos vínculos formados por cimentação, estes podem ser constituídos por substâncias como óxido de ferro, carbonato de cálcio, DUDLEY(1970), gipsita e sais (EL – SOHBY et al.,1989). A fragilidade do vínculo de cimentação frente ao umedecimento, depende da solubilidade do cimento em relação ao fluido inundante.

2.4 ESTUDO DO COLAPSO POR ENSAIOS EDOMÉTRICOS CONVENCIONAIS

É de grande utilidade ao engenheiro geotécnico saber identificar a existência de solos colapsíveis, podendo assim levantar o máximo de informação relacionadas ao fenômeno. Existem vários métodos para identificação destes solos, sendo que alguns fornecem informações qualitativas e outros tentam fornecer, além de informações qualitativas, a magnitude do colapso.

Dentre os ensaios utilizados para o estudo e identificação do colapso, o mais empregado é o ensaio edométrico. Levando em consideração as características deformacionais do solo, o ensaio de compressão confinada visa reproduzir o comportamento deste quando inundado sob determinado nível de sobrecarga. Trata-se de um ensaio simples que possibilita a análise de um grande número de fatores intervenientes no colapso.

Vários autores desenvolveram critérios baseados em ensaios edométricos para avaliar o comportamento colapsível do solo. Cita-se a seguir alguns desses critérios:

DENISOV (1951) utilizando ensaios edométricos com inundação do corpo de prova em uma determinada pressão “P”, definiu os seguintes coeficientes de subsidência:

- coeficiente de subsidência devido a inundação:
$$R_i = \frac{e_{pn} - e_{pi}}{1 + e_o} \quad (2.1)$$

- coeficiente de subsidência devido a pressão P:
$$R_p = \frac{e_o - e_{pn}}{1 + e_o} \quad (2.2)$$

- coeficiente de subsidência total:
$$R_t = \frac{e_o - e_{pi}}{1 + e_o} \quad (2.3)$$

Onde: e_{pn} : índice de vazios na pressão P após estabilização das deformações e imediatamente antes da inundação;

e_{pi} : índice de vazios na pressão P após inundação e estabilização das deformações;

e_o : índice de vazios inicial do solo no estado natural.

Na Figura 2.2 tem-se a representação dos índices de vazios utilizados no cálculo dos coeficientes de subsidência de DENISOV (1951) em uma curva de compressão edométrica.

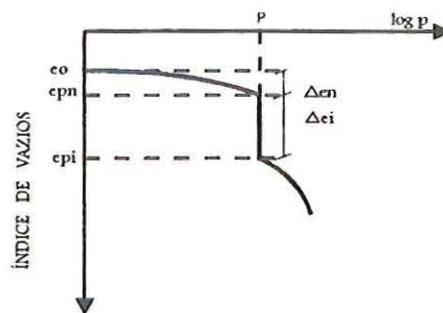


FIGURA 2.2: Curva de compressão edométrica com inundação do solo sob uma pressão P.

Conforme VARGAS (1978), o coeficiente R_i de DENISOV foi denominado de coeficiente de colapso estrutural, recebendo a notação “ i ”. Segundo parâmetros por ele estudados, o solo é considerado colapsível quando i (R_i) é maior que 2%.

JENNINGS & KNIGTS (1957) propuseram a realização de ensaios edométrico em corpos de prova idênticos, sendo um inundado desde o início e outro realizado com teor de

umidade natural. Este método é chamado de ensaio edométrico duplo e consiste no seguinte procedimento:

Inicialmente os dois corpos de prova são submetidos a um carregamento de 1kPa durante 24 horas, mantendo suas umidades naturais, em seguida um deles é inundado por 24 horas enquanto o outro é mantido na umidade natural. Após esta fase, inicia-se o carregamento com aplicação de incrementos de carga dobradas a cada 24 horas. Terminados os ensaios, são traçadas as curvas de compressão edométrica referentes aos dois corpos de prova.

As Figuras 2.3a e 2.3b mostram os resultados esquemáticos dos dois corpos de prova e os possíveis ajustes gráficos que possibilitam futuras comparações. Os ajustes das curvas são feitos trasladando-se verticalmente a curva da amostra de umidade natural até o ponto (σ_{vo}, e_o) . As coordenadas σ_{vo} e e_o são respectivamente: pressão vertical devido ao peso próprio do solo no campo e o índice de vazios do solo sob tensão geostática.

Comparando-se a tensão de pré-adensamento do solo inundado (σ_{vp}) com a tensão vertical (σ_{vo}) , tem-se duas situações:

1. Caso σ_{vp}/σ_{vo} estiver entre 0,8 e 1,5, considera-se solo normalmente adensado e o ajuste é feito trasladando a curva até o ponto (σ_{vo}, e_o) sobre a reta virgem, conforme mostra a Figura 2.3a.
2. Sendo $\sigma_{vp}/\sigma_{vo} > 1,5$, tem-se um solo pré-adensado, o ajuste é feito como no caso anterior, porém (σ_{vo}, e_o) não se posiciona sobre a reta de compressão virgem, vide Figura 2.3b.

Caso o carregamento aplicado permaneça constante e o teor de umidade do solo seja elevado próximo ao ponto de saturação, então o recalque unitário adicional devido ao umedecimento será:

$$\frac{\Delta e_c}{1 + e_o} \quad (2.4)$$

Onde: Δe_c : Variação do índice de vazios devido a inundação da amostra.

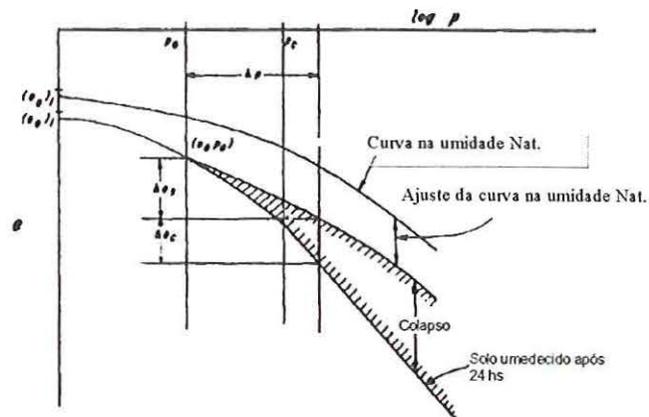


FIGURA 2.3a: Ajuste da curva edométrica para ensaio duplo em solo normalmente adensado, (apud CLEMENCE & FINBAR, 1981).

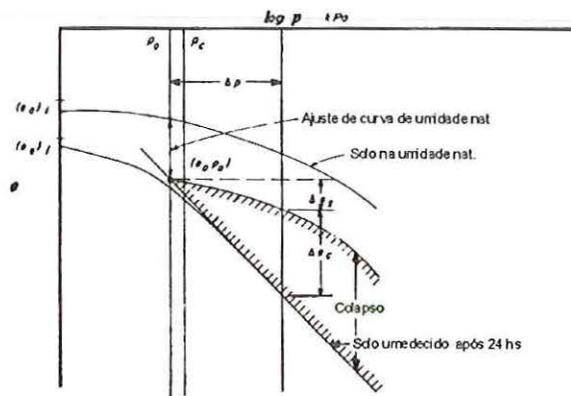


FIGURA 2.3b: Ajuste da curva edométrica para ensaio duplo em solo pré-adensado, (apud CLEMENCE & FINBAR, 1981).

Pode-se ainda considerar o potencial de colapso do solo como sendo a diferença entre as duas curvas.

CARVALHO (1994) comparando as deformações resultantes do ensaio edométrico simples com as deformações do ensaio edométrico duplo, observou que ambos possuíam comportamento diferenciados, entretanto não encontrou nenhuma tendência que possibilitasse uma correlação entre os dois ensaios. Segundo a autora, as variações encontradas são bastante influenciadas pela anisotropia da amostra e pelo fundamento teórico do ensaio, ou seja, no ensaio edométrico duplo considera-se que o comportamento do solo inundado independe da carga sob a qual a amostra foi inundada; entretanto as diferenças encontradas não apresentam motivos para desconsiderar um ou outro ensaio.

REGINATTO & FERRERO (1973), com base nos resultados do ensaio de JENNINGS & KNIGTS (1957), propuseram o critério para previsão do potencial de colapso de um solo, definindo um coeficiente de colapsibilidade "C".

$$C = \frac{\sigma_{fi} - \sigma_v}{\sigma_{fn} - \sigma_v} \quad (2.5)$$

Onde: σ_{fi} e σ_{fn} são pressões de fluência; os subscritos i e n representam o estado inundado e natural respectivamente. Essas pressões são determinadas da mesma forma que a tensão de pré-adensamento pelo método de CASAGRANDE, e σ_v é a pressão vertical geostática.

O critério avalia se o solo é condicionalmente colapsível, verdadeiramente colapsível ou não colapsível da seguinte forma:

- Se $\sigma_{fi} < \sigma_v$, ($c < 0$) \Rightarrow solo verdadeiramente colapsível. Não suporta nem o próprio peso quando inundado.
- Se $\sigma_{fi} > \sigma_v$, ($0 < c < 1$) \Rightarrow Solo condicionalmente colapsível. Depende do estado de tensão que atua no solo, caso σ (tensão vertical final após inundação) for menor que σ_{fi} , não ocorrerá colapso com aumento do grau de saturação do solo. Se $\sigma_{fi} < \sigma < \sigma_{fn}$, ocorrerá colapso quando inundado após carregamento. Se $\sigma > \sigma_{fn}$ o colapso ocorrerá mesmo sem inundação.
- Se $\sigma_{fi} = \sigma_{fn}$, $c = 1 \Rightarrow$ o solo não é colapsível.

JENNINGS & KNIGHT (1975) definem o potencial de colapso CP com base no ensaio edométrico simples. O procedimento do ensaio consiste em carregar o corpo-de-prova sob umidade natural até atingir 200kPa, a partir daí procede-se a inundação. O potencial de colapso CP é calculado através das equações 2.6 ou 2.7 :

$$CP = \frac{\Delta ec}{1 + e_o} \times 100\% \quad (2.6) \quad \text{ou} \quad CP = \frac{\Delta Hc}{H_o} \times 100\% \quad (2.7)$$

Onde: Δec : variação de índice de vazios do corpo devido ao colapso;
 e_o : índice de vazios inicial;
 ΔHc : variação da altura do corpo de prova devido ao colapso;
 H_o : altura inicial do corpo-de-prova.

Os autores relacionam o comportamento esperado da obra em relação ao colapso, com os valores de *CP*, conforme tabela I.

TABELA I: Valores de potencial de colapso

CP (%)	Gravidade do problema de uma obra
0 – 1	Nenhum
1 – 5	Moderado
5 – 10	Problemático
10 – 20	Grave
> 20	Muito grave

Dessa forma inúmeros autores avaliaram o comportamento colapsível de seus solos em laboratório. A seguir são citados alguns exemplos de pesquisas de solo colapsível utilizando ensaios edométricos convencionas.

2.4.1 RESULTADOS OBTIDOS POR ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS

Faz-se agora um breve levantamento de algumas pesquisas sob solos colapsíveis que utilizaram procedimentos semelhantes aos explanados no item 2.4.

WOLLE et. al (1981) estudaram o comportamento colapsível do solo de fundação do canal de irrigação de Jaiba, existente na região central do Brasil. Os autores se basearam em ensaios edométricos (duplos e simples) para estimar os recalques que o aterro do canal poderia sofrer devido ao umedecimento da fundação. Além de ensaios laboratoriais, foram realizados ensaios de alagamento em um trecho experimental de 300 metros do canal, os quais permitiram adquirir dados referentes a velocidade e magnitude dos possíveis recalques por colapso.

Conforme os dados obtidos, os pesquisadores concluíram que ensaios edométricos duplos apresentam informações quantitativas pouco úteis, pois, devido a heterogeneidade da amostra, os ensaios apresentavam grande variabilidade de índices de vazios e de índice de compressão, mesmo quando as amostras eram extraídas de um único bloco. Com relação aos ensaios edométricos simples, esses permitiram avaliar melhor o colapso, possibilitando até mesmo correlações entre o comportamento colapsível da amostra e a profundidade a qual esta foi extraída. Contudo as estimativas de recalque, baseadas nos resultados laboratoriais, mostraram valores de até 2,2 vezes superiores aos resultados obtidos no campo.

ROLLINS & ROGERS (1994) avaliaram a eficiência de métodos de tratamento de solos colapsíveis em um depósito de solo aluvial, usando ensaios de campo e ensaios edométricos duplos. Os métodos de melhoria utilizados pelos autores foram: pré-umedecimento do solo com água, substituição do solo de fundação por aterro compactado, pré-umedecimento do solo com solução de silicato de sódio e compactação dinâmica sob condições drenada e seca.

Os autores delimitaram 6 regiões (Células de Ensaio) de dimensão 4×4 metros, sob as quais realizaram ensaios edométricos duplos antes e após o tratamento, objetivando prever a magnitude do colapso nas condições de solo tratado e não tratado. Após o tratamento do solo, deu-se a construção de sapatas de $1,5\text{m}^2$ as quais foram carregadas até 85 kPa e posteriormente inundadas. Os recalques produzidos foram comparados com as previsões elaboradas nos ensaios edométricos. Além dos recalques por inundação, os pesquisadores acompanharam as deformações por fluência da sapata durante 6 meses. Os resultados são apresentados na TABELA II:

ROLLINS & ROGERS (1994) concluíram que o tratamento por compactação dinâmica é o mais eficiente e o mais caro. O pré-umedecimento com silicato de sódio à concentração de 2% também se mostrou eficiente na redução do colapso, entretanto o procedimento aplicado afetou apenas as camadas de solo acima de 2 metros de profundidade. O método da escavação parcial e preenchimento com material compactado previne o recalque para pequenas quantidades da água percolada; contudo uma percolação contínua pode conduzir a recalques excessivos. O tratamento mais fácil, barato e menos eficiente é o pré-umedecimento com água. Quanto aos recalques por fluência, esses se mostraram significativos em todos os métodos.

TABELA II: Comparação entre os resultados de recalque previstos e medidos para vários métodos de tratamento de solos colapsíveis.

Célula de Ensaio	Método de tratamento	Previsão de recalque por colapso após o carregamento		Medidas de colapso após o carregamento	
		Antes do tratamento (mm)	Após o tratamento (mm)	Colapso (mm)	Fluência (mm)
1	S/ Tratamento	267	-	282	12
2	Pré umed. c/ água	270	300	243	12
3	Pré umed. c/ silicato de sódio	270	32	27	9
4	Escavação parcial e preenchimento com aterro compactado	267	183	114	9
5	Compactação dinam. na umidade natural	254	31/(abaixo das área compactada) e 125 entre as regiões compactadas	3	14
6	Compactação dinam. Após o pré-umedecimento	396	15	11	18

EL-SOHBY et. al. (1989) analisaram a influência das condições de contorno de amostras indeformadas na magnitude do colapso. Os pesquisadores utilizaram uma areia cimentada localizada na região ocidental do deserto Egípcio. O solo estudado apresentava considerável dificuldade de moldar corpos de prova que se ajustassem ao anel edométrico. A utilização de amostras nessas condições superestimam o valor do colapso, sendo portanto necessário melhorar as condições de confinamento lateral. Dessa forma elaboraram-se três séries de ensaios inundados na tensão de 10, 25, 200 e 800kPa. Na primeira série, as amostras não foram tratadas, na segunda, o ajuste amostra-anel edométrico foi feito com cera derretida e, na terceira, os espaços vazios entre a amostra e o anel foram preenchidos por grãos de diâmetro inferior a 0,42 mm (# 40).

Os gráficos abaixo mostram os resultados para as amostras inundadas nas tensões de 10 e 200 kPa:

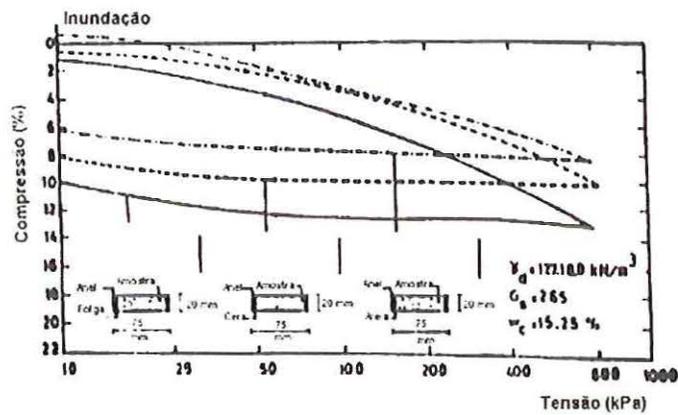


FIGURA 2.4: Efeito do método de ajuste da amostra ao anel edométrico para sobrecarga de inundação de 10 kPa (apud EL-SOHBY et. al. ,1989)

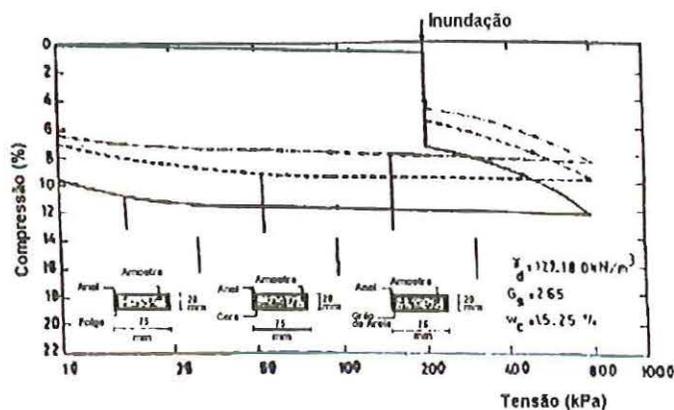


FIGURA 2.5: Efeito do método de ajuste da amostra ao anel edométrico para sobrecarga de inundação de 200 kPa. (apud EL-SOHBY et. al. ,1989)

Os autores ainda estudaram o efeito do diâmetro da amostra na magnitude do colapso. Amostras com diâmetro de 88,8, 75 e 63 milímetros foram moldadas e ajustadas ao anel edométrico com grãos de areia. As amostras foram inundadas nas tensões de 10, 100 e 200 kPa. Os gráficos das Figuras 2.6 e 2.7 ilustram os resultados das amostras inundadas nas tensões de 10 e 100 kPa.

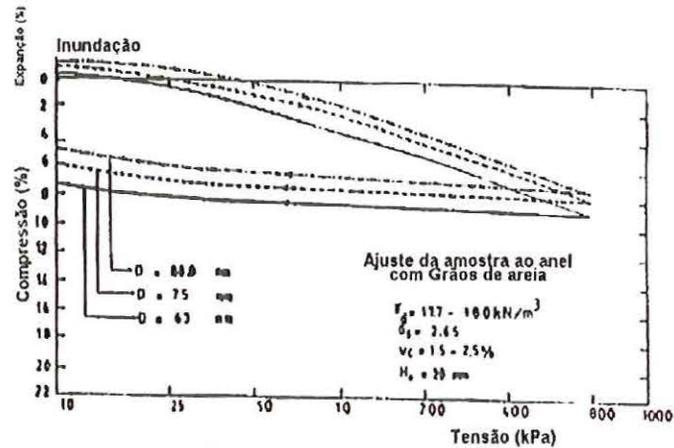


FIGURA 2.6: Efeito do diâmetro da amostra para sobrecarga de inundação de 10 kPa. (apud EL-SOBY et. al. ,1989)

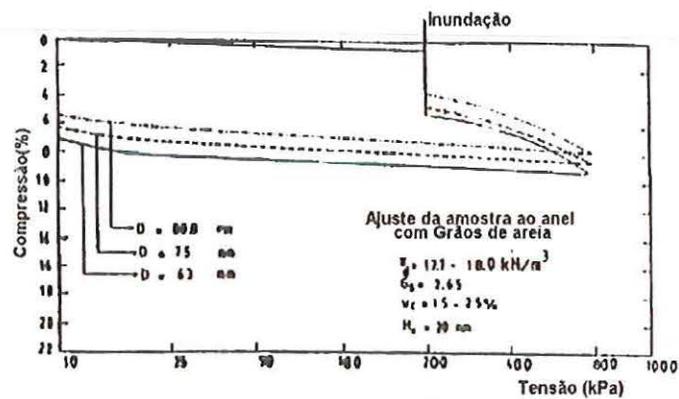


FIGURA 2.7: Efeito do diâmetro da amostra para sobrecarga de inundação de 200 kPa. (apud EL-SOBY et. al. ,1989)

Conforme os resultados alcançados, os autores concluíram que o melhor ajuste da amostra ao anel edométrico foi aquele feito pelo preenchimento de grãos de areia. Com relação ao diâmetro da amostra, esse é inversamente proporcional ao potencial de colapso.

Os pesquisadores ainda realizaram dois ensaios de placa no mesmo local de extração das amostras; um inundado na sobrecarga de 10 kPa e outro na sobrecarga de 200 kPa. Comparando os resultados de campo e de laboratório, observou-se que o colapso resultante em ensaios de placa (campo) forneceram valores menores que os previstos por ensaios edométricos. Segundo os autores, a melhoria nas condições de contorno aliadas a um diâmetro maior de amostra podem melhorar a confiabilidade do ensaio edométrico na previsão do colapso de areias cimentadas.

MARTINS et. al. (1997) estudaram, em ensaio edométrico, o comportamento de um solo residual de arenito, analisando a importância relativa da rigidez devido a sucção, frente

a rigidez devido a cimentação. Os ensaios edométricos foram realizados de acordo com os seguintes procedimentos: 1. Solo inicialmente seco e inundado a diferentes sobrecargas, 2. Solo inicialmente úmido e inundado a diferentes sobrecargas e 3. Solo ensaiado a diferentes umidades iniciais.

A Figura 2.8 mostra a influência da cimentação e da sucção na deformação unidirecional do solo. Para salientar o efeito da ausência de cimentação, o solo foi remodelado ($e=0,74$, $w=24,5\%$), quebrando assim sua estrutura natural, e para demonstrar o efeito exclusivo da cimentação (tensão máxima de pré-adensamento devido a estrutura cimentante) ensaiou-se uma amostra indeformada e inundada.

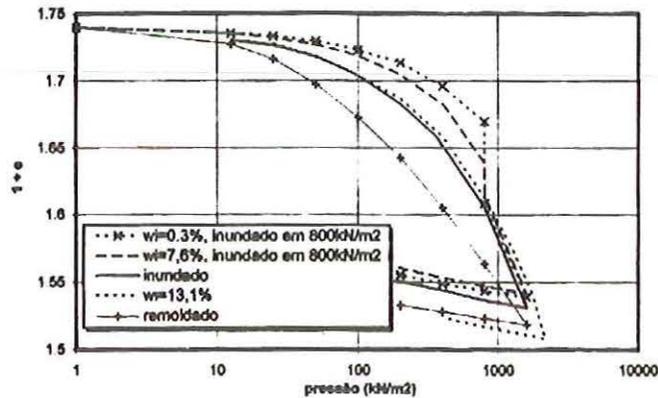


FIGURA 2.8: Comportamento unidirecional para diferentes teores de umidade iniciais (apud Martins et. al., 1997).

Na Figura 2.9, as amostras são ensaiadas com teores de umidades iniciais variando entre 7 e 11,5%, inundados em diferentes sobrecargas. Nesta Figura percebe-se que, mesmo após a inundação, as amostras com teores de umidades iniciais variando entre 7 e 8% apresentaram comportamento mais rígido que as ensaiadas com teores de umidades iniciais entre 10 e 11,5%, o que levou os pesquisadores a concluir que ensaios com umidades iniciais entre 7 e 11,5% sofrem influência do teor de umidade inicial no comportamento unidirecional do material.

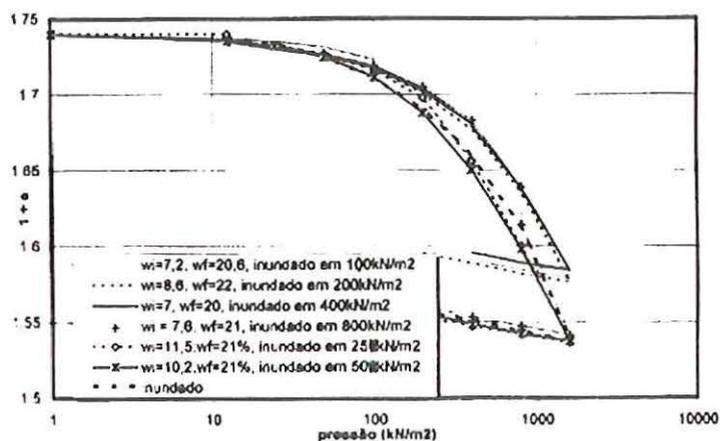


FIGURA 2.9: Curvas edométricas para amostras inicialmente úmidas, inundadas sob diferentes valores de sobrecarga (apud MARTINS e. al. 1997).

Segundo os autores, amostras com baixos teores de umidade (aproximadamente 1%) possuem elevados valores de sucção, capazes de sustentar sobrecargas superiores a 800 kPa. Dessa forma, os autores justificam o comportamento unidirecional desse solo como sendo função de sua estrutura e dos fenômenos de sucção, ou seja, para elevados níveis de sucção o comportamento é marcadamente alterado, e o colapso passa a ser significativo. A Figura 2.10 ilustra o fato.

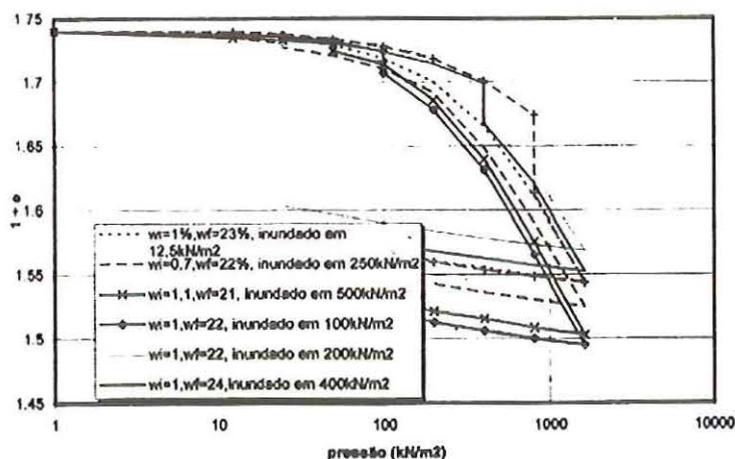


FIGURA 2.10: Curvas edométricas para amostra seca ao ar e inundadas sob diferentes valores de sobrecarga. (apud MARTINS et. al. 1997).

Nota-se, com base neste breve levantamento, a versatilidade dos ensaio edométrico no estudo do colapso. Contudo fica claro que a natureza deste ensaio não permite controlar variáveis de fundamental importância para o comportamento mecânico do solos não saturados. A amostra de solo colapsível fica exposta a condições não controladas de teor de umidade durante o carregamento. Desta forma, a estrutura do solo pode perder ou adquirir

rigidez, conforme a troca de umidade feita com o ambiente de laboratório; ou mesmo, com a absorção de umidade proporcionada pela pedra porosa em contato com a amostra (MARINHO et. al., 1998). Enfim, para tentar suprir esta deficiência, desenvolveram-se os ensaios com sucção controlada, que possibilitam um melhor controle da sucção do solo durante o ensaio. Os princípios de funcionamento destes ensaios serão abordados nos próximos itens desta revisão.

Outro fato observado por MIRANDA et. al. (1997) é que o diâmetro da amostra pode interferir na magnitude do colapso, além disso, amostras de difícil moldagem (solos pouco coesivos, solos residuais, etc.) tornam o estudo do colapso por ensaios edométricos uma difícil tarefa.

Sabe-se ainda que o estudo de colapso em ensaios edométricos visam simular as condições mais desfavoráveis do solo de fundação, quando submetido a inundação; entretanto as condições de contorno a que se submete a amostra são de compressão confinada sem deformação lateral da amostra, condições essas, idealizada para representar o adensamento unidirecional de uma camada fina e extensa de solo carregada uniformemente. Sendo assim, os ensaios de colapso em sistema edométricos só podem ser representativos das deformações de um extrato de solo nestas condições. A magnitude de colapso encontradas em laboratório podem portanto divergir da magnitude de colapso encontrada no campo. Segundo DUDLEY (1970), a comparação entre o colapso previsto no ensaio edométrico e encontrado em campo podem apresentar diferentes margens de divergência. Assim sendo, os colapsos previstos em ensaio edométrico podem ser ajustados aos colapsos de campo através de fatores de correção, representativos da região estudada.

2.5 ESTUDO DO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS TRIAXIAIS

Grande parte das pesquisas que estudam o colapso limitam-se a ensaios edométricos. Assim sendo, pouco se sabe, por exemplo, qual a influência do efeito de estados de compressão triaxial, sobre a magnitude e a forma das deformações induzidas pelo umedecimento de solo. Além disso, o estudo das deformações triaxiais geradas por estados de sollicitação triaxial tenta representar com maior fidelidade as situações reais de carregamento e deformação do solo quando inundado. Por exemplo, a existência de depósitos naturais ou aterros compactados constituídos por solo colapsível, que apresentem superfícies irregulares ou inclinadas e não uniformemente carregadas, ou carregadas em pequenas extensões de área, quando umedecidos, podem sofrer consideráveis deformações laterais, além das deformações verticais. Tais condições fogem à forma edométrica convencional de se analisar o colapso. Sendo assim, a utilização de ensaios de compressão

unidirecional podem conduzir a resultados imprecisos. Contudo, percebe-se a existência de um reduzido número de abordagens sobre o assunto. Alguns autores elaboraram pesquisas de colapso em equipamentos triaxiais convencionais. Tal procedimento possibilita analisar as deformações axiais e laterais causadas pelo umedecimento da amostra, sob um estado de tensão bem definido.

LAWTON et.al. (1991), utilizando ensaios triaxiais duplos, cujo procedimento é semelhante ao do ensaio edométrico duplo, executou uma série de ensaios em um solo argiloso fracamente expansivo. Segundo o autor, a magnitude das deformações volumétricas, resultantes da mudança no estado de tensão ou devido ao umedecimento, dependem da média das tensões principais totais (Figura 2.11), e é independente da razão entre as tensões principais totais. Contudo, as deformações laterais e axiais dependem significativamente da razão entre as tensões principais.

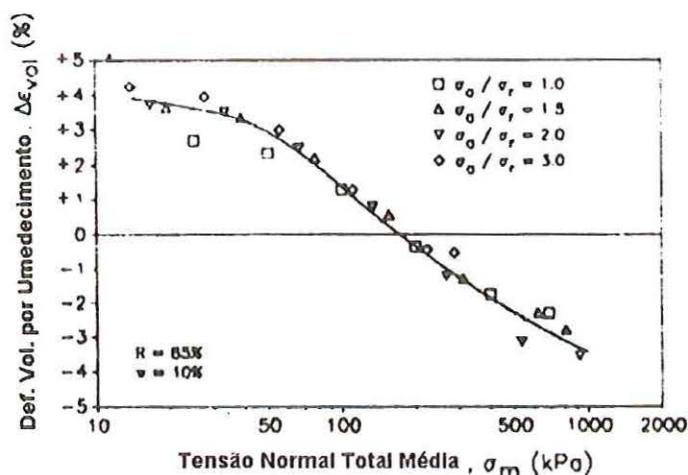


FIGURA 2.11: Deformações por umedecimento em função da média da Tensões Normais para ensaios triaxiais (apud LAWTON et al., 1997).

LOURENS & CZAPLA (1987) elaboraram um programa de ensaios triaxiais, objetivando determinar as características colapsíveis de um solo compactado proveniente de uma barragem Sul-africana. Os autores realizaram ensaios consolidados drenados em amostras compactadas sem inundação e em amostras compactadas inundadas na fase de adensamento. As diferenças de deformação entre a amostra seca e a amostra úmida foram assumidas como representantes dos efeitos de umedecimento do solo.

DAKSHANAMURTHY (1979) estudou as deformações induzidas pelo umedecimento de uma amostra compactada cujo argilo-mineral era montimorilonita. As amostras foram inicialmente carregadas através de estágios de carregamentos na condição drenada(CD), até alcançarem as razões de tensão principal de 1, 2 e 3. Após atingir o estado de tensão desejado, promoveu-se a inundação da amostra. Os experimentos elaborados por

DAKSHANAMURTHY (1979) mostraram uma relação única entre o acréscimo de deformação volumétrica e a média das tensões principais. A magnitude da expansão volumétrica decresce exponencialmente com o acréscimo da média das tensões principais. Quanto as deformações axiais e laterais, estas foram afetadas pela razão entre as tensões principais.

2.6 ESTUDO DO COLAPSO COM CONTROLE DE SUÇÃO

Algumas variáveis, representativas do estado de tensão de solos não saturados, influenciam o comportamento do solo colapsível. Tais variáveis são descritas na mecânica dos solos não saturado, portanto, é de grande valia entendermos os fundamentos do comportamento deste tipo de solo para compreendermos melhor a influência de destas variáveis; podendo assim controlá-las durante o ensaio.

É o caso, por exemplo, da sucção matricial. O controle desta variável durante o ensaio é de considerável importância na interpretação dos resultados finais.

Pretende-se então rever alguns conceitos que esclareçam melhor o comportamento colapsível do solo estudado, considerando as variáveis constitutivas dos solos não saturados.

2.6.1 CONCEITOS BÁSICOS DE SOLOS NÃO SATURADOS

Elemento de solo não saturado:

Conforme FREDLUND & RAHARDJO (1993), o solo não saturado pode ser considerado como um sistema composto por quatro fases, ou seja: fase líquida, gasosa, sólida e, devido ao importante papel da interface ar-água no comportamento do sistema, admite-se a membrana contrátil (“contráctil skin”) como uma fase adicional. A Figura 2.12 ilustra esta 4 fases.

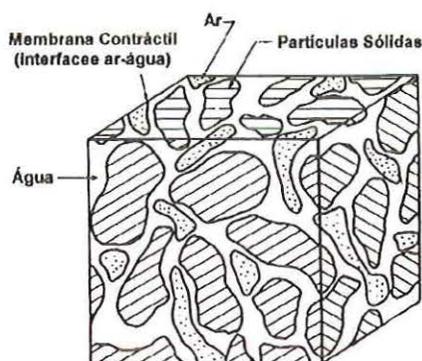


FIGURA 2.12: Elemento de solo não saturado (FREDLUND & MORGENTERN, 1977).

A forma como estas fases se interagem são de grande importância para o estudo do comportamento deste solos.

2.6.1.1 POTENCIAL DE ÁGUA NO SOLO

O estado energético da água existente nos vazios do solo não saturados desempenha importante papel nas características de resistência, deformabilidade e permeabilidade deste. A determinação do estado energético da água no solo não saturado se deu pela definição de potencial de água no solo. BUCKINGHAM (1907), estudando o movimento da água no solo, definiu o conceito de potencial capilar do solo a um dado teor de umidade, a uma certa temperatura e massa específica, como sendo o trabalho por unidade de massa necessário para transferir água do solo para um reservatório com água no estado padrão. Em 1928, RICHARDS definiu o potencial total de água no solo como sendo a soma dos potenciais capilar e gravitacional. O conceito de potencial de água no solo tem evoluído, passando a envolver parcelas de energia devido à temperatura, velocidade de fluxo da água, fenômenos osmóticos e de adsorção, posição da partícula de água e pressão sobre ela exercida.

O potencial total de água no solo pode ser definido, de forma mais ampla, como sendo a somatória de todas as componentes que contribuem para a formação do estado energético da água existente nos solos não saturados em relação a um estado padrão arbitrado; entende-se por água em seu estado padrão arbitrado, quando esta se encontra em condições normais de temperatura e pressão externa, fixa em relação a um referencial de posição, com a interface líquido-gás plana e livre de sais minerais ou outros solutos. Assim sendo, sob pressões hidrostáticas mais elevadas que a atmosfera (água presente abaixo do nível freático) o potencial de água no solo é maior que o potencial de água existente na reservatório padrão, e que portanto pode ser considerado positivo; já no solo não saturado, a água é contida por forças capilares e de adsorção, então seu potencial energético é geralmente negativo, pois a pressão hidrostática é menor que a da água no estado padrão.

Segundo BAVER et al. (1972), pode-se definir genericamente o potencial de água no solo como:

$$\psi_t = \psi_{temp} + \psi_p + \psi_m + \psi_o + \psi_z \quad (2.8)$$

Onde: ψ_t : Potencial total de 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.

Admitindo-se que os valores de velocidade de fluxo da água são pequenos, e que a temperatura do sistema mantenha-se constante, pode-se desprezar os potenciais devido a energia cinética e devido a temperatura, podendo assim reduzir a equação 2.8 na equação 2.9

$$\psi_t = \psi_p + \psi_m + \psi_o + \psi_z \quad (2.9)$$

A Figura 2.13 ilustra esquematicamente a definição de potencial total de água do solo:

As parcelas que compõem ao potencial total de água no solo, podem ser definidos da seguinte forma:

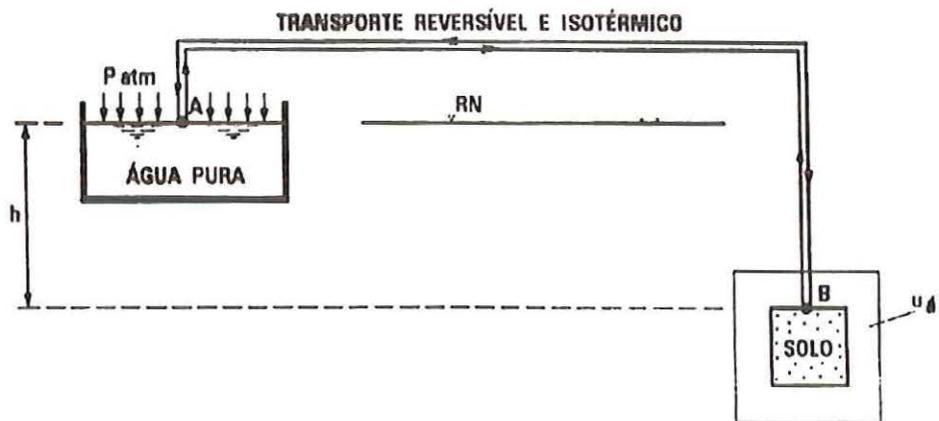


FIGURA 2.13: Esquema ilustrativo de definição de potencial total da água no solo

- A componente de pressão (ψ_p) é igual ao trabalho resultante da pressão manométrica (pressão absoluta menos pressão atmosférica) existente no ar contido nos vazios do solo. Geralmente este potencial é constante e tem o valor da pressão atmosférica.

Analisando o esquema da Figura 2.13, podemos considerar que o sistema estará apenas sob influência do potencial pneumático, se a água do solo for idêntica a do reservatório padrão ou vice-versa, os reservatórios estiverem na mesma cota ($h=0$), o solo estiver saturado e sujeito a pressão diferente da atmosférica.

- O potencial matricial (ψ_m) é um potencial de pressão, podendo ser expresso em forma de cargas hidráulicas ou pressões. Representa o resultado do efeito combinado da ação de

forças capilares e de adsorção, que surgem devido a interação entre a água e a superfície das partículas minerais.

O potencial matricial é negativo, visto que é necessário fornecer energia ao sistema para levar a água do solo de seu estado original ao estado padrão. MARSHALL & HOLMES (1981) definem sucção matricial como sendo o módulo do potencial matricial.

Em analogia ao esquema da Figura 2.13, pode-se considerar que o sistema está apenas sobre efeito do potencial matricial se a água do solo é idêntica a do reservatório ou vice-versa, se os reservatórios estiverem na mesma cota ($h=0$) e sob mesma pressão, e o solo encontrar-se não saturado.

- Quanto ao potencial osmótico (ψ_o), este ocorre devido à composição química da água do solo. O valor da sucção osmótica irá depender da composição do líquido externo ao solo. Conforme RÖHM (1993), a água tende a hidratar as moléculas dos solutos, sendo necessário realizar trabalho sobre o sistema para retirá-la desta interação, portanto, conclui-se que o potencial osmótico é negativo. Tal potencial se apresentará nulo quando a composição química da água externa for idêntica a da existente nos vazios do solo.

No sistema de Figura 2.13, o potencial osmótico equivale ao potencial total quando o reservatório de água no estado padrão e o reservatório de solo estiverem na mesma cota ($h=0$), à mesma pressão e o solo se apresenta em seu estado saturado.

- O Componente gravitacional (ψ_z) é função apenas da diferença entre as cotas do reservatório com água no estado padrão e da massa de solo em consideração.

Conforme ilustrado na Figura 2.13, o potencial gravitacional equivale ao potencial total quando a água do solo é idêntica a do reservatório padrão, ou vice-versa, o reservatório de água pura e o reservatório de solo encontram-se em cotas diferentes ($h \neq 0$), sob efeito da mesma pressão, e o solo encontra-se saturado.

Em termos práticos, o potencial da água no solo não saturado retrata os mecanismos e a intensidade com que a água é retida na estrutura do solo. O valor em módulo do potencial de água no solo não saturado coincide com o valor de sucção.

2.6.1.2 Sucção

Um solo não saturado, quando em contato com água, tende a absorvê-la. Aproveitando-se desta avidéz, pode-se, através de um reservatório com água contendo uma membrana semi-permeável (permite o fluxo de água, porém não o de soluto) em contato com o solo, determinar essa “atração” que o solo tem pela água. Para alcançar este objetivo, basta aplicar uma pressão manométrica negativa sobre o reservatório de água pura, de forma que o fluxo de água se equilibre. Alcançado este estágio, teremos igualado a pressão no reservatório com água com a pressão existente na água do solo, sendo esta, a pressão equivalente a sucção total do solo, para casos onde este se encontra em ambiente atmosférico. A Figura 2.14 ilustra o procedimento:

No sistema em equilíbrio isotérmico, a sucção total é mostrada pela elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água pura em contato com o solo; a sucção matricial é representada pela diferença de pressão entre os reservatórios contendo o solo e solução de solo; a sucção osmótica é a diferença de pressão existente através da membrana que separa e reservatório com água pura e o reservatório com solução de solo.

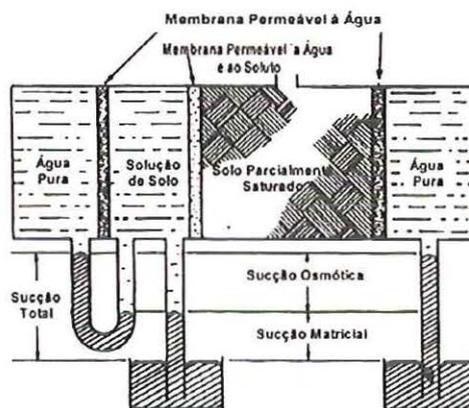


FIGURA 2.14: Sistema esquemático da sucção Total, Matricial e Osmótica (apud HILLEL,1971).

Deve-se notar que a sucção total corresponde ao potencial total quando pudermos desprezar os potenciais pneumáticos e gravitacionais, ficando apenas as parcelas responsáveis pelo potencial, matricial e osmótico do solo.

Detalham-se agora os conceitos referentes a sucção matricial e osmótica:

- **Sução matricial:**

A existência de uma interface entre a fase líquida e a fase gasosa de um sistema produz a chamada *tensão “superficial”*. Este fenômeno é resultante do desequilíbrio de forças intermoleculares existentes nas moléculas contidas na região da “*membrana contráctil*”. A Figura 2.15 esquematiza uma molécula de água contida no interior do líquido com suas forças intermoleculares equilibradas em todas as direções; já a molécula de água contida na interface ar-água apresenta um desequilíbrio de forças intermoleculares, tendendo a conduzir esta para o interior do fluido.

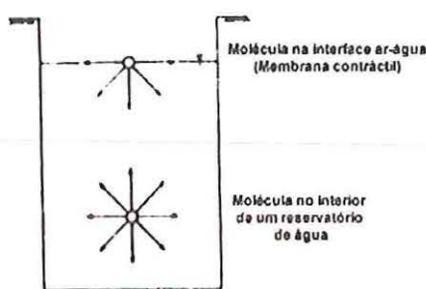


FIGURA 2.15: Forças intermoleculares atuando nas membrana de contração e na região fora de influência do efeito de interface ar-água, (apud FREDLUND,1993).

Para que ocorra o equilíbrio na região da interface, gera-se uma tensão de tração na membrana contráctil denominada tensão superficial T_s . A Figura 2.16 esquematiza a formação da tensão superficial.

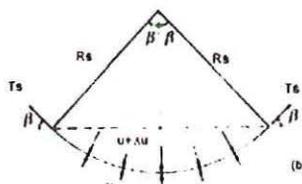


FIGURA 2.16: Tensão superficial e pressão atuando sobre a membrana de contração bidimensional, (apud FREDLUND,1993).

Equilibrando as forças atuantes na membrana contráctil na direção vertical, temos:

$$2T_s \sin \beta = 2 \Delta u R_s \sin \beta \quad (2.10)$$

- Onde: R_s : Raio de curvatura da membrana contráctil;
 β : ângulo de contato entre a água e a parede do capilar;
 T_s : Tensão superficial;
 $2 \Delta u R_s \sin \beta$: Comprimento da membrana projetado em um plano horizontal.

Rearranjando a equação 2.10 obtemos:

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (2.11)$$

Para o caso de membranas contrácteis tridimensionais a equação 2.11 fica:

$$\Delta u = T_s \cdot \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (2.12)$$

Onde R_1 e R_2 são os raios da membrana contráctil conforme demonstra a Figura 2.17

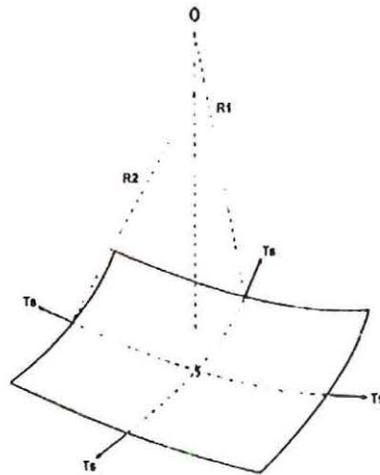


FIGURA 2.17: Tensão superficial de uma membrana tridimensional (apud FREDLUND, 1993).

Caso os raios R_1 e R_2 sejam iguais em todas as direções, a equação 2.12 fica:

$$\Delta u = \frac{2 \cdot T_s}{R_s} \quad (2.13)$$

Em se tratando de solos não saturados, a membrana de contração fica sujeita a uma pressão de ar u_a , que é maior que a pressão de água u_w ; a diferença entre u_a e u_w fornece a chamada sucção matricial, então a equação 2.13 pode ser escrita da seguinte forma:

$$(u_a - u_w) = 2 \cdot \frac{T_s}{R_s} \quad (2.14)$$

A equação 2.14 pode ainda ser expressa em termos da altura da ascensão capilar h_c , resultando na expressão 2.15

$$(u_a - u_w) = f_w g h_c \quad (2.15)$$

Contudo, segundo HILLEL (1971), se o solo fosse apenas um conjunto de tubos capilares, as equações anteriormente citadas bastariam para descrever o potencial matricial do solo. Porém, sabe-se o solo não é um simples tubo capilar, mas sim, uma composição irregular de poros e canais formado pelos seus sólidos, e que, além dos fenômenos capilares, a matriz do solo está submetida a efeitos de adsorção, responsáveis pela formação de filmes de hidratação, retidos nas superfícies das partículas minerais.

Conforme LIBARDI (1995), os principais mecanismos propostos para explicar o fenômeno de adsorção de água são:

- a) A presença de hidroxilas carregadas negativamente que cobrem a superfície do argilomineral, criando ao redor das partículas campos elétricos. Sendo as moléculas de água dipolar, ou seja, moléculas com regiões carregadas positivamente e regiões carregadas negativamente, estas se orientam neste campo elétrico e experimentam uma força em direção a superfície da partícula;
- b) Os pares de elétrons não compartilhados do átomo de oxigênio das moléculas de água são eletricamente atraídos a cátions trocáveis, que podem estar adsorvidos sobre a superfície da argila;
- c) As moléculas de água podem ainda ser atraídas junto à superfície sólida devido as forças de Van der Waals.

Estes dois processos de interação solo-água resultam na sucção matricial. A Figura 2.8 ilustra a atuação da água adsorvida e da água capilar na composição da sucção matricial.

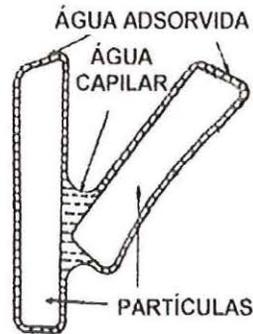


FIGURA 2.18: Moléculas de Água retidas em um solo não saturado por forças de capilaridade e de adsorção.

- **Sucção osmótica:**

A sucção osmótica é associada à composição química da água do solo, a qual é influenciada pela capacidade das partículas do solo de reter íons trocáveis que alteram a composição da água. Como dito anteriormente, o valor da sucção osmótica está vinculada a composição do líquido externo ao solo.

Segundo REICHARDT (1985), quando os solos encontram-se com altos teores de umidade, a componente osmótica mostra-se desprezível. Sua importância cresce quando a concentração salina é significativa ou teor de umidade é muito baixo.

No estudo dos solos não saturados é prática comum desconsiderar a influência da sucção osmótica. Contudo, existem pesquisadores que admitem a importância desta no comportamento do solo não saturado (REGINATO & FERRERO, 1973, PILE, 1980, RICHARDS et al., 1986, etc) ; bem como, existem pesquisadores que acreditam ser suficiente considerar apenas a sucção matricial no comportamento do solo não saturado (EDIL et al. 1981, EDIL & MOTAN, 1984, ALONSO et al. 1987, etc.).

2.6.1.3 FORMAS DE MEDIDA DE SUÇÃO DO SOLO

Vários são os equipamentos desenvolvidos para a determinação de sucção de um solo. Os mais usados na prática de laboratório são os funis de placa porosa, câmaras de pressão com placas ou membrana de alta pressão de entrada de ar, papel filtro e tensiômetros. Descreve-se a seguir as características destes equipamentos.

- *Funis de Placa Porosa:*

São usados para medição de sucção matricial com valores de até 70 KPa aproximadamente. Este método consiste em aplicar à amostra de solo uma sucção matricial desejada por intermédio de uma placa porosa. Inicialmente a amostra é saturada, subseqüentemente são aplicadas pressões de sucção crescentes através do aumento da altura h , conforme ilustrado na Figura 2.19.

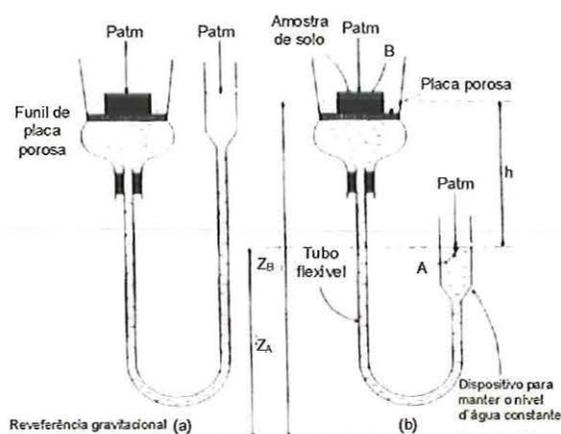


FIGURA 2.19: Procedimento de medida de sucção matricial com funil de placa porosa: a) saturação do solo, b) aplicação da tensão h . (apud LIBARDI, 1995).

- *Câmaras com Placas ou Membrana de Alta Pressão de entrada de ar:*

São usados para medidas de valores de sucção matricial superiores àquelas medidas pelo funil de placa porosa. Afim de se evitar a cavitação da água existente no sistema, aplica-se a técnica de translação de eixos. Esta técnica consiste em elevar a pressão na fase gasosa e na fase líquida do solo simultaneamente, tomando a pressão de ar superior a atmosférica e a pressão da água igual a atmosférica. Desta forma, a sucção matricial aplicada ao solo ($u_a - u_w$, onde u_a é pressão de ar e u_w é pressão na água) equivale a pressão de ar no interior da câmara. O esquema utilizado para este procedimento é ilustrado na Figura abaixo:

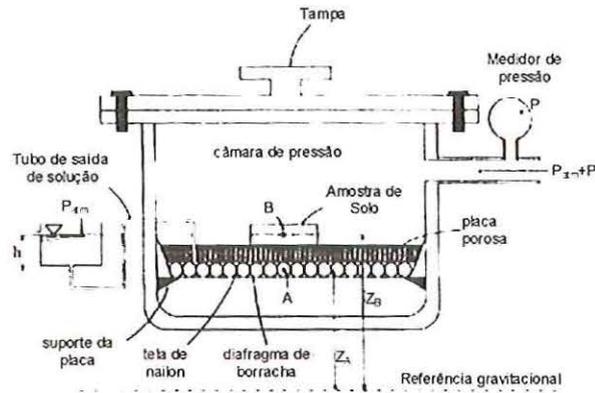


FIGURA 2.20: Câmara de pressão com placa ou membrana de alta pressão de entrada de ar (apud LIBARDI, 1995).

A necessidade de se controlar a pressão na água em separado da do ar, obriga a utilização do artifício da pedra porosa ou membrana de alta pressão de entrada de ar. Esses elementos impedem a passagem de ar em decorrência de seus pequenos poros formadores de meniscos capilares. A Figura 2.21 ilustra o funcionamento deste artifício:

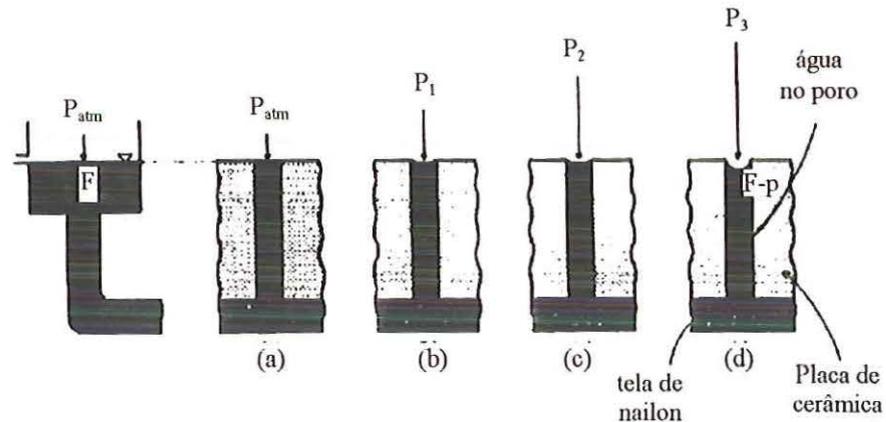


FIGURA 2.21: Atuação do menisco capilar de uma placa cerâmica, em função da pressão de ar aplicada ($P_{atm} < P_1 < P_2 < P_3$), (apud. LIBARDI, 1995).

Desde que a pressão na interface ar-água não ultrapasse a pressão de entrada de ar (pressão cujo menisco capilar é rompido, possibilitando a passagem de ar pela pedra porosa) da pedra porosa ou membrana, haverá uma coluna de água contínua desde a amostra até o reservatório de água na pressão atmosférica. Desta forma consegue-se controlar as pressões de ar e de água existentes no interior do solo amostrado.

O método pode alcançar, em caso de placa de alta pressão, a faixa de medida de até 1,5 MPa; utilizando-se membranas de alta pressão, pode-se medir valores de até 10 MPa.

- *Tensiômetros:*

Este aparelho mede de forma direta a sucção matricial em campo. Sua extensão de medida fica limitada a aproximadamente 70 kPa. Sucções próximas da pressão atmosférica proporcionam a cavitação da água do sistema, impossibilitando medidas precisas de sucção. O esquema de um tensiômetro é ilustrado na Figura abaixo:

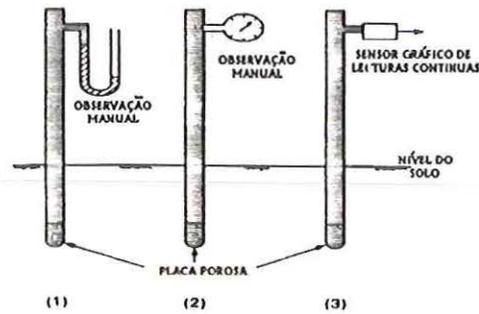


FIGURA 2.22: Tensiômetro

O funcionamento do tensiômetro consiste em conectar a sucção matricial do solo a um vacuômetro através de uma coluna d'água. Para tanto, utiliza-se uma pedra porosa cuja pressão de entrada de ar equivale a aproximadamente 100 kPa.

Segundo MARINHO & CHANDLER (1995), a propriedade do líquido de suportar elevadas tensões de tração têm sido comprovada por diversos autores, e que a cavitação ocorre somente quando núcleos persistentes de ar ou gás estão presentes no sistema. Conclui-se dessa forma que a cavitação não ocorrerá se o sistema estiver completamente livre de núcleo de ar ou gás.

Utilizando-se desse conceito, alguns tensiômetros têm sido desenvolvidos de forma a reduzir o volume de água entre a pedra porosa e o diafragma transdutor de pressão. Consegue-se assim reduzir satisfatoriamente o número de núcleos persistentes de ar no sistema; o que possibilita ampliar a faixa de medidas de sucção dos tensiômetros.

- *Papel Filtro:*

Este método é utilizado para medidas de sucção matricial e total, sua faixa de medida alcança praticamente todos os valores. Conforme MARINHO (1995), o método apresenta

grande simplicidade, contudo sua utilização exige extremo cuidado no que se refere a determinação do teor de umidade do papel filtro.

O método apóia-se no princípio de equilíbrio de umidade entre o solo e o papel filtro, ou seja, o papel tende a absorver uma certa quantidade de água do solo, até que o sistema entre em equilíbrio.

As medidas de sucção total e matricial são feitas por fluxo de vapor e por fluxo capilar, respectivamente. No caso de se querer medir o potencial matricial do solo, deve-se colocar o papel filtro em contato direto com o solo, permitindo assim a ocorrência apenas de fluxo capilar; caso se deseja medir o potencial total do solo, deve-se afastar o papel filtro a uma certa distancia, de forma a permitir que as forças capilares e osmóticas sejam vencida pelo fluxo de vapor das moléculas de água. A Figura 2.23 ilustra esquematicamente as formas de fluxo existentes na interação papel filtro e água do solo.

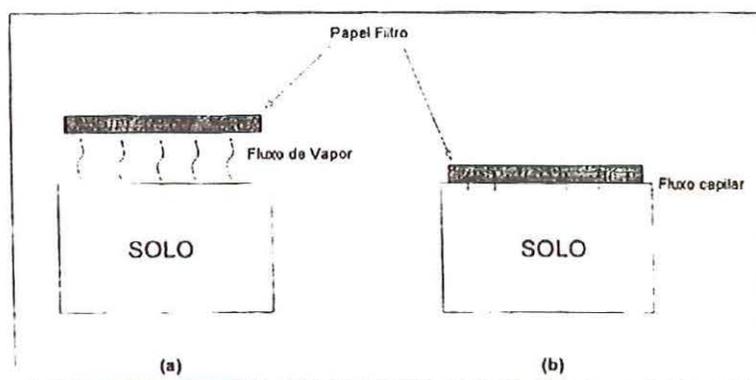


FIGURA 2.23: Tipos de fluxo de água do solo para o papel filtro (apud MARINHO, 1995).

Estabilizado o fluxo de moléculas de água, admite-se que a sucção no papel é igual a sucção no solo, assim sendo, pesa-se o papel filtro em balança com capacidade de leitura de 0,005g, e determina-se sua respectiva umidade. De posse a uma curva de retenção de água do papel filtro previamente preparada, (umidade versus sucção) determina-se a sucção do papel filtro e a do solo concumitaneamente. A Figura 2.24 ilustra a curva de retenção de água de papel filtro *Schieicher & Schuell N°. 589* elaborada por diversos autores.

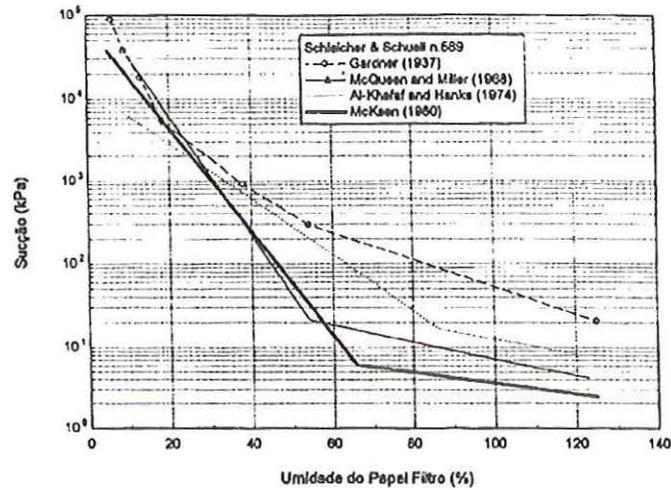


FIGURA 2.24: curvas de calibração para o papel filtro *Schleicher & Schuell* N^o. 589 (apud MARINHO, 1995).

2.6.1.4 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

É grande o interesse de relacionar a sucção do solo a grandezas mais facilmente mensuráveis. Desta forma, surgem as curvas de retenção de água no solo ou curvas características, que representam uma relação entre o potencial matricial e o teor de umidade. Esta relação depende do histórico de variação do teor de umidade. Quanto a sua determinação, esta pode ser feita em laboratório por método de secagem (desidratação) ou por umedecimento (hidratação ou adsorção). A Figura 2.25 mostra curvas características hipotéticas de um solo, determinada por processos de umedecimento (hidratação) e secagem (desidratação):

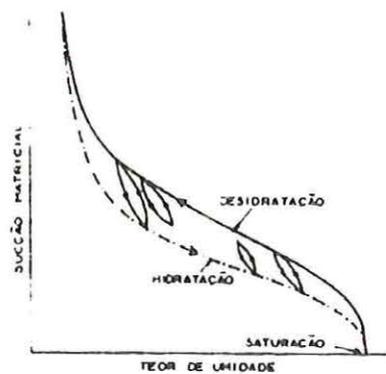


FIGURA 2.25: Curva característica de sucção de um solo (apud Röhm 1993).

A curva de retenção, apresenta de um modo geral, um fenômeno denominado de histerese (vide Figura 2.25), ou seja, os pontos obtidos pelo processo de secagem não são os

mesmos obtidos pelo processo de umedecimento, portanto, para um mesmo teor de umidade o solo pode apresentar valores diferentes de sucção matricial.

Segundo HILLEL (1971), o fenômeno de histerese pode ser atribuído a diversas causas: (1) a geometria não uniforme de poros individuais, que possuem vazios irregulares interconectados por pequenas passagens, resultando no efeito “inkbottle” ilustrado na Figura 2.26; (2) O ângulo de contato da água com os sólidos, que é maior quando ocorre umedecimento do solo e menor na fase de secagem, gerando raios de curvatura diferentes em uma ou em outra situação; (3) bolhas de ar capturadas na fase de umedecimento e (4) alteração na estrutura do solo decorrentes da expansão ou contração, associadas a ciclos de umedecimento e secagem do solo.

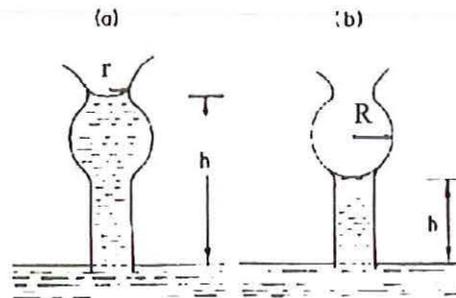


FIGURA 2.26: Efeito *inkbottle* (apud Röhlm 1993).

O efeito de “inkbottle” ilustrado na Figura 2.26 consiste no fato de existirem poros compostos de grande vazios interconectados através de estreitos canais. Caso estes poros se encontrem inicialmente saturados, ocorrerá uma drenagem abrupta no momento em que a sucção exceder o valor de ψ_r ($\psi_r = 2\gamma/r$; onde ψ_r é o potencial capilar devido ao raio r e γ é o peso específico da água). No entanto, estando o poro na situação b), para que ele volte ao estado saturado, é necessário que a sucção atinja valores menores que ψ_R ($\psi_R = 2\gamma/R$; onde ψ_R é o potencial capilar devido ao raio R), causando um abrupto enchimento do poro. Nota-se então que o processo de secagem depende dos estreitos raios dos canais que interligam os grandes vazios; ao passo que, a molhagem depende do máximo diâmetro desses grandes vazios.

2.6.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS COM SUCÇÃO CONTROLADA

É notável a preocupação em determinar o valor da sucção de um solo não saturado, bem como seu respectivo comportamento combinado a esta variável. Com esse objetivo ESCARIO & SAEZ (1973) desenvolveram uma câmara edométrica para a realização de

ensaios edométricos com sucção controlada. O controle da sucção é feita com base na técnica de translação de eixos de HILF (1956). Na extremidade superior da amostra, é posta uma pedra porosa comum, e, na extremidade inferior, coloca-se uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar ou uma membrana semi-permeável. Incrementa-se a pressão de ar no interior da câmara, possibilitando que essa se iguale ao valor de sucção desejada. A Figura 2.27 mostra o aparelho desenvolvido pelos autores.

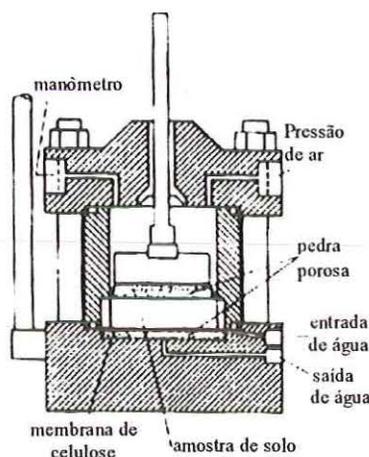


FIGURA 2.27: Célula edométrica desenvolvida por ESCARIO & SAEZ (1973) (apud MACHADO, 1995).

Assim como ESCARIO & SAEZ (1973), vários outros autores utilizaram-se das mesmas técnicas para estudo de solos não saturados.

Faz-se agora um levantamento de algumas pesquisas sobre solos colapsíveis utilizando ensaios edométricos com sucção controlada.

CHIU et al. (1998) investigaram o comportamento colapsível de um aterro de Hong Kong fracamente compactado, considerando as condições iniciais das amostras (teor de umidade inicial e massa específica seca). Os pesquisadores elaboraram 4 ensaios edométricos onde os anéis de moldagem foram adaptados para a instalação de um tensiômetro de tubo flexível, os quais lhes permitiram monitorar a variação da sucção com a inundação da amostra carregada. Após o primeiro umedecimento, permitiu-se a secagem da amostra até o nível de sucção inicial. Feito o primeiro ciclo de umedecimento e secagem, os autores proporcionaram mais duas inundações e secagens às amostras. Os resultados obtidos mostraram que apenas 3% do potencial de colapso do primeiro umedecimento são observados nos umedecimentos subsequentes. O procedimento adotado permitiu aos autores verificar o efeito do histórico de umedecimento no potencial de colapso do solo estudado.

Ilustra-se na Figura 2.28 a variação do potencial de colapso em função do tempo de inundação, para os três ciclos de umedecimento e secagem impostos à amostra.

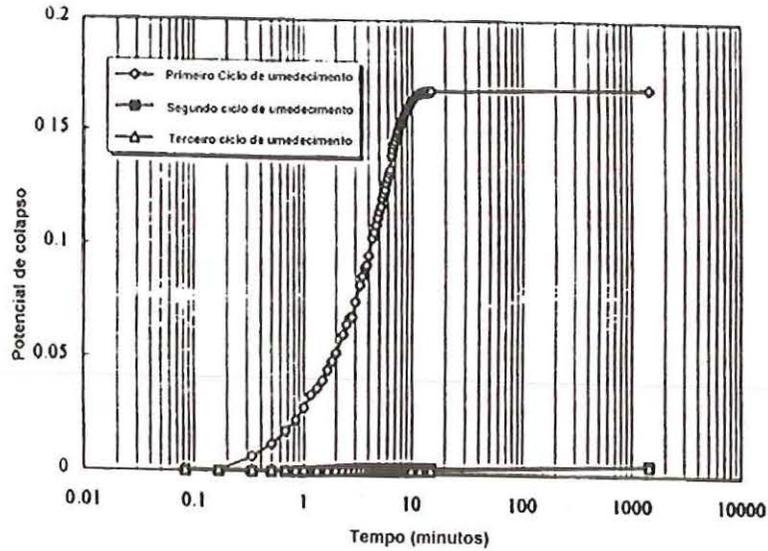


FIGURA 2.28: Colapso versus tempo (apud **CHIU et. all.**, 1998).

SURIOL et al. (1998) avaliaram a magnitude de colapso de amostras compactadas e submetida a ciclos de umedecimento e secagem logo após a moldagem. Os autores consideraram a influência da estrutura inicial da amostra e o efeito da sobrecarga no momento da inundação.

Ao todo foram elaboradas quatro séries de ensaios utilizando amostras compactadas estaticamente. Na primeira série (D-D) as amostras foram compactadas no ramo seco da curva de compactação; na Segunda (W-W), a compactação deu-se no ramo úmido; na terceira série (W-D), as amostras foram compactadas no ramo úmido e logo em seguida sofreram secagem até alcançar o valor de sucção matricial de 1 MPa, e finalmente na quarta série (D-W-D), as amostras foram compactadas no ramo seco (sucção matricial de 1 MPa), depois foram umedecidas até o valor de sucção de 0,15 MPa e seqüencialmente foram secadas até alcançar a sucção de 1MPa.

Conforme os autores, a trajetória de sucção, imposta às amostras antes do carregamento, desencadeou aparentes mudanças estruturais capazes de reduzir o potencial de colapso. O gráfico da Figura 2.29 mostram os resultados alcançados pelos autores.

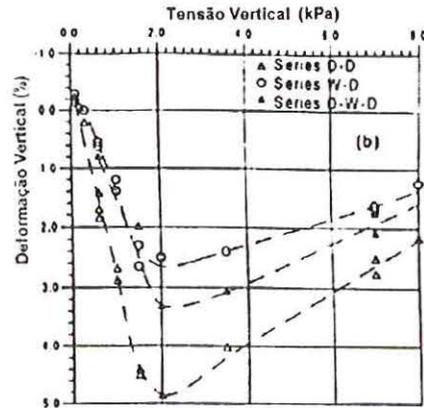


FIGURA 2.29: Deformações por colapso versus tensão aplicada. séries D-D, W-D e D-W-D. (apud SURIOL et. al.,1998)

VILAR (1995), utilizando ensaios edométricos com sucção controlada, avaliou as deformações induzidas pelo umedecimento de uma amostra argilosa de natureza expansiva moldada a uma baixo grau de compactação. O autor verificou o efeito do teor de umidade de compactação nas deformações proporcionadas pelo umedecimento. Avaliou também a influência de ciclos de umedecimento e secagem, e o efeito da imposição de sucção, através de diferentes trajetórias, nas deformações por inundação. Segundo o autor, amostras pouco compactadas de natureza expansiva podem expandir ou sofrer colapso, dependendo do nível de carregamento e de sucção matricial. Com relação aos ciclos de umedecimento (sucção alcançando valores nulos) e secagem (para altos valores de carregamento axial), o solo sofre colapso no primeiro ciclo e tende a expandir no ciclos restantes.

A Figura 2.30 mostra os resultados dos ensaios edométricos com redução paulatina da sucção matricial a determinados níveis de sobrecarga.

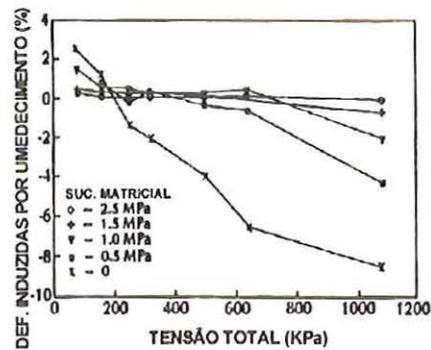


FIGURA 2.30 Deformação induzidas por colapso para vários níveis de sucção (apud. VILAR, 1995)

Através destes resultados, VILAR (1995) conclui que os solos de natureza expansiva pouco compactados podem expandir ou sofrer colapso, dependendo do nível de tensão e sucção matricial atuantes na amostra.

A influência do teor de umidade de compactação pode ser analisado conforme a Figura 2.31.

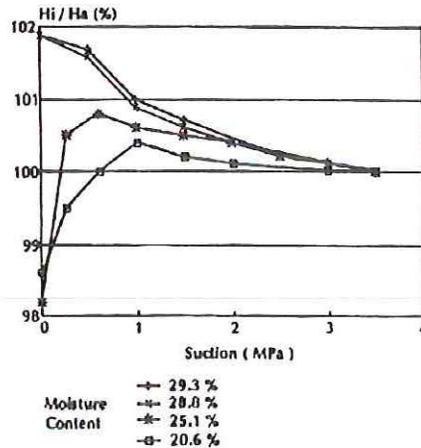


FIGURA 2.31: Sucção versus Hi/Ha (onde Hi é altura da amostra no estágio “i” e Ha altura inicial da amostra). (apud. VILAR, 1995)

O gráfico mostra os resultados de 4 amostras, compactadas com a mesma massa específica seca, submetidas a ensaios edométricos com umedecimento paulatino sob tensão de 250kPa. Nota-se que as deformações induzidas pelo umedecimento são influenciadas pelo teor de umidade inicial da amostra.

Quanto a ciclagem de umedecimento e secagem, foram feitas as seguintes análises: uma com sobrecarga de 640 kPa, e outra com sobrecarga de 320 kPa. As Figuras 2.32 e 2.33 ilustram o procedimento adotado e os resultados alcançados.

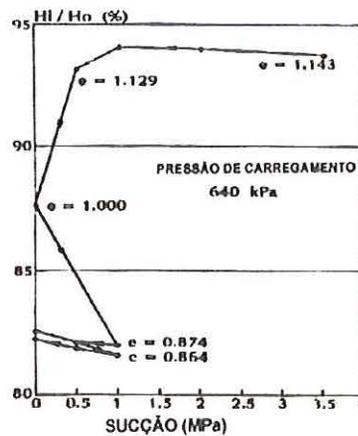


FIGURA 2.32: Efeito de ciclo de umedecimento e secagem na deformação. Sobrecarga de 640 KPa(apud. VILAR, 1995).

O autor considera que as deformações proporcionadas pela secagem da amostra são resultantes de uma compressão indesejável, ocorrida imediatamente após o incremento da pressão de ar no ensaio.

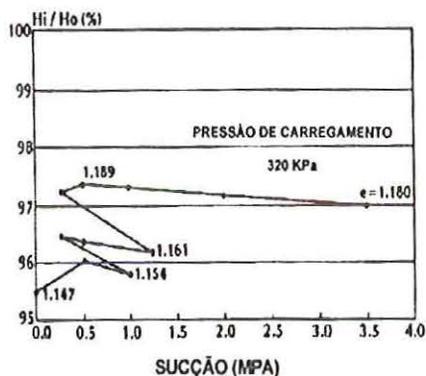


FIGURA 2.33 Efeito de ciclo de umedecimento e secagem na deformação, sobrecarga de 320KPa(apud. VILAR, 1995).

Enfim, VILAR (1995) conclui que os ciclos de umedecimento e secagem (até sucção nula), conduzem o solo ao colapso no primeiro ciclo de umedecimento (para altas tensões de sobrecarga) e ressalta que o solo tenderá a expandir nos outros ciclos, devido ao acréscimo massa específica seca, proporcionada pelo primeiro ciclos de umedecimento e secagem.

FUTAI et al. (1999) estudou o comportamento colapsível um solo argilo siltoso colapsível proveniente do estado de Mato Grosso. Vários ensaios edométricos submetidos a diferentes trajetórias de tensão-sucção foram elaborados e analisados utilizando modelos teóricos .

Cinco 5 ensaios de compressão edométrica a sucção constante foram realizados A Figura 2.34 ilustra os resultados destes ensaios.

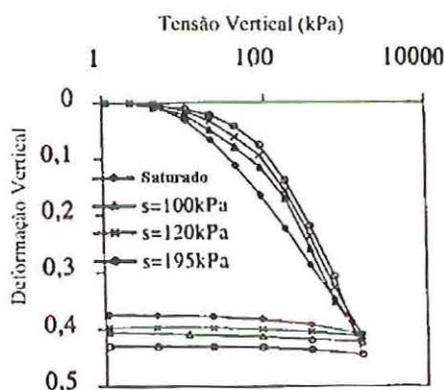


FIGURA 2.34: Ensaios edométricos com sucção controlada (apud FUTAI, 1999)

Com base na metodologia dos ensaios edométricos duplos, onde as deformações por colapso são obtidas pela diferença entre as curvas de compressão saturada e não saturada, os autores chegaram aos seguintes resultados apresentados na Figura 2.35.

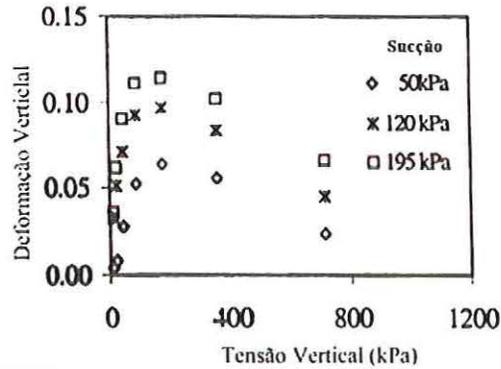


FIGURA 2.35: Colapso estimado por ensaios edométricos duplos (apud FUTAI, 1999).

Outras duas séries de ensaios com sucção controlada foram realizadas. As sucções iniciais das amostras de cada série foram mantidas constante no valor de 120 e 75 kPa, respectivamente. Tensões verticais foram aplicadas até alcançar o nível de σ_{vi} (tensão vertical de inundação), a partir do qual a sucção foi reduzida em estágios até alcançar a saturação. As Figuras 2.36 e 2.37 ilustram o procedimento e os resultados alcançados.

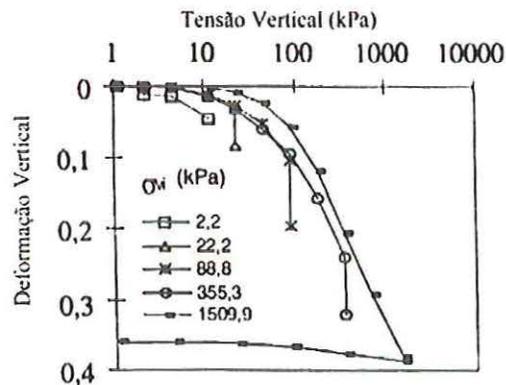


FIGURA 2.36: Série de ensaios com sucção inicial de 120 kPa (apud FUTAI, 1999).

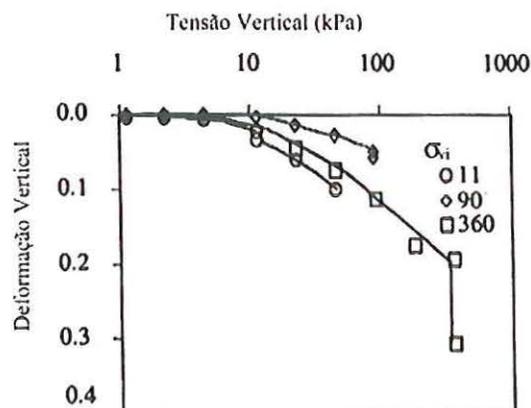


FIGURA 2.37: Série de ensaios com sucção inicial de 75 kPa (apud FUTAI, 1999).

Os resultados das deformações por colapso versus tensão de inundação foram plotados conforme mostra a Figura 2.38.

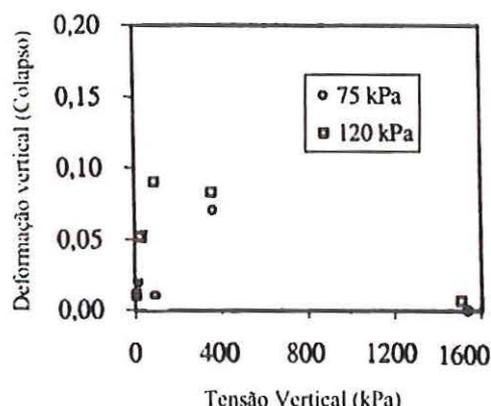


FIGURA 2.38: Deformações por colapso versus tensão de inundação (apud FUTAI, 1999).

Segundo os autores, os resultados obtidos são semelhantes aos encontrados pela técnica de ensaios edométricos duplos.

Com base nestes resultados, FUTAI et al. (1999) concluem que o colapso aumenta até um valor máximo, a partir do qual começa a decrescer. O máximo colapso é maior para valores de sucção mais elevados e tende a um valor limite.

Dessa forma, os ensaios edométricos com controle de sucção tornam o estudo do colapso mais completo; contudo, uma análise mais eficiente do fenômeno requer que os resultados obtidos sejam modelados, permitindo assim uma melhor interpretação e identificação dos parâmetros básicos que caracterizam o fenômeno, e até mesmo, viabilizando futuras previsões e análises apropriadas das situações reais de engenharia (GENS & POTTS, 1988).

2.7 MODELAGEM

Vários autores desenvolveram modelos para representar o comportamento não saturado do solo. ALONSO et al. (1990) desenvolveram um modelo constitutivo elasto-plástico para solos parcialmente saturados e moderadamente expansivos.

A experiência acumulada sobre variação volumétrica de solos não saturados compilada e apresentada por ALONSO et al. (1987) permitiu estabelecer alguns padrões relevantes ao comportamento dos solos não saturados, como os citados a seguir:

- O aumento da sucção matricial contribui para o aumento da rigidez do solo, e aumento também da tensão de pré-adensamento do solo.

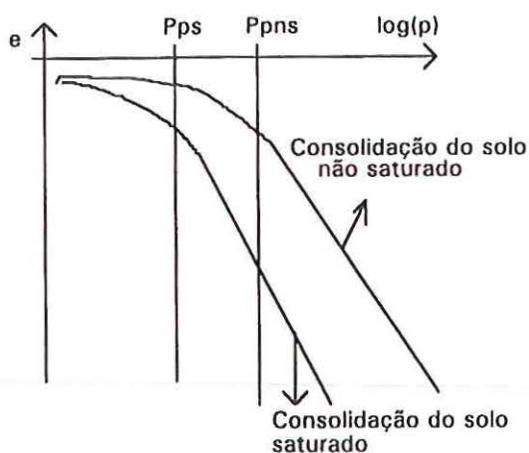


FIGURA 2.39: Aumento da rigidez do solo não saturado, onde P_{ps} = pressão de pré-adensamento do solo e P_{pns} = Pressão de pré-adensamento do solo não saturado (apud. MACHADO, 1995).

- Solos com estrutura aberta experimentam colapso quando umedecidos e sujeitos a uma larga faixa de tensão.
- O aumento da tensão de confinamento provoca o aumento do colapso até um valor máximo, o qual a partir este, decresce até valores negligenciáveis. A Figura 2.40 mostra a relação entre tensão vertical e porcentagem de colapso obtidas em ensaios edométricos.

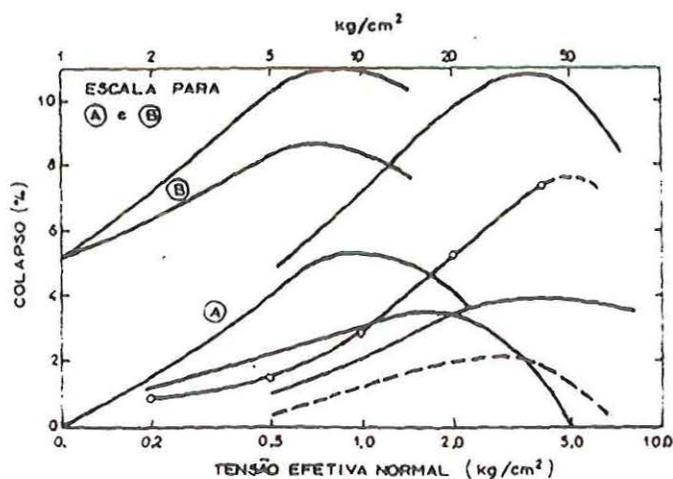


FIGURA 2.40: Relação entre colapso e tensão efetiva normal. As curvas indicam solos distintos ou condição de solos ensaiado distintas (apud ALONSO te al. 1987).

- Um dado solo a um certo estado de tensões, pode sofrer deformações volumétricas irreversíveis em função da variação da sucção matricial.

Baseado nas características deformacionais supracitadas, ALONSO et. al. (1990) modelaram o comportamento volumétrico de um solo não saturado através de curvas limites SI (“Suction Increase”) e LC (“Loading Collapse”), conforme Figura 2.41a:

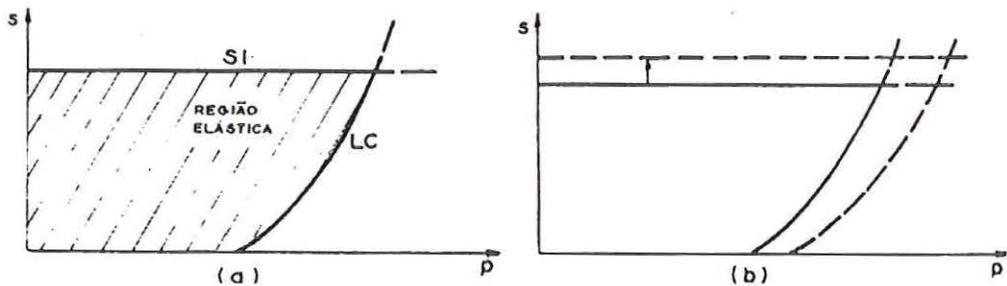


FIGURA 2.41: a) Curvas limite de colapso por carregamento (“Loading Collapse” – LC) e de acréscimo de sucção (“Suction Increase – SI”), b) movimentação das curvas com a plastificação do solo, (apud RÖHM 1993)..

Onde: p : sobrecarga vertical aplicada ao solo, no caso de ensaio de adensamento, ou $((\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 - s)$ no caso de um ensaio de compressão isotrópica;
 S : sucção matricial ($u_s - u_w$) aplicada ao solo.

Estas curvas representam a situação de carregamento e sucção matricial já experimentadas por um solo; o espaço hachurado define a região onde o solo apresenta comportamento elástico.

JOSA et. al. (1987) concluíram que os limites das curvas SI e LC são acoplados, ou seja, variando-se o limite de sucção, varia-se também o limite de tensão e vice-versa. A Figura 2.41b) ilustra este fato.

- **Formulação para condição de carregamento isotrópico:**

Considerando um ensaio realizado em estado de tensão isotrópica, onde a amostra de solo a uma dada sucção está sujeita a acréscimos de carregamento p ao longo de seu estado virgem, o volume específico, $v = 1 + e$, será dado por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.16)$$

Onde: p^c : tensão de referência onde $v = N(s)$;
 $N(s)$: volume específico para $p = p^c$;
 $\lambda(s)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo com sucção s

A Figura 2.42 esquematiza o procedimento supracitado.

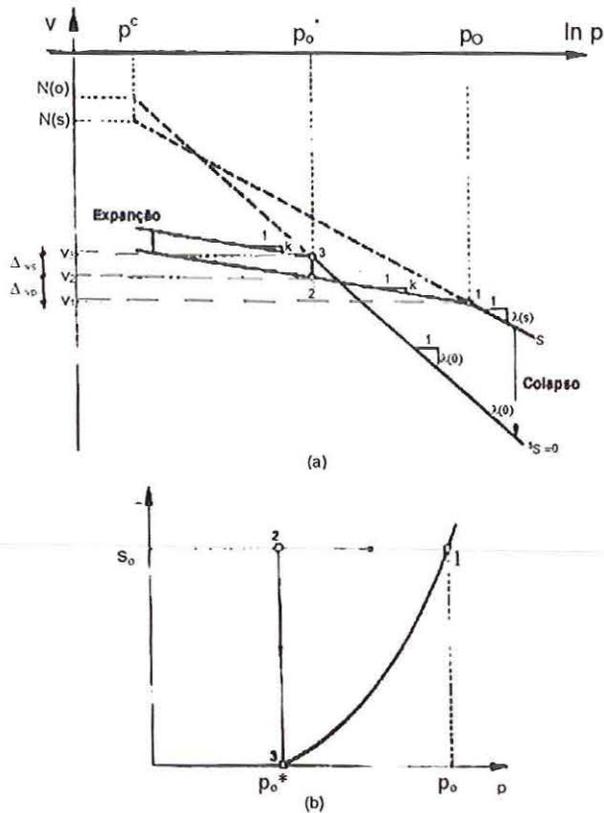


FIGURA 2.42 : Relação entre tensão de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) Curvas de compressão para solos saturados e parcialmente saturados; (b) trajetória de tensões e curvas de plastificação no plano de tensões (p,s) (apud ALONSO et al. 1990).

Na Figura 2.42a as tensões P_o^* e P_o são tensões de pré-adensamento nas condições saturada e não saturada respectivamente.

Para cada valor de sucção, existe um respectivo valor de tensão de escoamento, havendo assim uma possível função que relacione o incremento da tensão de pré-adensamento com o respectivo incremento de sucção.

Admitindo-se os volumes específicos dos pontos 1 e 3 da Figura 2.42a), pode-se, através de uma trajetória virtual que envolva um descarregamento inicial a sucção constante (de P_o a P_o^*) e uma subsequente redução da sucção matricial (trajetória 1-2-3, Figura 2.42b), relacionar seus valores utilizando a seguinte equação.

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \tag{2.17}$$

- Onde: V_1 : Volume específico no ponto 1;
- V_3 : Volume específico no ponto 3;
- Δv_p : Variação de volume específico devido a variação de p ;
- Δv_s : Variação de volume específico devido a variação de s .

O descarregamento com sucção constante provoca deformações elásticas, podendo ser expressas da seguinte forma:

$$dv = -k \frac{dp}{p} \quad (2.18)$$

Onde: k : Parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sobrecarga

A deformação proporcionada pelo umedecimento também ocorre dentro do domínio elástico, podendo ser expressa da seguinte forma:

$$dv = -ks \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (2.19)$$

Onde: ks : Parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção.

Alterando as equações 2.18 e 2.19 por expressões logarítmicas equivalentes e substituindo-as juntamente com a expressão 2.16, na equação 2.17 tem-se:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_o}{p^c} + k \ln \frac{p_o}{p_o^*} + k_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad \text{ou}$$

$$N(o) - \lambda(o) \ln \frac{p_o^*}{p^c} \quad (2.20)$$

Onde: p_{atm} : Pressão atmosférica

$\lambda(o)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada

$N(o)$: volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada

O que resulta em uma equação que relaciona p_o e s em função de alguns valores de referência de tensão ($N(s)$, p^c) e alguns parâmetros do solo (p_o^* , $\lambda(s)$, k , k_s).

Pode-se ainda relacionar as equações 2.16, 2.18 e 2.20 obtendo a expressão representativa da curva de plastificação do solo (LC), ou seja, a representação matemática da variação da pressão de pré-adensamento com sucção.

$$\frac{p_o}{p^c} = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(o)-k}{\lambda(s)-k}} \quad (2.21)$$

A formulação acima é obtida admitindo que a diferença $N(0)$ e $N(s)$ deve-se somente a variação volumétrica sofrida pela amostra quando da aplicação da sucção, ou seja:

$$N(0) - N(s) = ks \ln \left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}} \right) \quad (2.22)$$

A equação 2.21 não fornece apenas o aparente aumento da pressão de pré-adensamento com o acréscimo da sucção, mas permite também analisar o colapso nas trajetórias de umedecimento. Por esta razão, a curva descrita através desta equação é denominada de curvas de escoamento LC (*loading-collapse*), ALONSO et al. (1990).

Ainda segundo ALONSO et al. (1990), a equação 2.23 fornece um boa aproximação da variação do parâmetro de compressão elastoplástico do solo com a sucção.

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \cdot \exp(-\beta s) + r] \quad (2.23)$$

Onde:

$$r \quad : \quad \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)} \quad (2.24)$$

β : parâmetro que reflete a rapidez com que o valor de $\lambda(s)$ tende a seu valor mínimo com o aumento de sucção na amostra;

s : Sucção.

Obtendo-se os parâmetros apropriados de β e r , torna-se possível associar a cada valor de sucção um respectivo valor de $\lambda(s)$. Utilizando-se o valor de $\lambda(s)$ calculado na equação 2.23, e entrando-se com os valores de $\lambda(0)$, p^c , k , calculados experimentalmente, define-se a curva de escoamento LC do solo por meio da equação 2.21.

Como citado no embasamento teórico desta modelagem, um dado solo a uma certo estado de tensões pode sofrer deformações volumétricas irreversíveis em função da variação da sucção matricial. Admite-se que quando o solo alcança valores de sucção maiores que o maior valor de sucção anteriormente experimentado (s_o), dá-se início a deformações plásticas. Dessa forma, o critério de escoamento devido ao acréscimo de sucção fica determinado em função de s_o , e pode ser representado por uma curva horizontal denominada SI (*suction increase*). Fica assim caracterizado a superfície de escoamento de um solo não saturado conforme ilustra a Figura 2.42b.

A seguir relacionam-se as leis de endurecimento utilizadas no modelo para os cálculos das deformações:

- Um aumento de p na região elástica induz a um incremento na deformação volumétrica compressiva dada por:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{d_v}{v} = \frac{k}{v} \cdot \frac{dp}{p} \quad (2.25)$$

- Uma vez alcançada a tensão de escoamento p_o , o incremento de deformação volumétrica total é dada por:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad (2.26)$$

- A componente plástica da deformação volumétrica pode ser dada por:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - k}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad (2.27)$$

ou:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(o) - k}{v} \cdot \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad (2.28)$$

- De forma similar, um aumento de sucção dentro da região elástica resultará na seguinte deformação volumétrica:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{k_s}{v} \cdot \frac{ds}{(s + P_{atm})} \quad (2.29)$$

- Caso s ultrapasse o limite s_o , a deformação volumétrica total provocada será:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \cdot \frac{ds}{(s_o + P_{atm})} \quad (2.30)$$

- A componente plástica da deformação devido a variação de sucção será:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - k_s}{v} \cdot \frac{ds_o}{(s_o + P_{atm})} \quad (2.31)$$

As deformações irreversíveis são portanto controladas pelas equações 2.27 e 2.31; contudo, estes tipos de leis de endurecimento implicam em um movimento independente de ambas as curvas de escoamento no espaço de tensões (p,s). Evidências experimentais

sugerem que os limites das curvas SI e LC sejam acoplados. Desta forma ALONSO et. al. (1990) sugeriram que a movimentação destas duas curvas fossem caracterizadas através da deformação plástica total onde:

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vs}^p + d\varepsilon_{vp}^p \quad (2.32)$$

MACHADO & VILAR (1997) discutem o comportamento colapsível dos solos brasileiros observado por diversos autores de várias regiões do país. A Figura 2.43 reproduz de forma esquemática as curvas de compressão obtidas por estes autores.

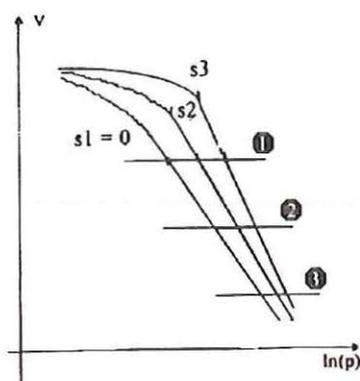


FIGURA 2.43: Comportamento colapsível apresentado pelos solos brasileiros (apud MACHADO, 1997).

Para tal comportamento as curvas de escoamento LC e SI deveriam apresentar as configurações mostradas na Figura 2.44.

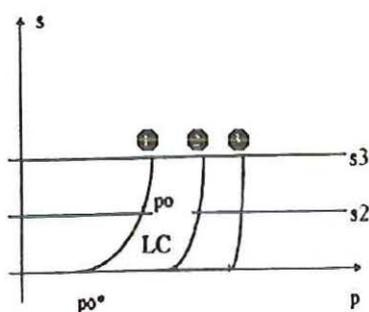


FIGURA 2.44: Comportamento para superfícies de escoamento LC para solos Brasileiros (apud MACHADO, 1997).

Igualando-se as equações 2.27 e 2.28 obtém-se:

$$dpo^* = \left[\left(\frac{p_o^*}{p_o} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_{(s)} - k}{\lambda_{(0)} - k} \right) \right] \cdot dpo \quad (2.33)$$

Segundo os autores, a parte em colchetes é sempre menor do que a unidade ($p_o^* < p_o$ e $\lambda(s) < \lambda(o)$), tem-se que $dp_o^* < dp_o$, ou seja, a superfície LC torna-se menos inclinada com a plastificação do solo, resultando em valores de colapso sempre crescentes com a sobrecarga, o que sugere que o modelo de ALONSO et. al.(1990) não deve representar adequadamente o comportamento compressivo dos solos brasileiros.

Sendo assim, MACHADO (1998) propõem um modelo constitutivo sugerindo um novo equacionamento para LC e $\lambda(s)$, ou seja:

$$p_o = C \cdot p_o^{*\alpha_p} \quad (2.34)$$

Onde α_p é uma função da sucção dada pela equação 2.35 e C é uma função exclusiva da sucção, não dependentes do valor de p_o^*

$$\alpha_p = \left(\frac{\lambda(o) - k}{\lambda(s) - k} \right) \quad (2.35)$$

Com base nos resultados experimentais alcançados pelo autor, este optou representar as funções $\lambda(s)$ e C através de equações hiperbólicas. Deste modo a equação 2.34 foi rescrita adotando a seguinte forma:

$$p_o = \left[\frac{s}{a_p + b_p \cdot s} + 1 \right] \cdot p_o^{*\alpha_p} \quad (2.36)$$

Quanto a função $\lambda(s)$, esta ficou da seguinte forma:

$$\lambda(s) = \lambda(o) + \left(\frac{s}{a_\lambda + b_\lambda \cdot s} \right) \quad (2.37)$$

Onde a_λ , b_λ , a_p e b_p são parâmetros do solo.

FUTAI (1997), com base em ensaios edométricos com sucção controlada, apresentou um modelo elasto-plástico com as seguintes características:

- Opção de $\lambda(s)$ se ajustar a valores crescentes ou decrescentes com a sucção;
- Função para a inclinação da reta de descarregamento (trecho elástico da curva de compressão edométrica) dependente da sucção;
- Uma nova função para a superfície de escoamento LC.

As equações propostas pelo autor são apresentadas a seguir:

$$k(s) = k(o) + [k(\infty) - k(o)](1 - e^{-\chi \cdot s}) \quad (2.38)$$

$$\lambda(s) = \lambda(o) + [\lambda(\infty) - \lambda(o)](1 - e^{-\beta \cdot s}) \quad (2.39)$$

$$\frac{P_o}{P_{atm}} = e^{\left\{ \frac{1}{\lambda s - k s} \left[N(s) - N(o) + (\lambda(o) - k(s)) \ln \left(\frac{P_o}{P_{atm}} \right) - k s \cdot \ln \left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}} \right) \right] \right\}} \quad (2.40)$$

Onde: $k(s)$, $k(o)$ e $k(\infty)$ são parâmetros de compressão elástico do solo com sucção s , condição saturada e sucção tendendo ao infinito, respectivamente

$\lambda(s)$, $\lambda(o)$ e $\lambda(\infty)$ são parâmetros de compressão elastoplástico do solo com sucção s , condição saturada e sucção tendendo ao infinito, respectivamente

χ é o parâmetro que controla a rigidez com a sucção para a condição elástica

β é o parâmetro que controla a rigidez elasto-plástica do solo com a variação da sucção.

A modelagem parte do princípio que a tensão de escoamento do solo aumenta com o acréscimo de sucção. Além disso FUTAIU (1997) considerou que a extensão da reta de compressão virgem com diferentes valores de sucção convertem para um ponto de coordenadas de tensão isotrópica p_f de volume específico N_f . Este ponto é obtido pela extrapolação dos ensaios de laboratório como mostra a Figura 2.45

Por relações geométricas chegar a função de Ns .

$$N(s) = N(o) + [\lambda(s) + \lambda(o)] \ln \frac{P_f}{P_{atm}} \quad (2.41)$$

O autor ainda sugere que, devido a interdependência matemática e física entre as equações 2.38 e 2.39 com a 2.40, a escolha dos parâmetros $\lambda(\infty)$, $k(\infty)$, β , χ e p_f seja feita

de forma simultânea, para que os valores de $\lambda(s)$, $k(s)$ e P_0 se ajustem bem aos resultados experimentais.

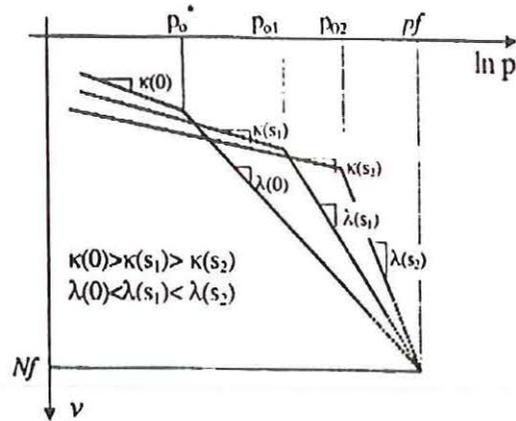


FIGURA 2.45: Idealização do comportamento do solo no espaço $v \times \ln p$ (FUTAI & SOARES, 1998).

2.7.1 RESULTADOS DE MODELAGENS

Pretende-se agora reunir alguns resultados referentes às modelagens expostas; a começar pelo modelo de ALONSO et. al. (1990).

MACHADO & VILAR (1997) realizaram uma série de 12 ensaios edométricos com sucção controlada em colúvio arenoso, extraído do próprio campus da EESC/USP. As características principais são: $LP = 23\%$; $LL = 33\%$; $W_{oti} = 17,5\%$; $\gamma_{dmax} = 17,7 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_s = 27,5 \text{ KN/m}^3$ e composição granulométrica de 52% de areia, 12% de silte e 36% de argila.

Os ensaios realizados seguiram as seguintes trajetórias (a, b e c,) de tensão-sucção, apresentado na Figura 2.46.

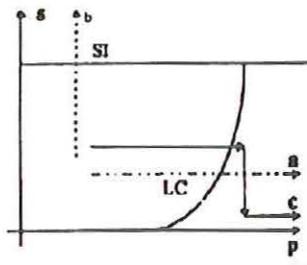


FIGURA 2.46: Trajetória de tensões adotadas, (MACHADO & VILAR, 1997).

Os parâmetros para a modelagem de ALONSO et. al. (1990) obtidos experimentalmente são: $\lambda(o) = 0,373$, $k = 0,03$, β (MPa^{-1}) = 5,7, $r = 0,46$, p^c (MPa) = 0,030, $\lambda(s) = 0,0219$, $k_s = 0,0057$, p_o^* (MPa) = 0,1, s_o (MPa) = 0,5.

Na Figura 2.47 são plotados resultados experimentais e previstos pelo modelo de ALONSO et. al. (1990) referentes a trajetória c. Conforme os autores, o modelo reproduz com boa aproximação o comportamento do solo para baixos valores sobrecarga, contudo, para valores mais elevados, os resultados obtidos são razoavelmente divergentes.

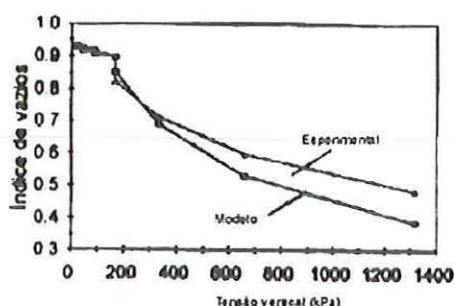


FIGURA 2.47: Resultados previstos e obtidos para a trajetória c, sucção inicial de 200 KPa e umedecimento gradual com sobrecarga de 165 kPa, (MACHADO & VILAR. 1997).

Quanto a previsão do comportamento de colapso, a Figura 2.48 mostra os resultados obtidos experimentalmente e previstos pela modelagem. Conclui-se que estes são sempre crescentes com a sobrecarga. A modelagem aproxima-se de alguns valores e distancia-se de outros situados além do pico de colapso.

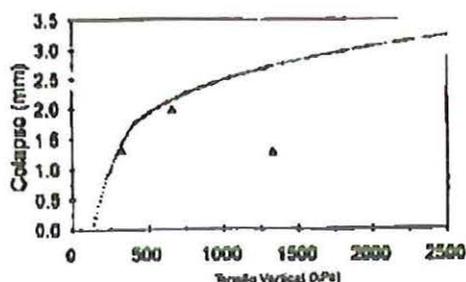


FIGURA 2.48 Valores de colapso obtido e previsto pelo modelo de ALONSO et. al.(1990). Os resultados referem-se a uma amostra com sucção inicial de 400kPa, umedecidas nas tensões de 330, 660 e 1320kPa.

FUTAI (1997) apresentou resultados de ensaios edométricos com controle de sucção referente ao solo residual de Campo Novo de Parecis, situado no Estado do Mato Grosso. O solo é constituído de 74% de argila, 16% de silte e 10% de areia; apresenta índice de vazios natural de 1,9 e $IP=22,6\%$.

Diversas trajetórias de tensão no espaço σ_v -s (σ_v = tensão vertical, s =sucção matricial) foram elaborados. Os parâmetros para a modelagem de ALONSO et. al. (1990)

são: $\lambda(o) = 0,2322$, $k = 0,0065$, $\beta = 0.0343$, $r = 0.2848$, $\lambda(s) = 0,0088$, $k_s = 0,0037$, p_c (kPa) = 10, p_o^* (kPa) = 20. Quanto aos parâmetros para a modelagem de FUTAI (1997) acrescenta-se $k(o) = 0,0072$, $k(\infty) = 0,0056$, $\lambda(\infty) = 0,6$, $\chi = 0,02029$ e $\beta = 0,0006$.

O autor chegou aos seguintes resultados modelados segundo ALONSO et. al. (1990) e segundo FUTAI (1997).

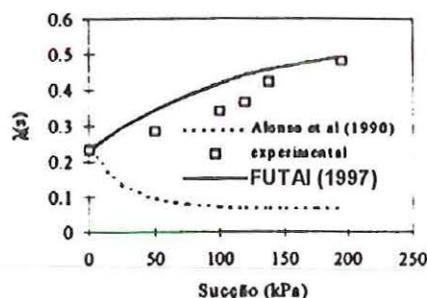


FIGURA 2.49: Valores de $\lambda(s)$ medidos e previstos (FUTAI & SOARES, 1998)

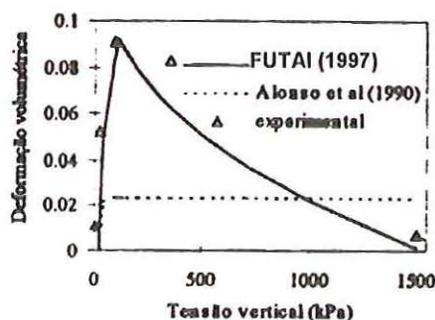


FIGURA 2.50: Colapso produzidos para ensaios com sucção de 120 kPa. (FUTAI & SOARES, 1998)

A discrepância entre os resultados previstos pelo modelo de ALONSO et. al. (1990) é mais visível nestes resultados. O autor conclui que a modelagem de ALONSO et. al. (1990) não representa o comportamento do solo estudado.

MACHADO (1998) apresenta alguns resultados de modelagem utilizando a formulação por ele proposta. O autor estudou o perfil de solo (1 a 8 metros de profundidade) do campus experimental de São Carlos. O solo apresenta as seguintes características:

TABELA III: Caracterização do solo do Campus experimental de São Carlos (apud MACHADO, 1998)

Prof.	γ_{dmax} (kN/m ³)	W _{ot} (%)	WI(%)	W _p (%)	γ_s (kN/m ³)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
3 m	18,7	14,0	27,9	16,0	27,1	60,8	11,9	27,3
5m	18,4	14,8	30,9	19,8	27,5	66,7	5,9	27,4
8m	18,9	11,2	28,4	17,2	27,1	68,9	13,7	17,4

A Figura 2.51 e 2.52 mostram o ajuste das equações 2.37 e 2.36, respectivamente, ao dados experimentais. Os parâmetros utilizados para os resultados aqui apresentados são: $\lambda(o) = 0.148$, $p_o^* = 36,4$ kPa, $k = 0,0069$, $a_\lambda = 345$, $b_\lambda = 9.21$ (kPa)⁻¹, $a_p = 5,49$ e $b_p = 0,0198$ (kPa)⁻¹.

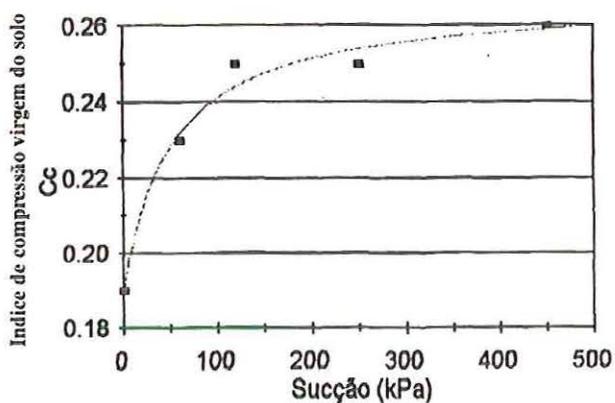


FIGURA 2.51: Ajuste da equação 2.37 aos dados experimentais, Profundidade 8m (modificado de MACHADO, 1998).

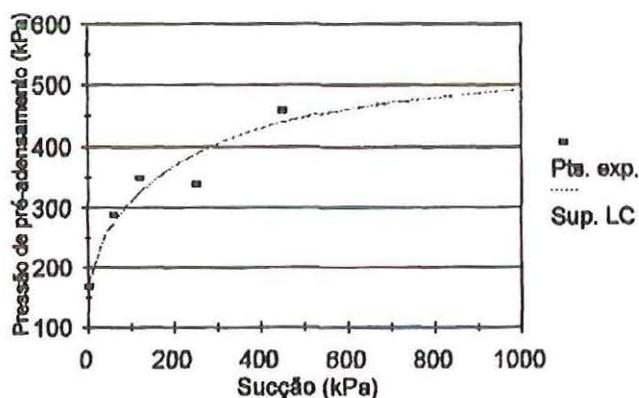


FIGURA 2.52: Ajuste da equação 2.36 aos dados experimentais, Profundidade 8m. (apud MACHADO, 1998)

A previsão do comportamento do solo extraído a 8 metros de profundidade, a sucção constante de 450 kPa, sob compressão confinada é apresentada na Figura 2.53.

Para as amostras à profundidade de 2 metros outros parâmetros são utilizados, o resultado da modelagem para uma amostra com sucção de 50 kPa é apresentada na Figura 2.54.

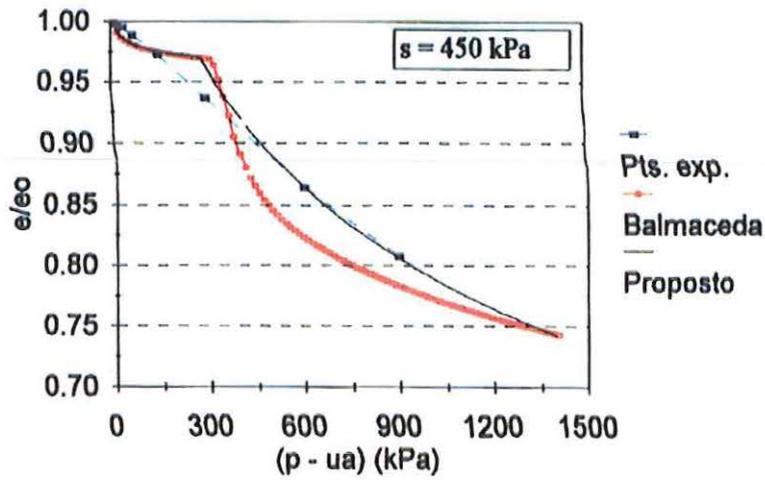


FIGURA 2.53: Resultados previsto e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 450$ kPa. Profundidade de 8m (apud MACHADO, 1998).

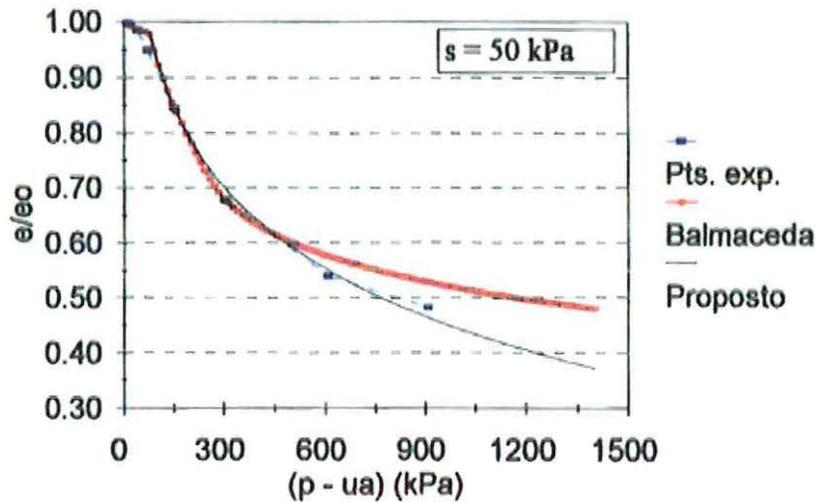


FIGURA 2.54: Resultados previsto e experimentais. Ensaio de compressão confinada, $s = 50$ kPa. Profundidade de 2m (apud MACHADO, 1998).

Conforme o autor, as equações utilizadas para representar as funções $\lambda(s)$ e $P_o(s)$ (2.37 e 2.36) se ajustam razoavelmente bem aos dados experimentais do solo estudado.

3. MATERIAIS E MÉTODOS.

3.1 SOLO UTILIZADO:

O solo escolhido para a realização deste estudo é proveniente do município de São Carlos – SP (Bairro Santa Felícia). A localização urbana, onde as amostras foram coletadas, pode ser melhor visualizada na Figura abaixo:

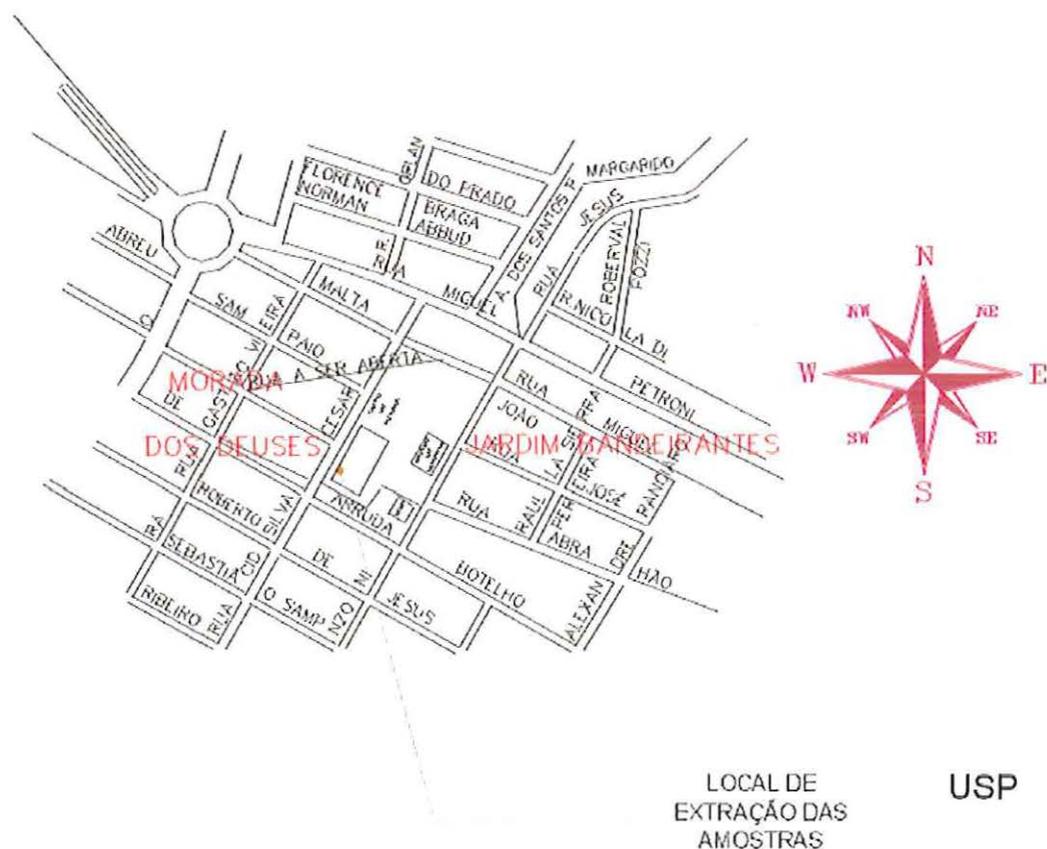


FIGURA 3.1: Localização urbana da amostragem

A região é coberta por uma camada de sedimentos cenozóicos resultantes do retrabalhamento (transporte aluvionar e coluvionar) do grupo Bauru e das formações Serra Geral e Botucatu. O intemperismo local proporcionou a formação de um material superficial laterizado. Em função desse processo pedológico, o solo em estudo apresenta uma estrutura

porosa, colapsível, quando umedecido sob certos valores de sobrecarga, e com boas características mecânicas e hidráulicas quando compactado.

3.2 COLETA DE AMOSTRAS

As amostras deformadas e indeformadas foram extraídas da face de um talude a uma profundidade de 2 metros aproximadamente. A metodologia utilizada foi a seguinte:

- **Amostras indeformadas:** Utilizou-se, para obtenção das amostras indeformadas, caixas metálicas cúbicas de lados removíveis. Tais caixas possuem altura, largura e comprimento de 30 centímetros.

As amostras indeformadas foram devidamente parafinadas, identificadas e armazenadas em câmara úmida, de forma a garantir a manutenção do teor de umidade.

- **Amostras deformadas:** Estas foram obtidas pela escavação do solo existente no mesmo local da extração das amostras indeformadas. O material escavado foi devidamente acondicionado e identificado em sacos plásticos para serem transportados.

Já no laboratório, a amostragem recebida do campo foi preparada com secagem prévia. O solo foi passado em peneira de 4,8mm (#4) de abertura e espalhado em bandejas, deixado-o repousar em local sombreado e com ventilação moderada. Após a secagem do material, com o uso de um repartidor de amostras, fez-se o quarteamento desta, de forma a obter amostras reduzidas e representativas. O material foi então recolocado em saco plástico devidamente fechado e armazenado em prateleira metálica.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO:

Como prática de caracterização inicial, determinaram-se os seguintes dados do solo estudado:

- Massa específica dos sólidos – NBR 6508/84;
- Análise granulométrica conjunta – NBR 7181/84;
- Limites de Liquidez – NBR 6459/84;
- Limite de Plasticidade – NBR 7180/84.

3.4 DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO:

A relação sucção \times teor de umidade do solo, foi determinada através da utilização de câmaras de Richards e pela técnica do papel filtro, descrita por MARINHO (1995).

Nas câmaras de Richards empregaram-se três amostras indeformadas de 53 mm diâmetro e 15 mm de altura. Inicialmente as amostras ficaram assentadas em pedras porosas parcialmente submersas em água destilada durante 48 horas, assegurando assim a saturação do solo. Subseqüente a isto, iniciou-se o processo de secagem gradual.

Tanto no processo de secagem quanto no de umedecimento, água do reservatório sob a pedra porosa permaneceu sob pressão atmosférica.

Para sucções menores que 100 kPa, utilizou-se a câmara de pressão mostrada na Figura 3.2. Neste equipamento empregaram-se sucções de 10, 30 e 75kPa.

Após a aplicação da sucção desejada, as amostras eram pesadas sistematicamente até coincidência de peso. (a pesagem das amostras foram feitas em balança eletrônica com precisão de $\pm 0,01g$). Os prazos para estabilização das sucções, nesta primeira fase, demorou em média 3 semanas

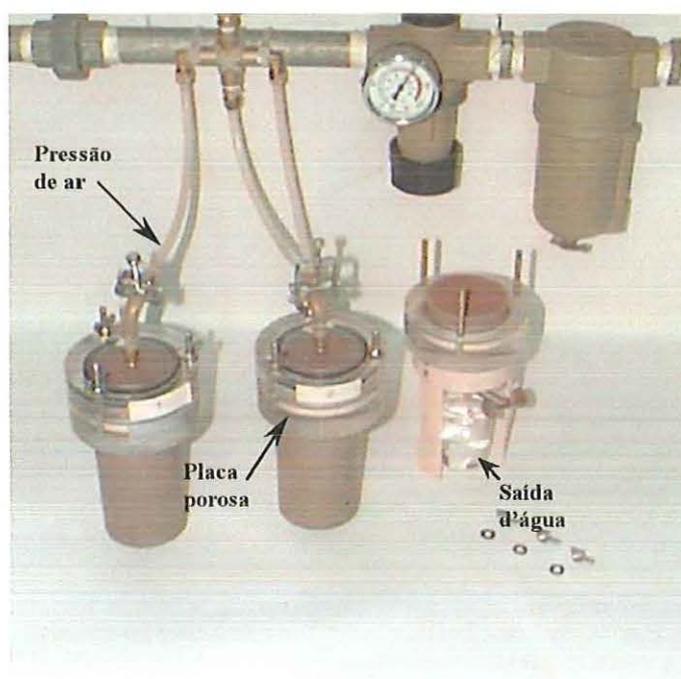


FIGURA 3.2: Câmara utilizada para determinação do trecho inicial de secagem; $(u_a - u_w) < 100$ kPa.

Para valores de sucção entre 100 e 500 kPa, utilizou-se a câmara da Figura 3.3a. Neste equipamento empregaram-se pressões de ar de 100 , 150, 300 e 400 kPa; para pressões acima de 500 kPa utilizou-se a câmara da Figura 3.3b.

Após a amostra ter alcançado o valor de sucção de 600 kPa, iniciou-se o processo de umedecimento gradual. A metodologia utilizada é semelhante ao processo de secagem, contudo a amostra inicia com um valor alto de sucção sendo gradualmente reduzido até alcançar valor nulo.

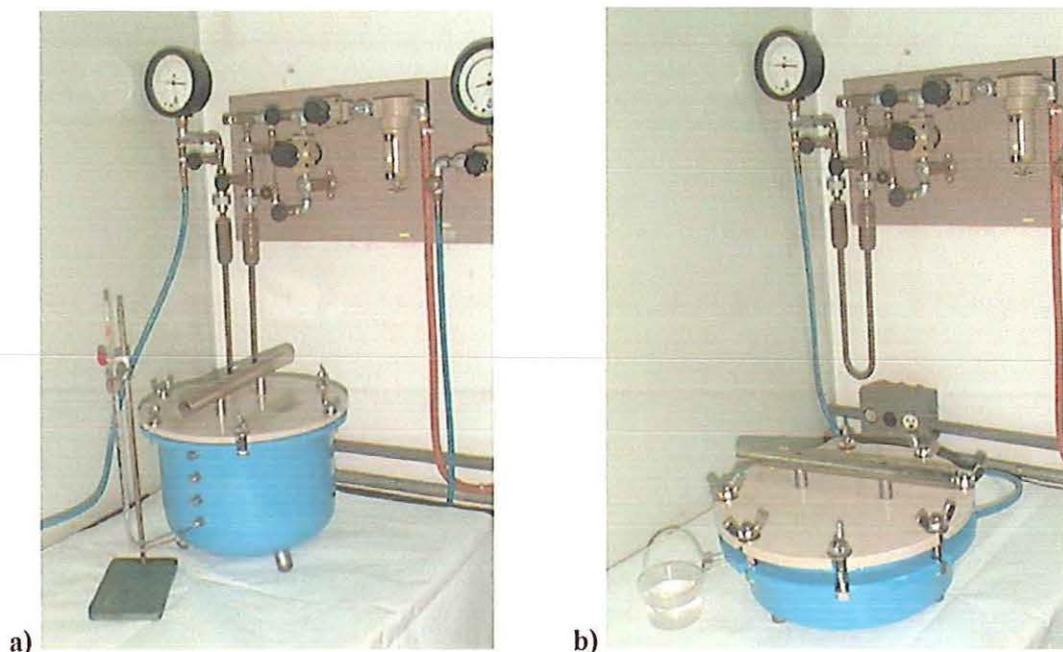


FIGURA 3.3: a) Câmara de Richards empregada para sucções entre 100 e 500 kPa; b) Câmara de Richards empregada para sucções maiores que 500 kPa.

A redução da sucção ocorreu nos níveis de 500, 300, 100, 50, 20 e 0 kPa.

Quanto á técnica do papel filtro, esta foi empregada com o uso do papel filtro *Whatman* N° 42, cuja curva de calibração é fornecida por CHANDLER et. al. (1992).

Inicialmente foram moldadas um total de 15 amostras indeformadas com 37 mm de diâmetro e 10 mm de altura; determinou-se o teor de umidade do solo e calculou-se a massa de sólidos existentes em cada amostra.

Recortou-se um pedaço de papel filtro no formato da amostra, o qual foi posto na base da mesma, de forma a proteger a integridade desta quando saturada. O conjunto amostra-papel filtro foi então assentado em pedras porosas parcialmente submersas em água destilada durante 48 horas, assegurando assim a saturação do solo. Após este tempo, cada amostra foi secada à sombra, sendo sistematicamente pesadas até cada uma atingir um determinado valor de teor de umidade. Atendido o teor de umidade desejado, colou-se um pedaço recortado de papel filtro, de diâmetro menor que o da amostra, em contato com sua superfície. Tomaram-se os devidos cuidados para não permitir o contato entre as mãos do

operador e o papel filtro. Feito isto, as amostras foram envolvidas com filme plástico e envolto firmemente por uma camada de fita adesiva para garantir o contato entre o papel o solo. As amostras foram então armazenada em câmara úmida por 30 dias, de forma a assegurar um completo equilíbrio entre a umidade do solo e a do papel filtro.

Após o prazo estipulado, retirou-se o filme plástico e determinou-se cuidadosamente os teores de umidade dos papéis filtro (topo e base) e do solo. Para pesagem dos papéis filtro empregou-se uma balança eletrônica com precisão de $\pm 0,0001\text{g}$.

Os materiais utilizados para o emprego da técnica do papel filtro são apresentados na figura abaixo:



FIGURA 3.4: Materiais utilizados na determinação da curva de retenção d'água pela técnica do papel filtro

1. luva de borracha para evitar o contato manual com o papel filtro
2. Pinça metálica para movimentação do papel filtro
3. Badeira metálica par secagem do papel filtro
4. Filme plástico
5. Fita adesiva
6. Papel filtro recortado
7. Anel de moldagem
8. Balança eletrônica com precisão de $\pm 0,0001\text{g}$
9. Reservatório para transporte do papel filtro seco

Conhecendo-se o valor do teor de umidade do papel filtro, determinou-se, através da curva de calibração do papel *Whatman* N° 42, a sucção da amostra para a respectiva condição de umidade do solo.

De posse ao conjunto de pontos (sucção × teor de umidade) obtidos pelas utilização das câmaras de pressão, determinou-se a curva de retenção de água no solo. Quanto aos dados obtidos pela técnica do papel filtro, estes foram simplesmente utilizados para comparação.

3.5 ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS

Para uma rápida caracterização do comportamento colapsível do solo, realizaram-se ensaios edométricos com inundação da amostra sob determinado nível sobrecarga. Para tanto, quatro corpos de prova com 75 mm diâmetro e 25 mm de altura foram carregados, dobrando-se a carga anteriormente aplicada após estabilização das deformações provocadas pelo carregamento anterior.

Para evitar que ocorressem perdas de umidade durante o ensaio, o conjunto amostra célula de carga foi embrulhado em filme plástico.

Cada amostra foi inundada sob um determinado valor de sobrecarga (50, 200, 400 e 800 kPa). Estabilizada as deformações por inundação, deu-se continuidade ao carregamento axial até a sobrecarga alcançar 1600 kPa, a partir do qual, iniciou-se o processo de descarregamento.

Terminado o ensaio, calculou-se o potencial de colapso $I(\%)$ através da equação 3.1

$$I(\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_{ai}} \cdot 100 \quad \text{ou} \quad \frac{\Delta H}{H_{ai}} \quad (3.1)$$

Onde: Δe : variação do índice de vazios produzido pela inundação da amostra

e_{ai} : índice de vazios antes da inundação

ΔH : Variação axial da amostra devido a inundação

H_{ai} : Altura antes da inundação.

3.6 ENSAIOS DE TENSÃO CONTROLADA EM SISTEMA TRIAXIAL DE CARREGAMENTO

As análises de colapso em estado triaxial de deformações foram realizados em câmaras convencionais de ensaios triaxiais. Corpos de prova cilíndricos de 100 mm de altura por 50 de diâmetro, moldados em seu estado natural, foram empregados no ensaio. O sistema de carregamento axial foi adaptado para que se pudesse carregar a amostra através de estágios. O carregamento foi feito de forma lenta e gradual, e a cada estágio de carregamento determinavam-se as novas características geométricas da amostra.

Dessa forma, permitiu-se que o corpo de prova alcançasse um estado de tensão pré determinado e representado pela relação entre as tensões principais (σ_1/σ_3). Estabelecido o estado de tensão desejado, a amostra foi inundada.

As amostras foram carregadas em condições drenadas (drenagem para atmosfera), e a inundação foi feita pela base do corpo de prova. A Figura 3.5 mostra o esquema montado para realização do ensaio.

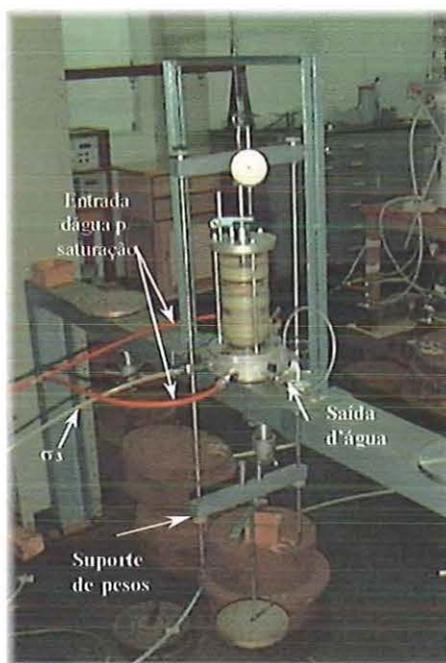


FIGURA 3.5: Ensaio de colapso em estado triaxial de tensões e deformações feito em câmara triaxial convencional.

Um extensômetro instalado no topo do pistão transmissor de carga axial determinou as deformações axiais (ϵ_a). Utilizando o medidor de variação de volume do ensaio triaxial (bureta de reversão), determinaram-se as deformações volumétricas (ϵ_v) da amostra. As

deformações radiais ($\epsilon_{rad.}$) foram calculadas considerando a equação 3.2 proveniente da teoria da elasticidade:

$$\epsilon_{rad} = (\epsilon_v - \epsilon_a)/2 \quad (3.2)$$

Avaliaram-se assim as deformações (volumétrico, axial e lateral) devido ao colapso da amostra, quando submetida a um estado triaxial de tensões e deformações. Ao todo foram elaborados 15 ensaios, distribuídos em 3 séries de 5 ensaios. Cada série foi submetida a uma tensão confinante diferente, e cada corpo de prova inundado sob um estado de tensão diferente. A Tabela IV relaciona o estado de tensão sob o qual as amostras foram inundadas.

Terminado o ensaio, calculou-se o potencial de colapso axial conforme a equação 3.1.

TABELA IV: Estado de tensão de inundação nos ensaios triaxiais

		Estado de tensão de inundação		
<i>Série</i>	<i>Ensaio</i>	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	<i>Relação</i> σ_1/σ_3
<i>TR20</i>	TR20-1,0	20	20	1
	TR20-1,5	30	20	1,5
	TR20-2,0	40	20	2
	TR20-2,5	50	20	2,5
	TR20-3,0	60	20	3
<i>TR50</i>	TR50-1,0	50	50	1
	TR50-1,5	75	50	1,5
	TR50-2,0	100	50	2
	TR50-1,5	125	50	2,5
	TR50-3,0	150	50	3
<i>TR100</i>	TR100-1,0	100	100	1
	TR100-1,5	150	100	1,5
	TR100-2,0	200	100	2
	TR100-2,5	250	100	2,5
	TR100-3,0	300	100	3

3.7 ENSAIOS EDMÉTRICOS COM SUÇÃO CONTROLADA

Para uma melhor identificação do comportamento colapsível do solo estudado (colapso sob umedecimento paulatino e sob ciclos de umedecimento e secagem), utilizaram-

se ensaios de compressão confinada com controle de sucção. Ao todo foram feitos 12 ensaios distribuídos em 3 séries de 4 ensaios cada. A ciclagem de sucção aplicada difere para cada série de ensaios. A metodologia empregada para a realização dos ensaios é explanada a seguir:

Câmaras edométricas especiais, providas de pedras porosas de alto valor de entrada de ar (1500 kPa), possibilitaram a execução dos ensaios. A Figura 3.6 ilustra esquematicamente a câmara usada.

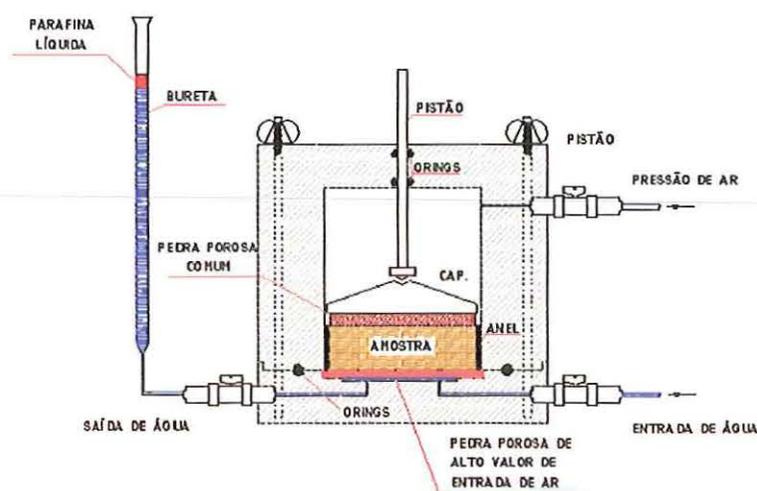


FIGURA 3.6 : Esquema da câmara edométrica utilizada para controle da sucção.

Utilizaram-se corpos de prova de 70 mm de diâmetro por 25 mm de altura. Inicialmente as amostras foram saturadas, utilizando-se para isso a própria base da câmara que se encontrava conectada a uma fonte de alimentação de água, cuja pressão hidráulica era de aproximadamente 40 kPa. Durante a fase de saturação nenhuma pressão de ar foi imposta a amostra, ficando esta sob pressão atmosférica pelo período de 48 horas. A Figura 3.7 ilustra o procedimento adotado para saturação da amostra.

Após saturação, instalou-se na amostra um determinado valor de sucção inicial, nesta fase, as amostras ficaram submetidas a pressão de ar equivalente a sucção desejada pelo período aproximado de 20 dias, a pressão na água manteve-se igual a atmosférica. Após este tempo, iniciou-se o carregamento através de estágios até a sobrecarga de 200 kPa. Uma vez estabelecida as deformações, reduziu-se paulatinamente a sucção.

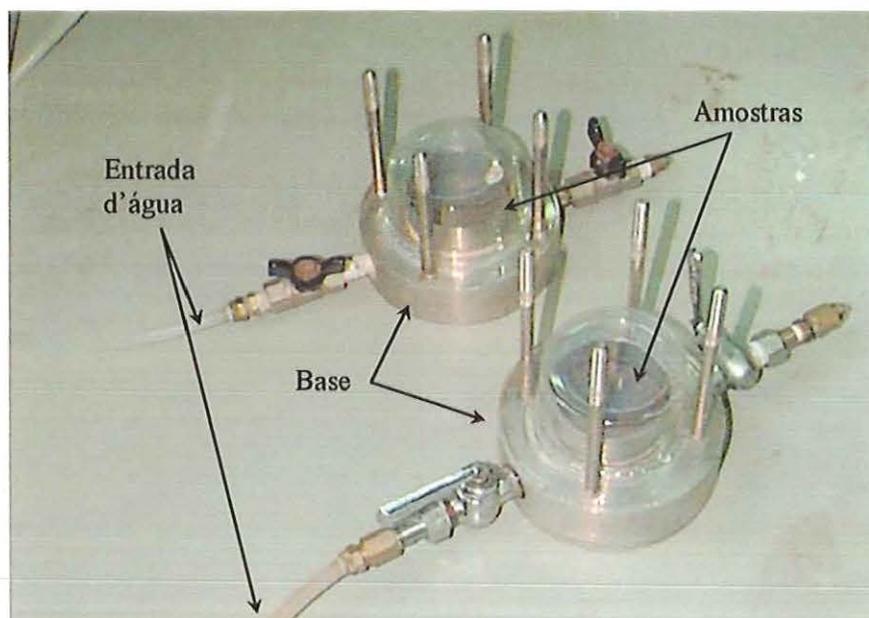


FIGURA 3.7: Saturação das amostras

Adotou-se o valor de sobrecarga de 200 kPa, por ser a pressão sob a qual o solo apresentou maior colapso quando ensaiado em condição natural (ensaios edométricos convencionais).

Para o estudo do colapso sob umedecimento paulatino e sob ciclos de umedecimento e secagem empregaram-se três ciclagens de sucção diferentes descritas no espaço p,s (onde p é sobrecarga e s sucção matricial). A Figura 3.8 ilustra de forma básica das 3 trajetórias empregadas.

Nota-se nesta Figura uma redução inicial da sucção (pontos A, B, C e D) comum a todas trajetórias utilizadas, após a sucção atingir o valor de 50 kPa (ponto D), iniciou-se a ciclagem de sucção. Na primeira série, a sucção variou de 50 a 30 kPa duas vezes, depois foi conduzida a 10 kPa e finalmente reduzida a 0 kPa; na Segunda, a sucção variou da mesma forma que na primeira; contudo, após alcançar valor nulo de sucção, esta foi ciclada mais 3 vezes, fazendo a sucção variar de 0 a 50 kPa, e finalmente, na terceira série, produziu-se duas ciclagem de sucção nos níveis de 50 e 10 kPa, após a qual, a sucção foi conduzida a 5 kPa e finalmente reduzida a 0 kPa.

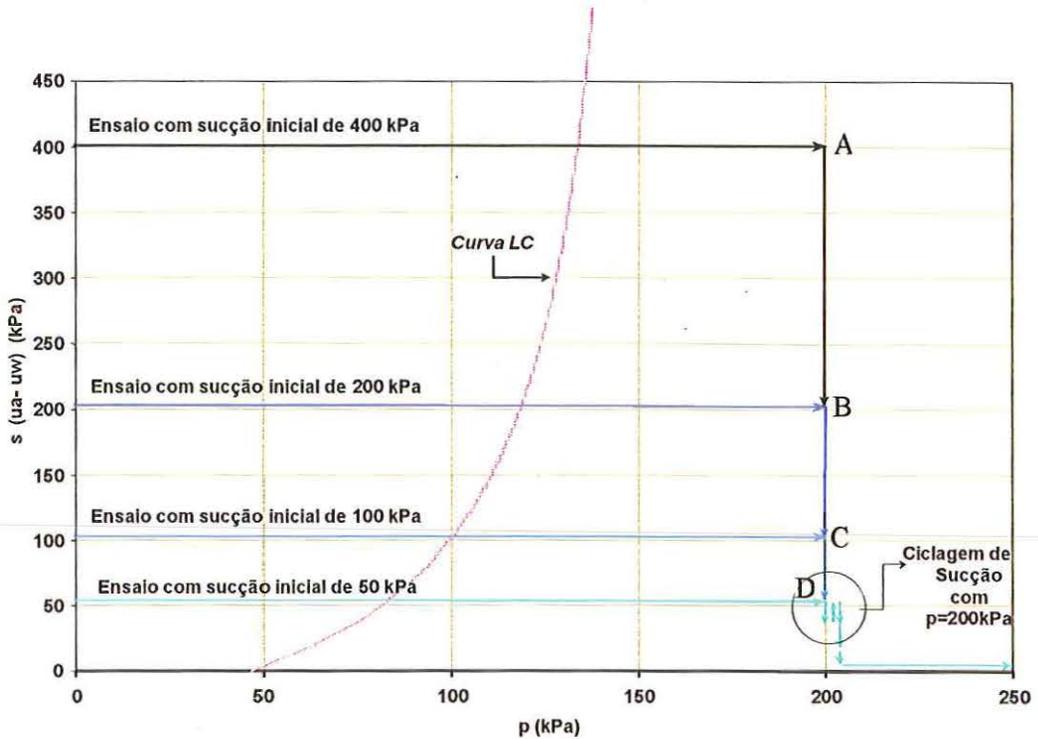


FIGURA 3.8: Esquema básico das trajetórias de sucção empregadas.

Monitorou-se a estabilização da sucção através do nível da bureta instalada lateralmente à câmara edométrica. Evitou-se a variação do nível da bureta por evaporação através de uma camada de parafina líquida, conforme esquematiza a Figura 3.6. Cada estágio de variação de sucção demorou em média 10 dias, com exceção da primeira série de ensaios, onde este tempo foi prolongado para um valor médio de 2,5 semanas.

3.8 MODELAGEM:

Para averiguar a capacidade do modelo de matemáticos ALONSO et. al. (1990) e das modificações deste modelo feitas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998) em representar o comportamento do solo estudado, fizeram-se mais 5 ensaios edométricos com controle de sucção.

O procedimento adotado para execução dos ensaios é idêntico ao descrito no item anterior, contudo as sucções nas amostras permaneceram constantes do início ao fim do ensaio. Os valores de sucção empregados foram de 50, 100, 200 e 400 kPa, ensaiando-se também uma amostra saturada desde o início. Desta forma, determinou-se todos os parâmetros necessários à modelagem

O procedimento geral de cálculo para modelagem encontra-se descrito no ANEXO I

4. CARACTERIZAÇÃO.

Pretende-se neste capítulo informar algumas características do solo estudado. Inicialmente determinam-se e comentam-se os índices físicos, a composição granulométrica, os limites de consistência e, finalizando este capítulo, são mostrados os resultados obtidos para a determinação das curva de retenção de água no solo.

4.1 INDICES FÍSICOS

A determinação dos índices físicos do solo foi feita para cada amostra moldada, com exceção da massa específica de sólidos, que foi previamente determinada em ensaio apropriado. Ao todo foram moldados 36 corpos de prova (amostras para ensaios edométricos e triaxiais) o que permitiu chegar nos seguintes resultados mostrado na Tabela V.

TABELA V: Índices Físicos

<i>Índice Físico</i>	<i>Média</i>	<i>Valor Máximo</i>	<i>Valor mínimo</i>	<i>Desvio Padrão</i>
<i>Teor de umidade w (%)</i>	18,1	19,6	15,5	0,88
<i>Índice de Vazios e</i>	1,098	1,219	1,025	0,050
<i>Grau de Saturação Sr (%)</i>	44,70	48,60	37,80	3,03
<i>Massa específica natural ρ_{nat} (g/cm³)</i>	1,501	1,564	1,420	0,040
<i>Massa específica seca ρ_d (g/cm³)</i>	1,274	1,320	1,205	0,030
<i>Massa específica dos sólidos ρ_s (g/cm³)</i>	2,674	2,693	2,653	0,002

Pelos resultados expostos nesta Tabela percebe-se que a amplitude a que se encontra os resultados é considerável. Como exemplo, temos o índice de vazios que apresenta



resultados variando entre 1,219 e 1,025, e o grau de saturação variando entre 48,60% e 37,80%, fato este que demonstra a variabilidade do material estudado.

4.2 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A curva granulométrica do solo em estudo é apresentada na Figura 4.1. Trata-se granulométricamente, de uma areia fina a média argilosa marrom.

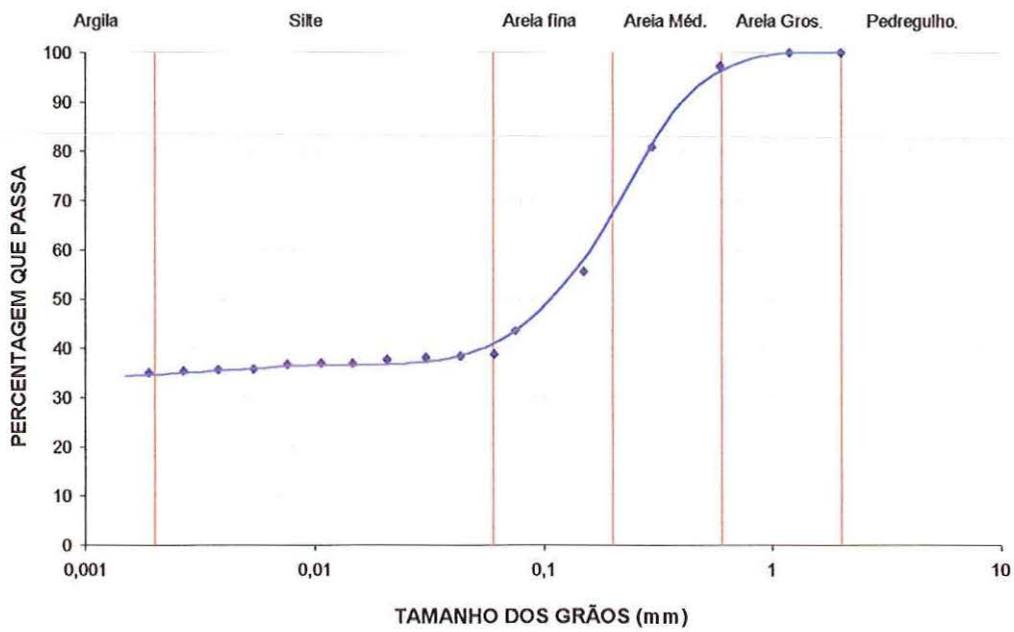


FIGURA 4.1: Curva granulométrica do solo estudado

4.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Os valores de Limites de Consistência encontrados para o solo estudado são apresentados na Tabela VI.

TABELA VI: Limites de Consistência

W_L (%)	W_P (%)	IP
38	20	18

Utilizando o conjunto de dados exposto até aqui, pode-se classificar o solo segundo as propostas do U.S. Corps of Engineers (Unificada) e do Highway Research Board (H.R.B.), obtendo-se os seguintes resultados:

- **Classificação do U.S. Corps of Engineers (Unificada)**

Solo classificado pelo subgrupo *SC*, ou seja: material arenoso bem graduado com aglutinante argiloso, devendo-se esperar dele boa trabalhabilidade como material de construção, é considerado impermeável quando compactado, possui boa resistência quando compactado e saturado, pequena compressibilidade quando compactado e saturado, e suas características para fundação podem variar de má a boa.

- **Classificação do Highway Research Board (H.R.B.)**

Solo classificado como A-2-6, ou seja: material areno argiloso, devendo-se esperar que seu comportamento como camada para pavimento seja de mal a regular.

4.4 CURVA DE RETENÇÃO D'ÁGUA NO SOLO:

Plotam-se a seguir, na Figura 4.2, os pontos (sucção × teor de umidade) obtidos experimentalmente para determinação da curva de retenção de água no solo.

Os dados obtidos através de utilização das câmaras de pressão foram modelados pela formulação empírica proposta por VAN GENUCHTEN (1980). As equações utilizadas são:

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left(1 + |\alpha_v \cdot \psi|^n\right)^m} \quad (4.1)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (4.2)$$

Onde: ψ	:	Sucção matricial (cm);
α_v	:	Parâmetro de ajuste da curva (1/cm);
θ	:	Umidade volumétrica (cm ³ /cm ³);
θ_s	:	Umidade volumétrica de saturação (cm ³ /cm ³);
θ_r	:	Umidade Volumétrica residual (cm ³ /cm ³).
m,n	:	parâmetros de ajuste.

Os parâmetros descritos acima foram calculados com o auxílio do programa CURVARET versão 2.16, desenvolvido por VAN LIER e NETO (1991)

Quanto aos resultados obtidos pela técnica do papel filtro, estes foram apenas plotados junto as demais resultados para comparação, não sendo assim utilizados na modelagem.

Os parâmetros obtidos dos ajustes da curva de retenção, pelos processos de umedecimento e secagem, são apresentados nas Tabelas VII.

TABELA VII: Parâmetros para modelagem da curva de retenção segundo VAN GEUTCHEN (1980).

	<i>Umedecimento</i>	<i>Secagem</i>
α_v (1/cm)	0,1693	0,0132
θ_r (cm ³ /cm ³)	0,183	0,188
θ_s (cm ³ /cm ³)	0,449	0,529
m	0,3785	0,5829
n	1,6089	2,3976

A Figura 4.2 mostra os pontos experimentais, bem como os ajustes obtidos através da equação de VAN GEUTCHEN (1980), para os ramos de secagem e de umedecimento.

Os pontos obtidos pela técnica do papel filtro estão próximos dos pontos obtidos pelo método de secagem através da câmara de pressão. Com exceção dos pontos a, b e c da Figura 4.2, nota-se que, para sucções acima de 30 kPa, ambas as metodologias fornecem resultados muito próximos; entretanto, percebe-se uma maior divergência entre os resultados obtidos para os pontos com sucção menor que 30 kPa. De uma forma geral, as curva de retenção de água no solo obtidas pelo emprego do papel filtro e pelo método de secagem na câmara de pressão se mostraram semelhantes

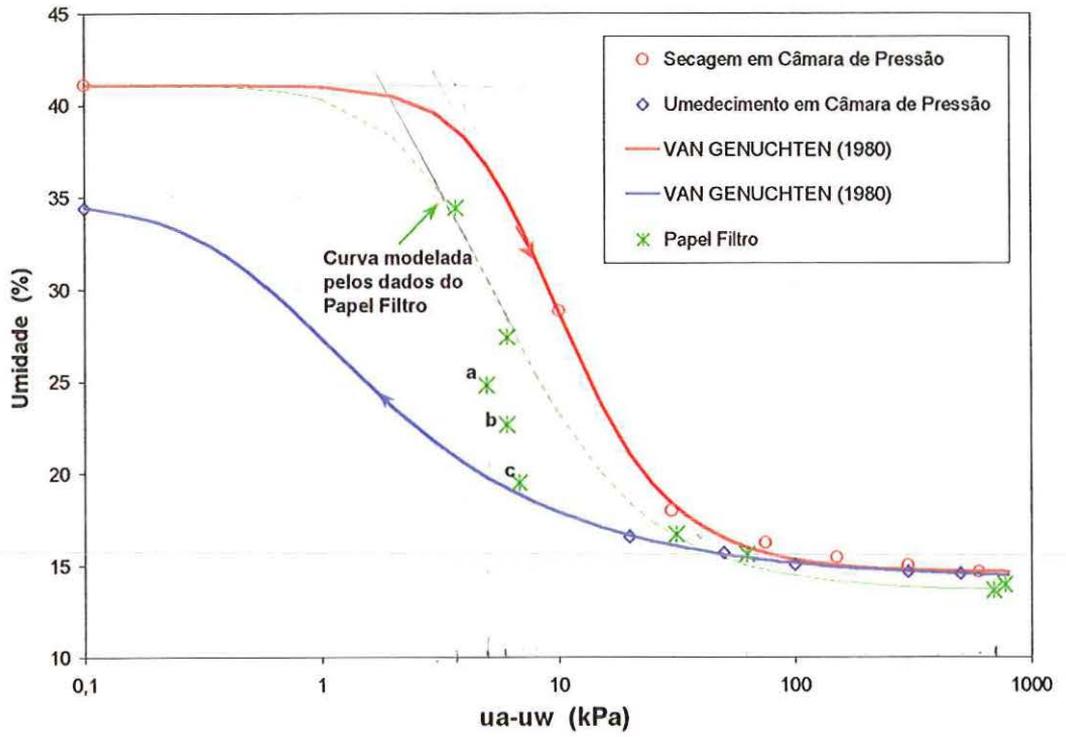


FIGURA 4.2: Curva de retenção de água no solo.

5. RESULTADOS E ANÁLISE

Apresentam-se neste capítulo os resultados experimentais obtidos nos ensaios edométricos convencionais, ensaios triaxiais e edométricos com sucção controlada. As possíveis análises, representativas do comportamento colapsível do solo estudado, são também apresentadas. Inicialmente serão analisados os resultados dos ensaios edométricos convencionais, em seguida os ensaios de compressão triaxial, e finalizando este capítulo, estuda-se o comportamento colapsível em ensaios edométricos com sucção controlada. Ao todo foram realizados 21 ensaios edométricos, sendo 17 deles com controle de sucção, e 15 ensaios triaxiais.

5.1 ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS

As curvas de compressão edométrica com inundação sob uma determinada sobrecarga são apresentadas na Figura 5.1, onde plotam-se os resultados de 4 ensaios. Para facilitar as comparações, o gráfico relaciona a sobrecarga com deformação axial ($\Delta H/H$ %, onde ΔH é a variação de altura sofrida pela amostra devido a sobrecarga, e H é a altura inicial da amostra).

As características de cada ensaio encontram-se na Tabela VIII. Nesta tabela os ensaios são identificados com a sigla EC (edométrico convencional) seguida da tensão de inundação (50, 200, 400 ou 800 kPa). Os índices e_i , σ_i , H_{ai} , ΔH_i e I representam respectivamente o índice de vazios inicial da amostra, sobrecarga de inundação, altura da amostra antes da inundação, variação da altura devido ao colapso por inundação da amostra e potencial de colapso, calculado pela equação 5.1.

$$I(\%) = \frac{\Delta H_i}{H_{ai}} \times 100 \quad (5.1)$$

Os potenciais de colapso desencadeados pelo umedecimento do corpo de prova em função da sobrecarga são mostrados na Figura 5.2.

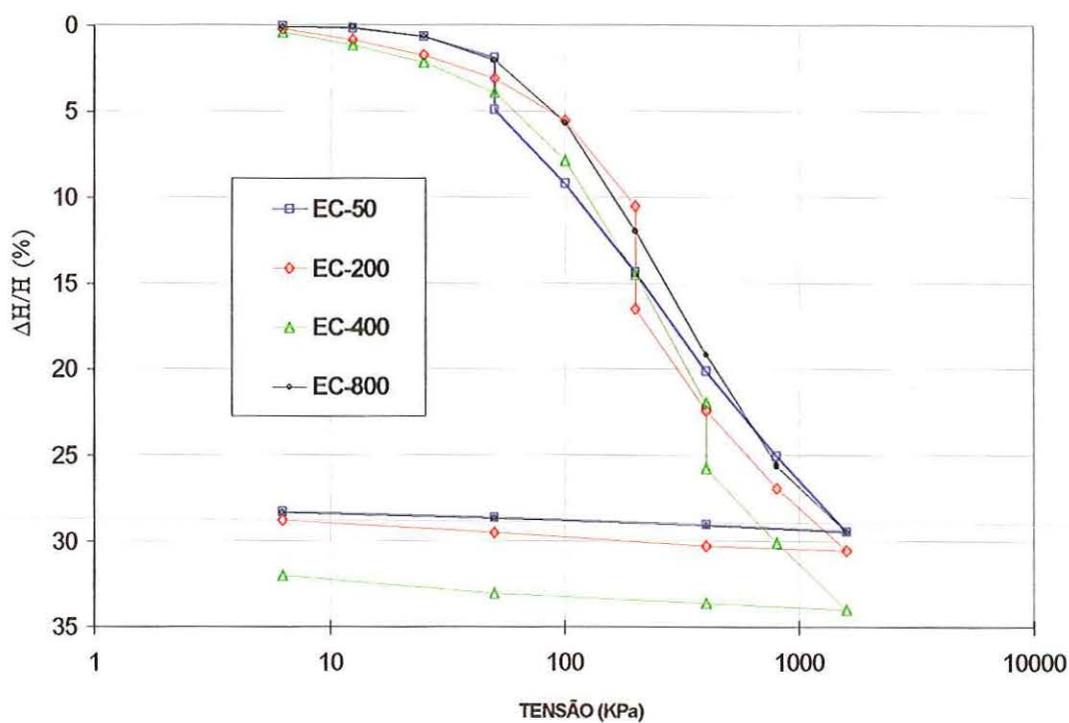


FIGURA 5.1: Curvas de compressão edométricas com inundação das amostras sob vários níveis de sobrecarga.

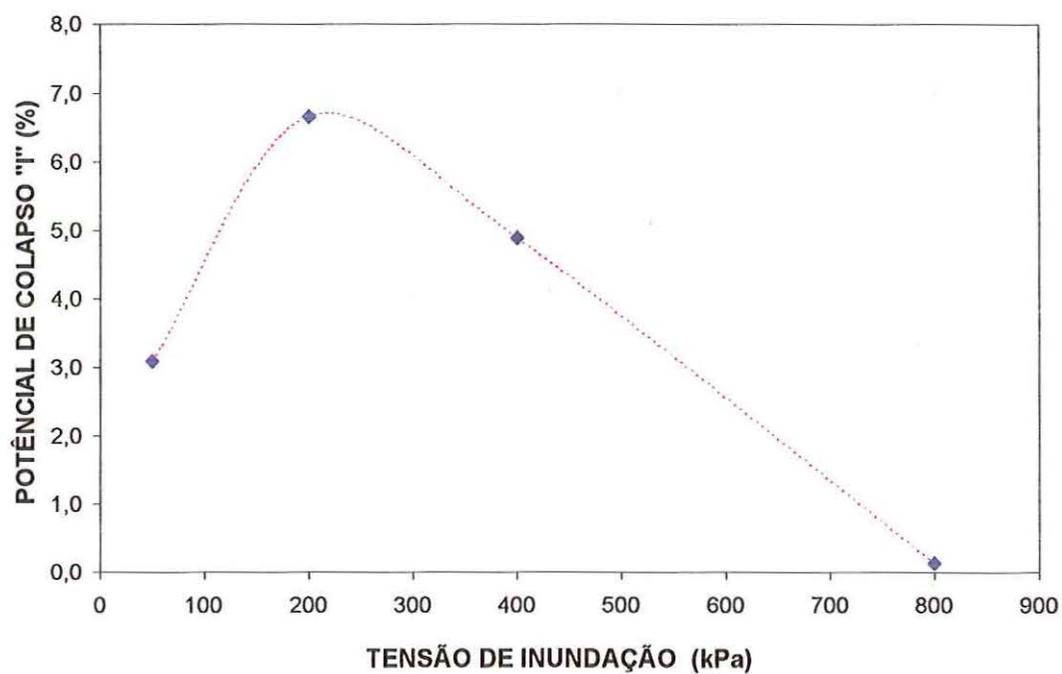


FIGURA 5.2: Potencial de colapso versus sobrecarga no instante da inundação.

Nota-se que a tensão sob a qual o solo apresenta maior colapso situa-se em torno de 200 kPa e apresenta valor máximo de 7%. Para tensões de inundação acima deste valor, o potencial de colapso é reduzido e tende a zero quando inundado com sobrecarga de 800 kPa.

TABELA VIII: Características dos ensaios edométricos convencionais

<i>Ensaio</i>	<i>w (%)</i>	<i>e_i</i>	<i>σ_i (kPa)</i>	<i>H_{ai} (mm)</i>	<i>ΔH_i (mm)</i>	<i>I (%)</i>
<i>EC-50</i>	15,5	1,074	50	24,33	0,75	3,08
<i>EC-200</i>	16,1	1,135	200	22,29	1,48	6,66
<i>EC-400</i>	16,7	1,158	400	19,45	0,95	4,88
<i>EC-800</i>	17,1	1,160	800	18,47	0,02	0,14

5.2 ENSAIOS DE TENSÃO CONTROLADA EM SISTEMA TRIAXIAL DE CARREGAMENTO

Analisa-se agora o comportamento colapsível do solo submetido a um carregamento triaxial. As curvas apresentadas detalham as deformações volumétricas, axiais e laterais produzidas pelo umedecimento repentino da amostra sob um estado de tensão preestabelecido.

Os ensaios triaxiais são identificados pela sigla TR (triaxial) seguidas da tensão confinante e do estado de tensão de inundação. Ao todo são representados 15 ensaios, cujos resultados estão agrupados em 3 séries. Cada série é composta por 5 ensaios inundados sob uma mesma tensão confinante, porém, sob diferentes estados de tensão, representados pela relação entre as tensões principais maior e menor (σ_1/σ_{3inud}).

- **Ensaio triaxiais com tensão confinante de 20 kPa:**

As deformações volumétricas, axiais e radiais produzidas pelo carregamento e pela inundação das amostras são apresentadas nas Figura 5.3, 5.4 e 5.5 respectivamente. A Tabela IX fornece as características dos ensaios desta série (TR20).

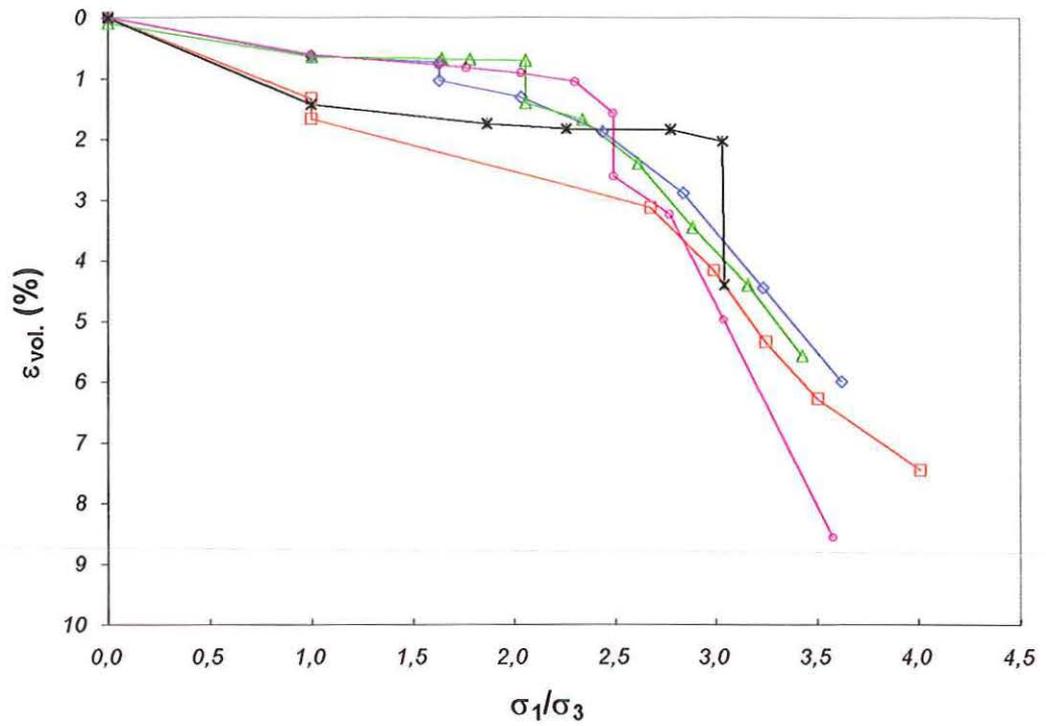


FIGURA 5.3: Curvas de deformação volumétrica para os ensaios com tensão confinante de 20 kPa, inundados sob diversos estados de tensão.

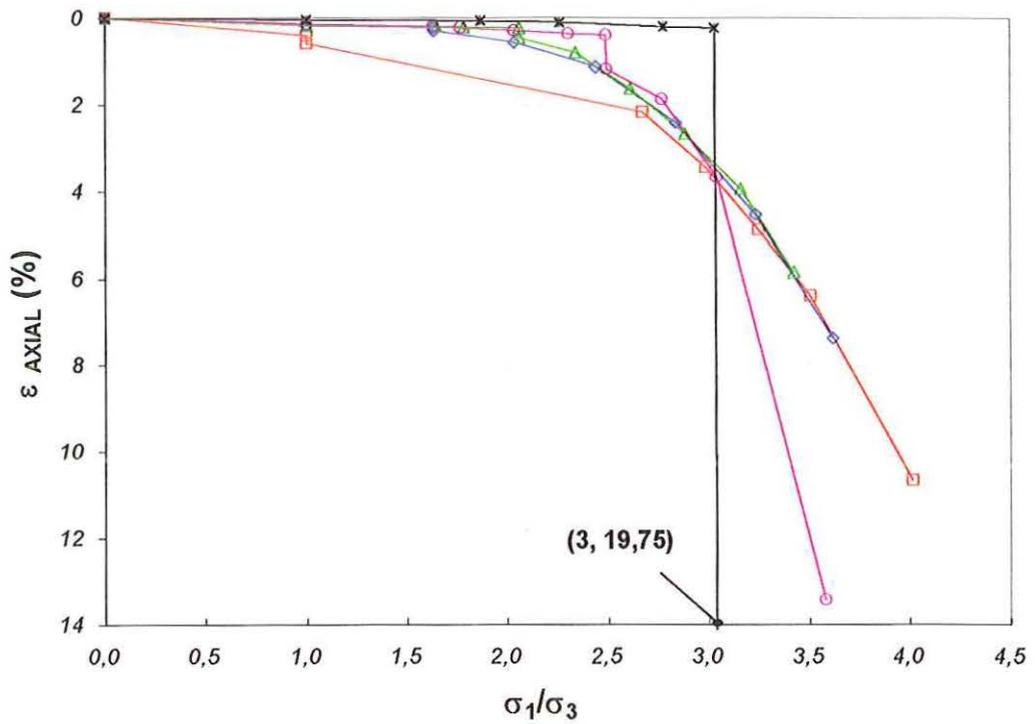


FIGURA 5.4: Curvas de deformação axial para os ensaios com tensão confinante de 20 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

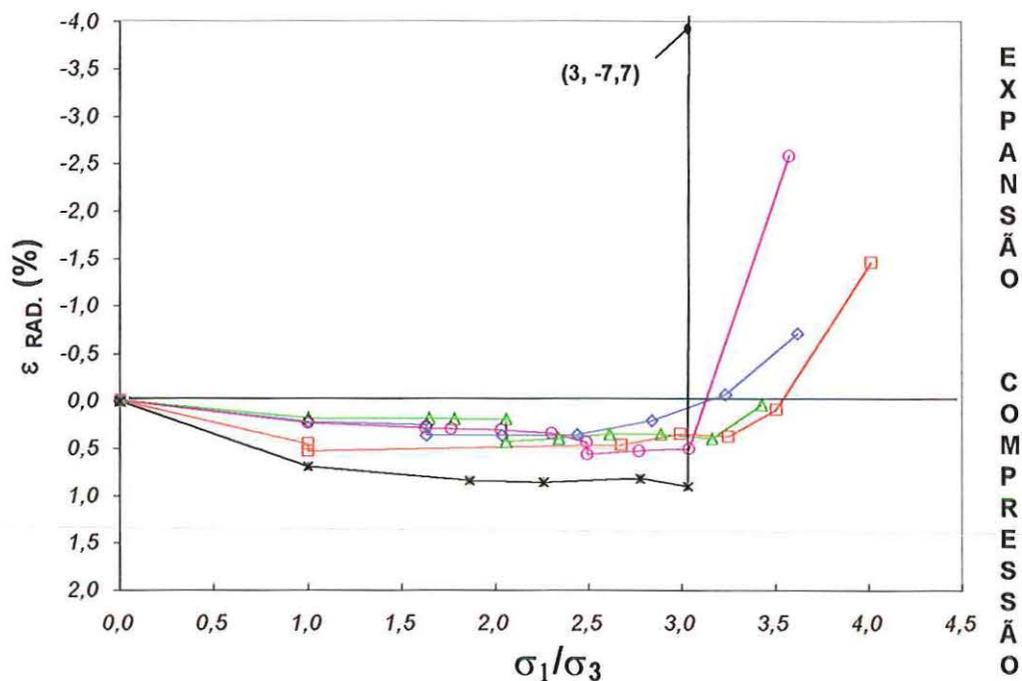


FIGURA 5.5: Curvas de deformação radial para os ensaios com tensão confinante de 20 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

TABELA IX: Dados referentes aos ensaios de compressão triaxial confinados com 20 kPa (TR20).

Ensaio	w (%)	e_i	$\sigma_1 / \sigma_{3inud}$	Deformação por colapso			H_{si} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
				$\epsilon_{vol.}(\%)$	$\epsilon_{axial.}(\%)$	$\epsilon_{rad.}(\%)$			
TR20-1,0	18,4	1,052	1,0	0,35	0,17	0,09	104,36	0,18	0,17
TR20-1,5	18,4	1,081	1,5	0,30	0,09	0,10	95,70	0,09	0,09
TR20-2,0	19,1	1,078	2,0	0,71	0,23	0,24	102,36	0,23	0,23
TR20-2,5	18,8	1,054	2,5	1,05	0,78	0,13	98,30	0,77	0,78
TR20-3,0	17,9	1,045	3,0	2,41	19,75	-10,31	100,69	19,93	19,80

Os índices H_{si} e ΔH_i são análogos aos apresentados na Tabela VIII.

- **Ensaio triaxiais com tensão confinante de 50 kPa:**

As Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 mostram as deformações volumétricas, axiais e radiais produzidas nos ensaios da série TR50 .

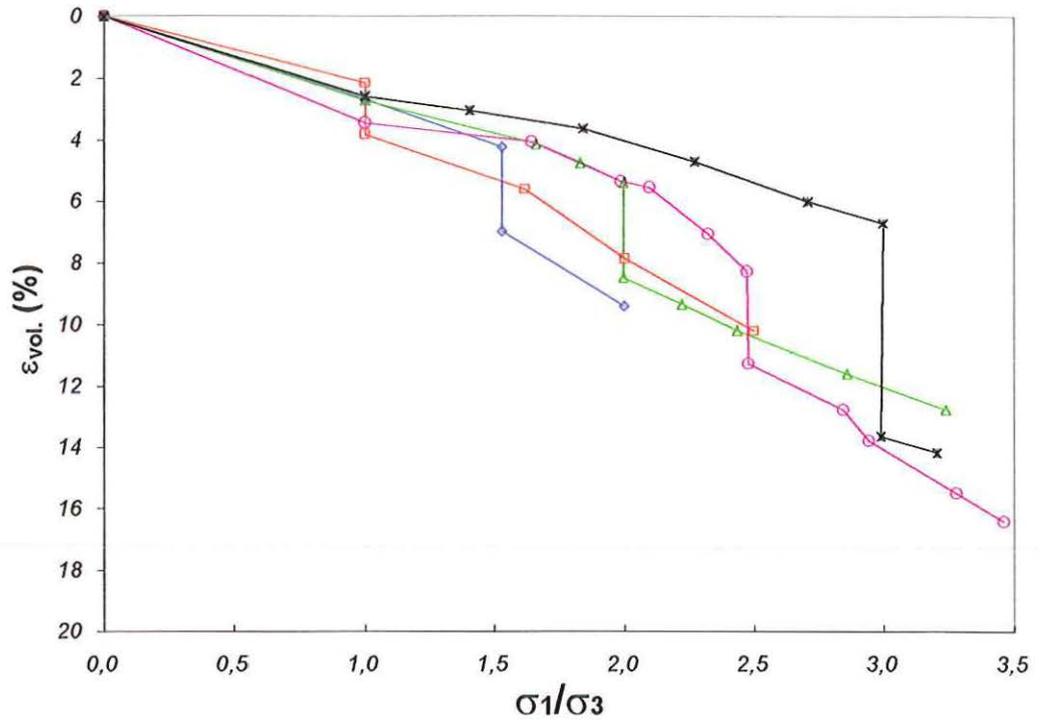


FIGURA 5.6: Curvas de deformação volumétrica para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

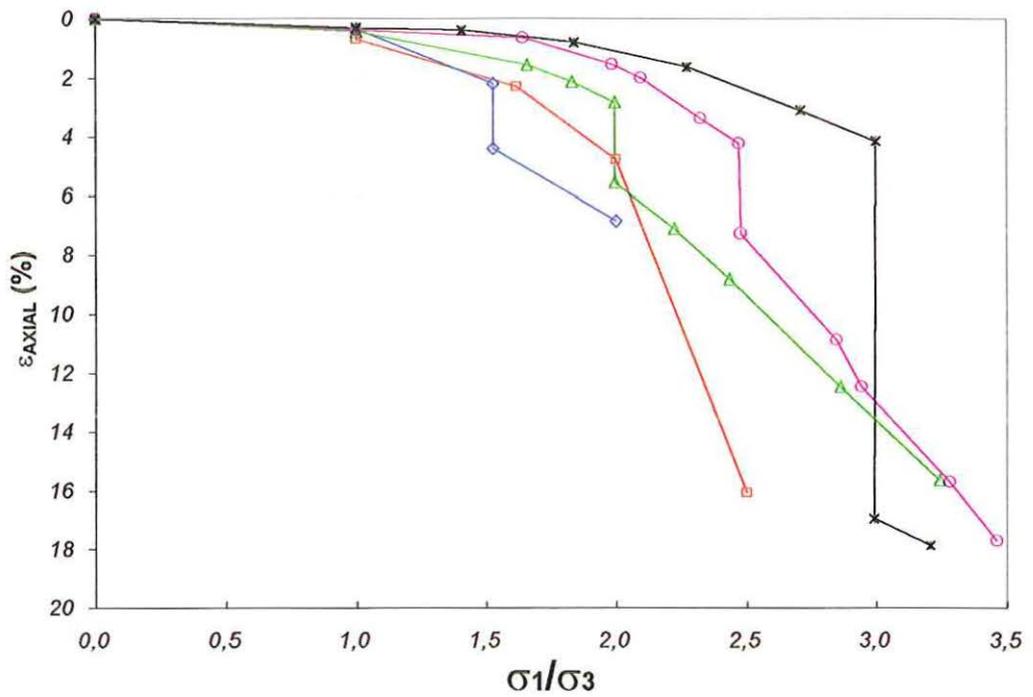


FIGURA 5.7: Curvas de deformação axial para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

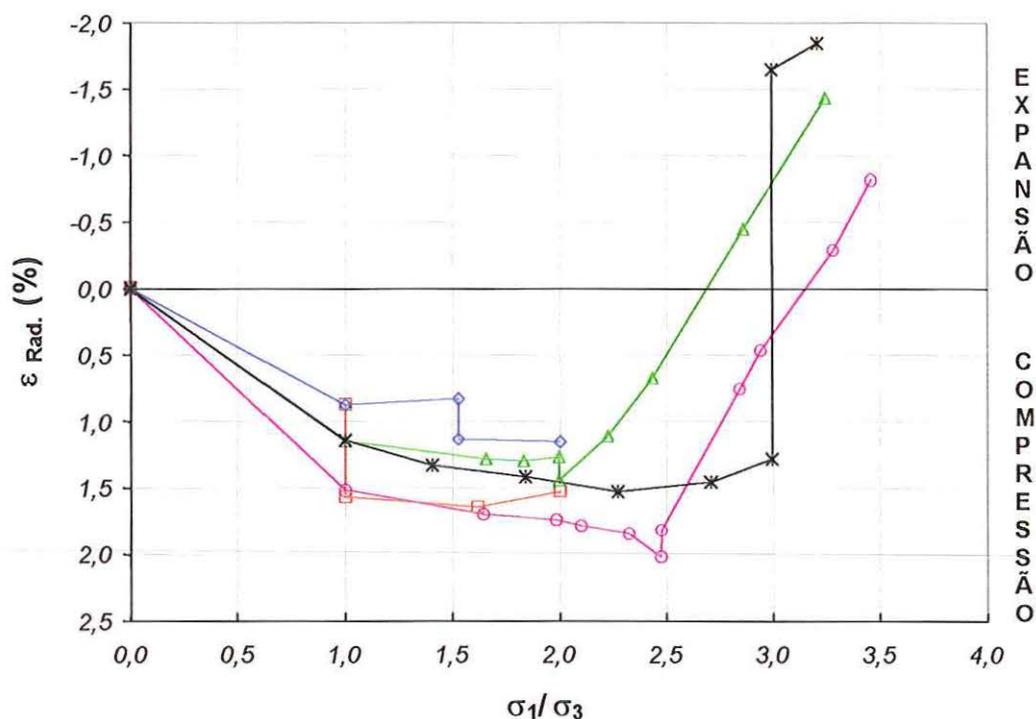


FIGURA 5.8: Curvas de deformação radial para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

A Tabela X fornece as características de cada ensaio da série TR 50.

TABELA X: Dados referentes aos ensaios de compressão triaxial confinados com 50 kPa (TR50).

Ensaio	w (%)	e_i	σ_1/σ_3	Deformação por colapso			H_{ai} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
				$\epsilon_{vol.}$ (%)	$\epsilon_{axial.}$ (%)	$\epsilon_{rad.}$ (%)			
TR50-1,0	18,8	1,067	1,0	1,72	0,27	0,12	101,40	0,27	0,27
TR50-1,5	18,8	1,085	1,5	2,83	2,26	0,32	95,75	2,17	2,26
TR50-2,0	18,8	1,219	2,0	3,23	2,77	0,25	101,15	2,76	2,73
TR50-2,5	18,8	1,034	2,5	3,28	3,55	-0,15	95,40	3,38	3,55
TR50-3,0	17,9	1,050	3,0	6,42	12,48	-3,40	98,79	12,33	12,48

- **Ensaio triaxiais com tensão confinante de 100 kPa:**

As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 mostram as deformações volumétricas, axiais e radiais produzidas nos ensaios da série TR100.

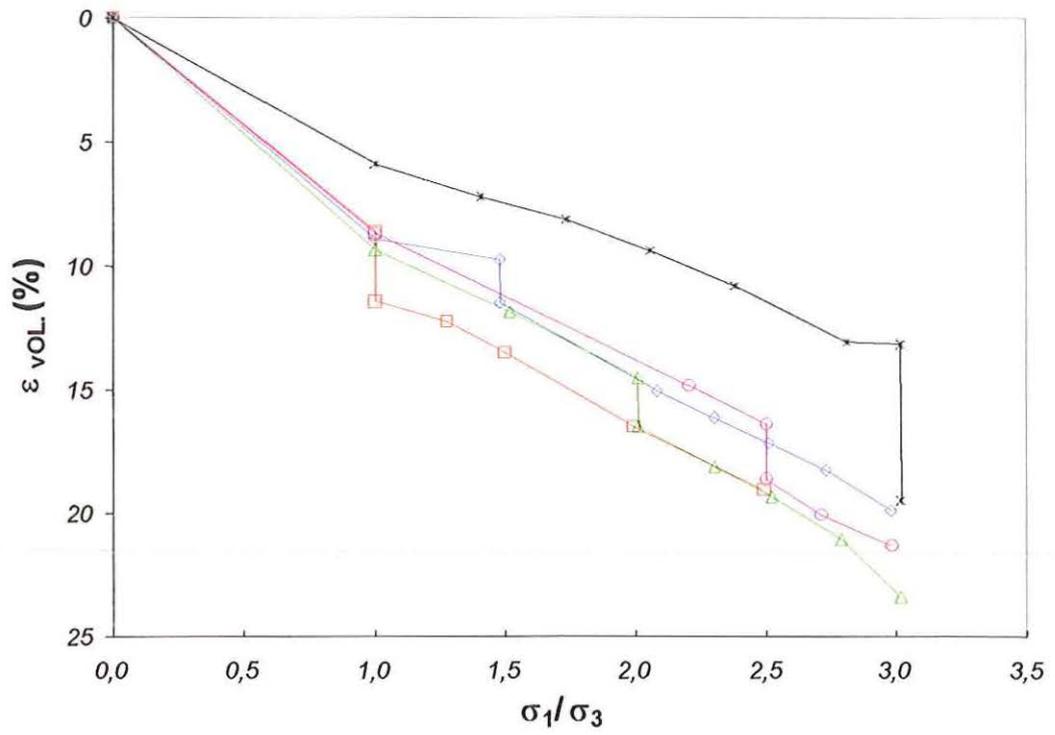


FIGURA 5.9: Curvas de deformação volumétrica para os ensaios com tensão confinante de 100 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

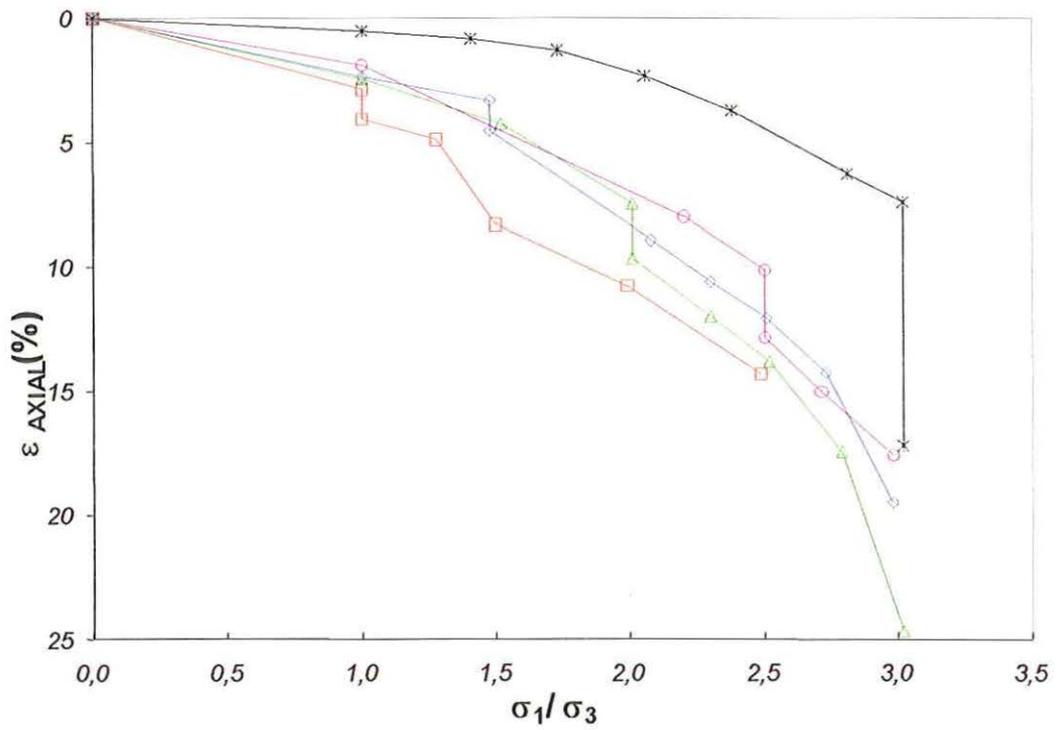


FIGURA 5.10: Curvas de deformação axial para os ensaios com tensão confinante de 100 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

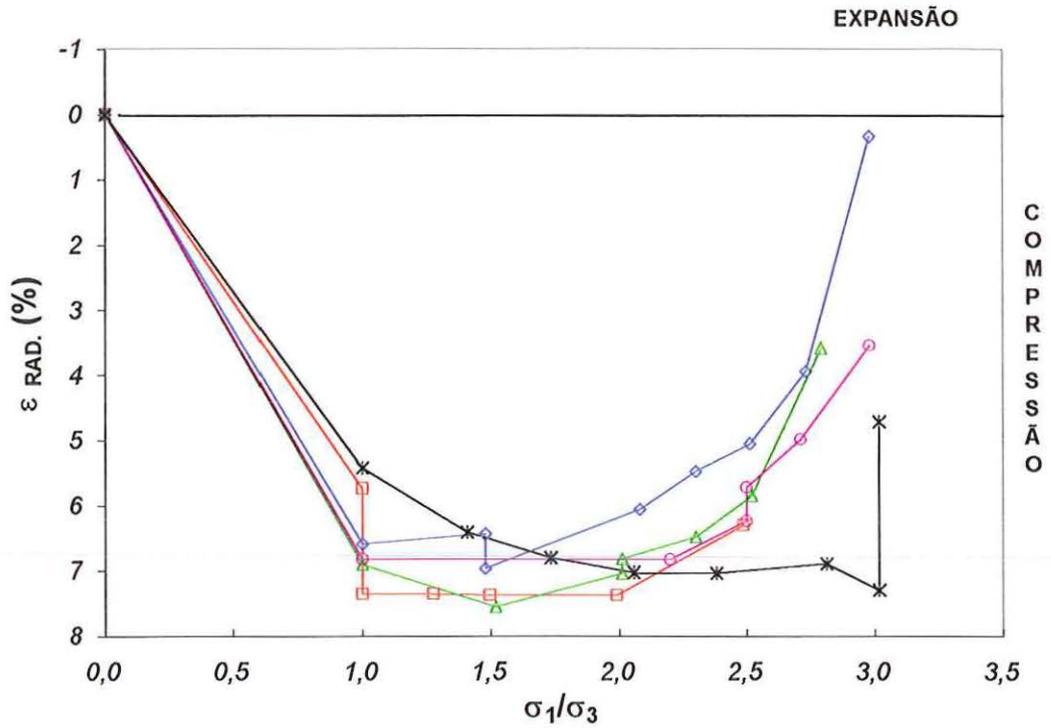


FIGURA 5.11: Curvas de deformação radial para os ensaios com tensão confinante de 100 kPa inundados sob diversos estados de tensão.

A Tabela XI fornece as características de cada ensaio da série TR 100.

TABELA XI: Dados referentes aos ensaios de compressão triaxial confinados com 100 kPa (TR100).

Ensaio	w (%)	e_i	σ_1/σ_3	Deformação por colapso			H_{ai} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
				$\epsilon_{vol.}$ (%)	$\epsilon_{axial.}$ (%)	$\epsilon_{rad.}$ (%)			
TR100-1,0	19,3	1,146	1,0	3,50	1,26	1,13	97,52	1,23	1,26
TR100-1,5	18,8	1,048	1,5	1,93	1,34	0,30	95,78	1,31	1,34
TR100-2,0	18,9	1,098	2,0	2,28	2,37	-0,04	93,80	2,20	2,37
TR100-2,5	18,8	1,116	2,5	2,87	3,07	-0,10	91,40	2,81	3,07
TR100-3,0	17,9	1,036	3,0	7,26	9,50	-1,22	94,77	8,99	9,50

Análises semelhantes a feita no ensaio edométrico convencional (Potencial de colapso versus tensão de inundação) são feitas para os ensaios elaborados em sistema triaxial de carregamento. Para tanto, relacionam-se na Figura 5.12 as deformações volumétricas por

inundação com o valor da tensão confinante e seus respectivos estados de tensão de inundação; nas Figuras 5.14 e 5.15 são relacionadas as deformações axiais e laterais.

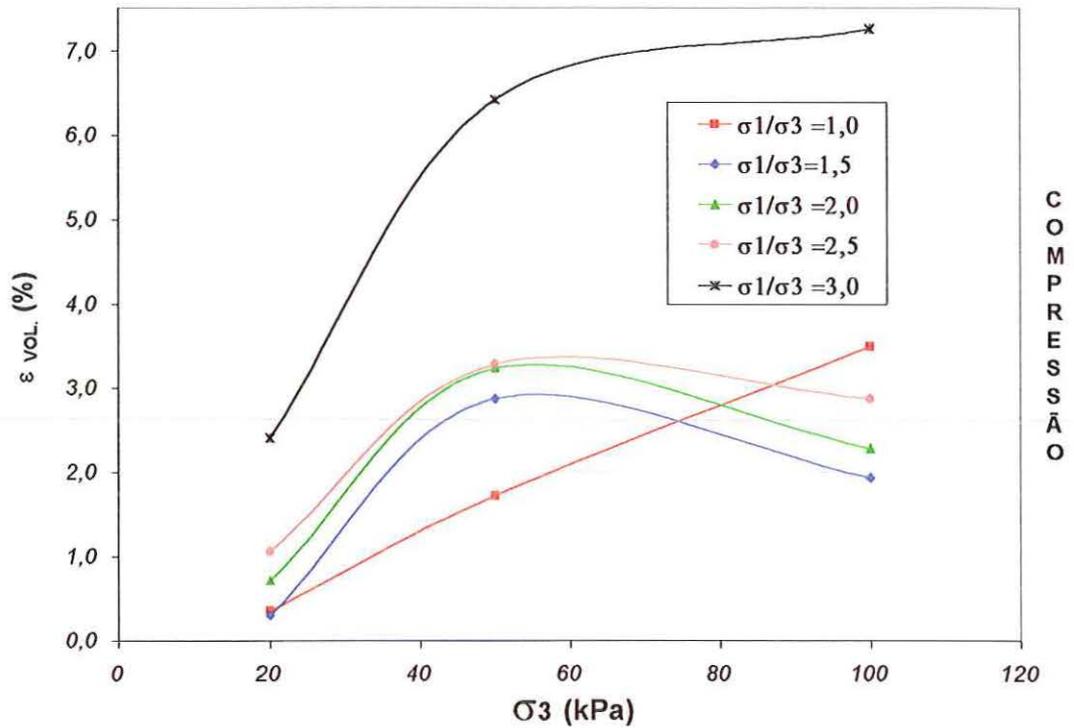


FIGURA 5.12: Deformações volumétricas por umedecimento versus tensão confinante.

As amostras inundadas sob estado de tensão isotrópico apresentam deformações volumétricas por inundação crescentes com o confinamento; nas inundadas sob estado de tensão anisotrópico, o máximo valor de deformação volumétrica alcançado, sem que ocorra a ruptura, é da ordem de 3,0% quando confinadas com 50 kPa. Valores intermediários de deformação volumétrica por inundação ($1,50\% < \epsilon_{vol.} < 2,50\%$) são alcançados para amostras confinadas com 100 kPa.

É importante observar que a inundação na relação σ_1/σ_3 de 3 forneceu ruptura da amostra confinada com 20 kPa; nas amostras confinadas com 50 e 100 kPa, embora não tenha ocorrido a ruptura visual da amostra, a inundação nestas condições proporcionaram consideráveis deformações axiais e laterais, mostrando assim que as amostras estavam nos seus estados de tensão iminente de rupturas. A Figura 5.13 mostra as amostras deformadas após terem sido inundadas na relação σ_1/σ_3 de 3.



FIGURA 5.13: Amostras inundadas na relação σ_1/σ_3 de 3.

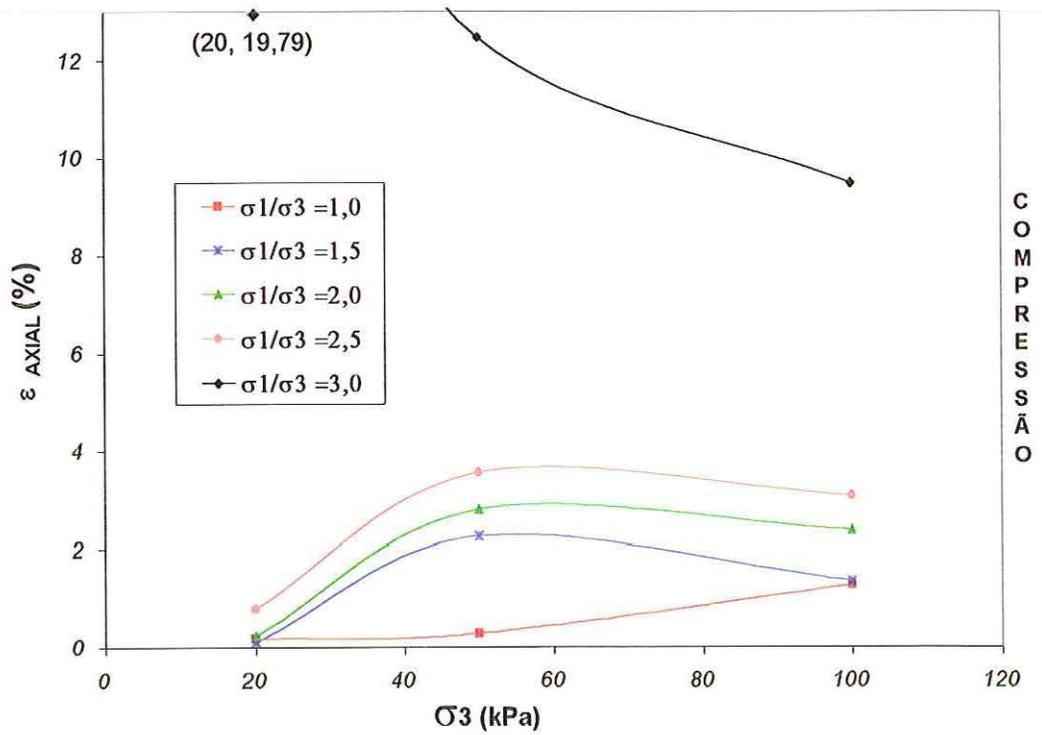


FIGURA 5.14: Deformações axiais por umedecimento versus tensão confinante.

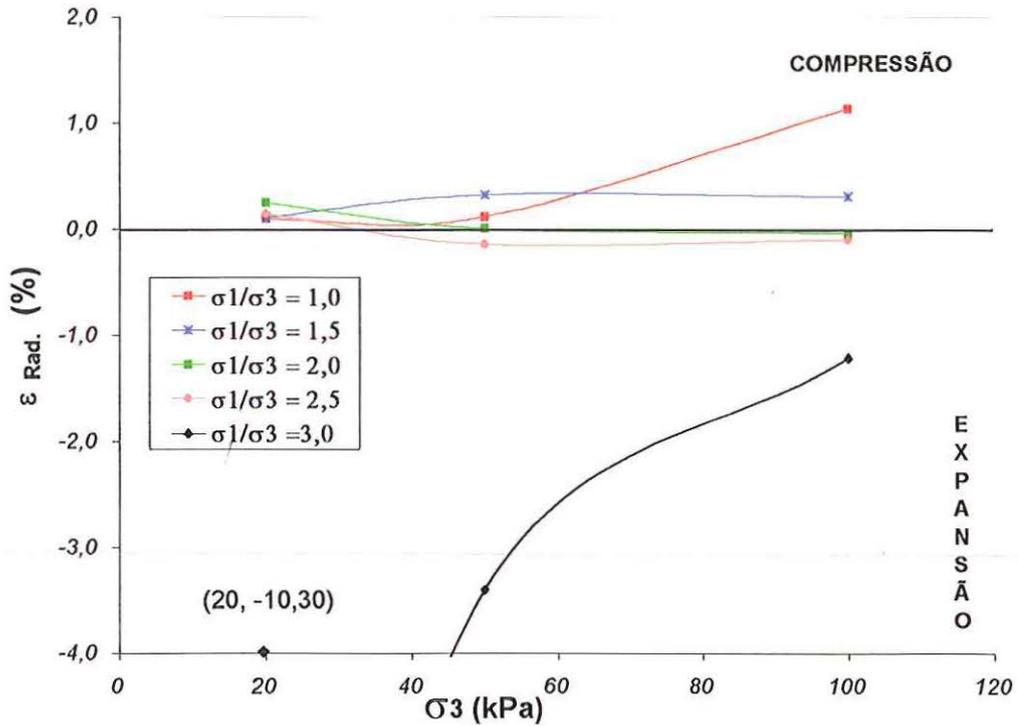


FIGURA 5.15: Deformações radiais por umedecimento versus tensão confinante.

Através da Figura 5.15, percebe-se que o solo sofre expansão lateral apenas quando é inundado sob relação σ_1/σ_3 maior ou igual a 2.

Nota-se que as amostras confinadas com 50 e 100 kPa apresentam deformações axiais crescentes e radiais decrescentes com a relação σ_1/σ_3 . Já as amostras confinadas com 20 kPa apresentam deformações axiais e radiais reduzidas quando comparadas com as amostras confinadas com 50 e 100 kPa.

Comparando-se as deformações axiais e radiais (Figura 5.14 e 5.15) com as deformações volumétricas (Figura 5.12), percebe-se que as deformações volumétricas são mais fortemente influenciada pela variação da tensão confinante. Conforme visualizado na Figura 5.12, estas apresentam comportamento parabólico quando relacionado com a tensão confinante; fato este não tão marcante na componente axial e ausente na componente radial.

Calculando-se os potenciais de colapso axial obtidos nos ensaios triaxiais, e comparando-os com os dos ensaios edométricos, em função da tensão axial, obtêm-se a Figura 5.16.

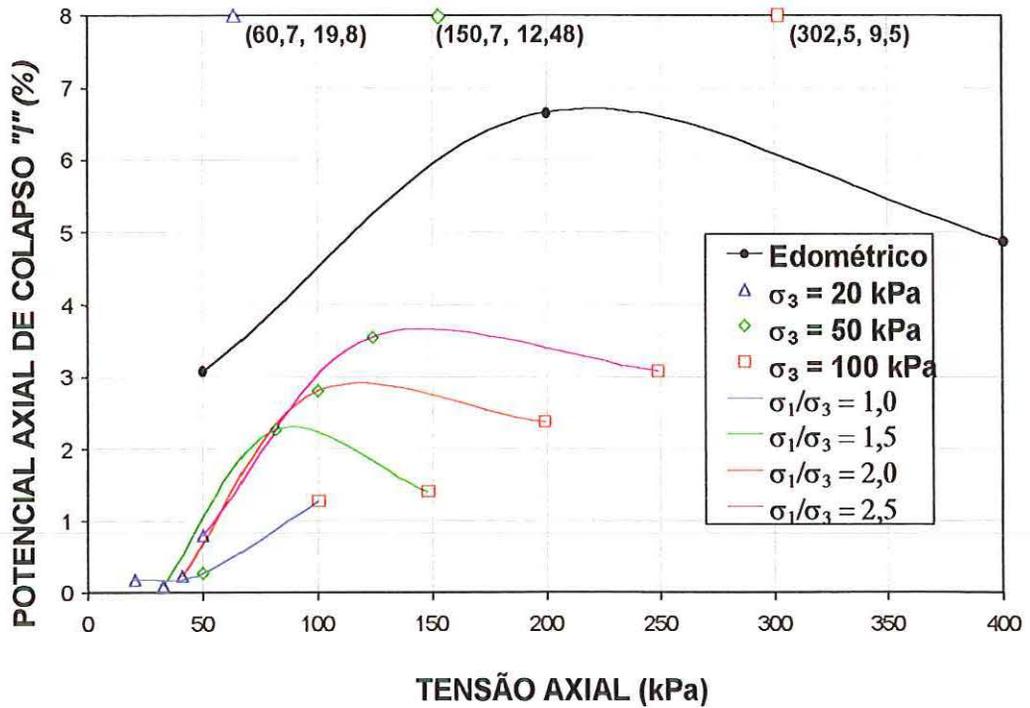


FIGURA 5.16: Potenciais de colapso axiais versus tensão axial.

Os valores de I obtidos nos ensaios de carregamento triaxial mostram valores reduzidos de colapso axial quando comparados com os obtidos nos ensaios edométricos. Tal fato mostra uma possível influência das deformações laterais produzidas nos ensaios triaxiais, pois, além das deformações axiais, a amostra pode ser comprimida lateralmente quando confinada. Dessa forma ocorre uma maior redução de índice de vazios, conduzindo assim a um valor menor de colapso axial.

5.3 ENSAIOS EDMÉTRICOS COM SUCÇÃO CONTROLADA

Inicialmente serão mostradas as curvas de compressão edométrica obtidas em cada ensaio de cada série. Os resultados estão plotados conforme descrito no item 5.1. Quanto as deformações proporcionadas pela redução e ciclagem de sucção, estas são apresentados em gráficos separados para uma melhor visualização.

Os ensaios são identificados pela sigla SC (sucção controlada), seguida da numeração da trajetória de sucção empregada (1, 2 ou 3) e sucção inicial da amostra (50, 100, 200 ou 400 kPa). As características de cada ensaio são apresentadas nas Tabelas XII, XIII e XIV, nestas tabelas o índice I (%) representa o colapso total da amostra, ou seja, a deformação máxima alcançada pelo solo devido à redução da sucção até 0kPa.

- **Resultados obtidos na primeira série:**

É importante lembrar que a trajetória de sucção empregada nesta série refere-se a ciclagem de sucção entre 50 e 30 kPa duas vezes, depois a sucção conduzida a 10 kPa e finalmente reduzida a 0 kPa . As curvas edométricas desta série são apresentadas nas Figuras 5.17 a, b, c e d.

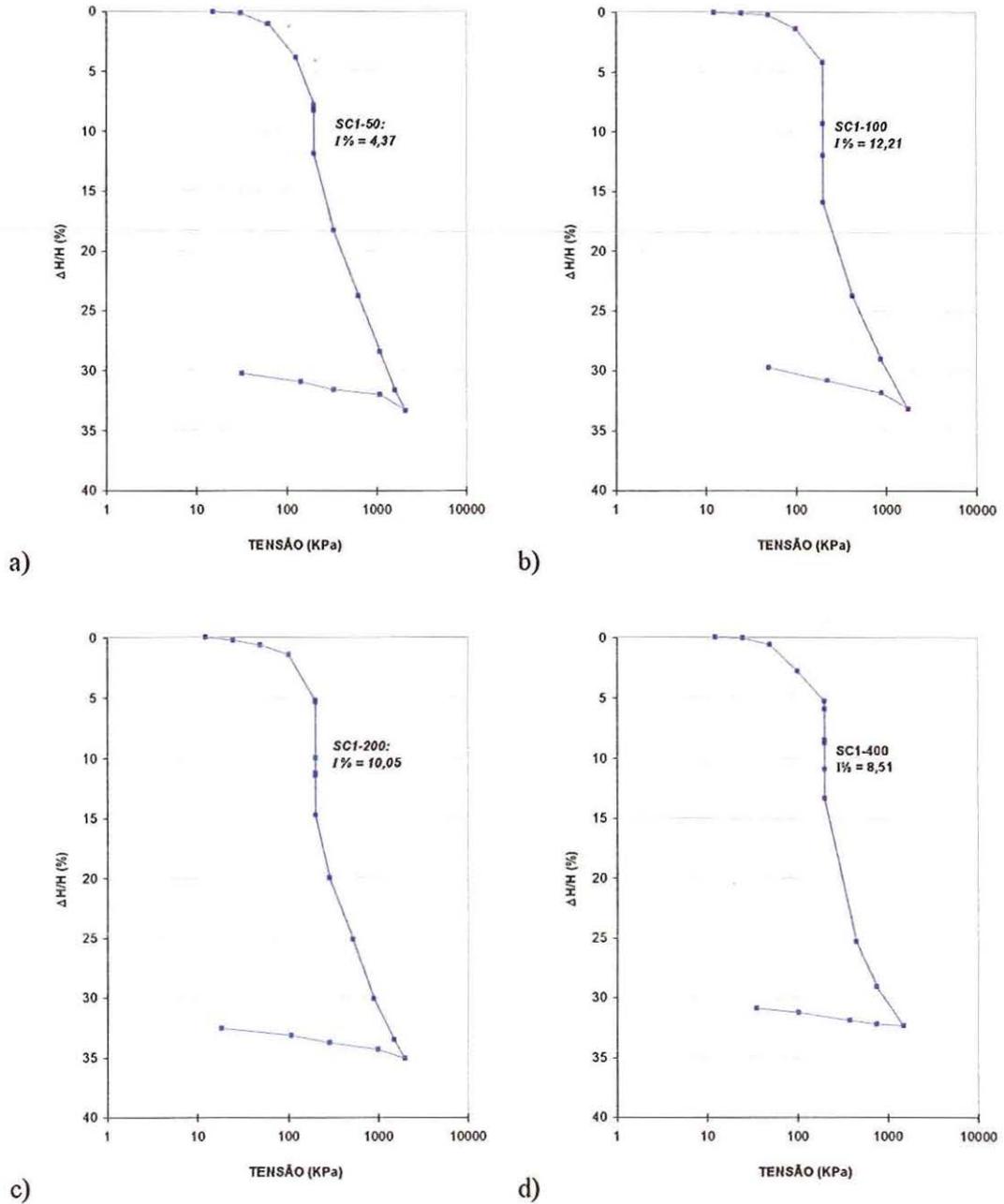


FIGURA 5.17: Curvas de compressão edométricas a) sucção inicial de 50kPa, b) sucção inicial de 100kPa, c) sucção inicial de 200kPa, e d) sucção inicial de 400kPa. Umedecimento na sobrecarga de 200 kPa.

TABELA XII: Características dos ensaios edométricos da séries SC1

Ensaio	w (%)	e_i	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	H_{ai} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
SC1-50	17,8	1,055	50	23,22	1,01	4,37
SC1-100	17,3	1,094	100	23,96	2,92	12,21
SC1-200	18,5	1,025	200	23,78	2,39	10,05
SC1-400	17,5	1,127	400	23,96	2,04	8,51

As deformações produzidas pela redução e ciclagem da sucção são apresentados na Figura 5.18.

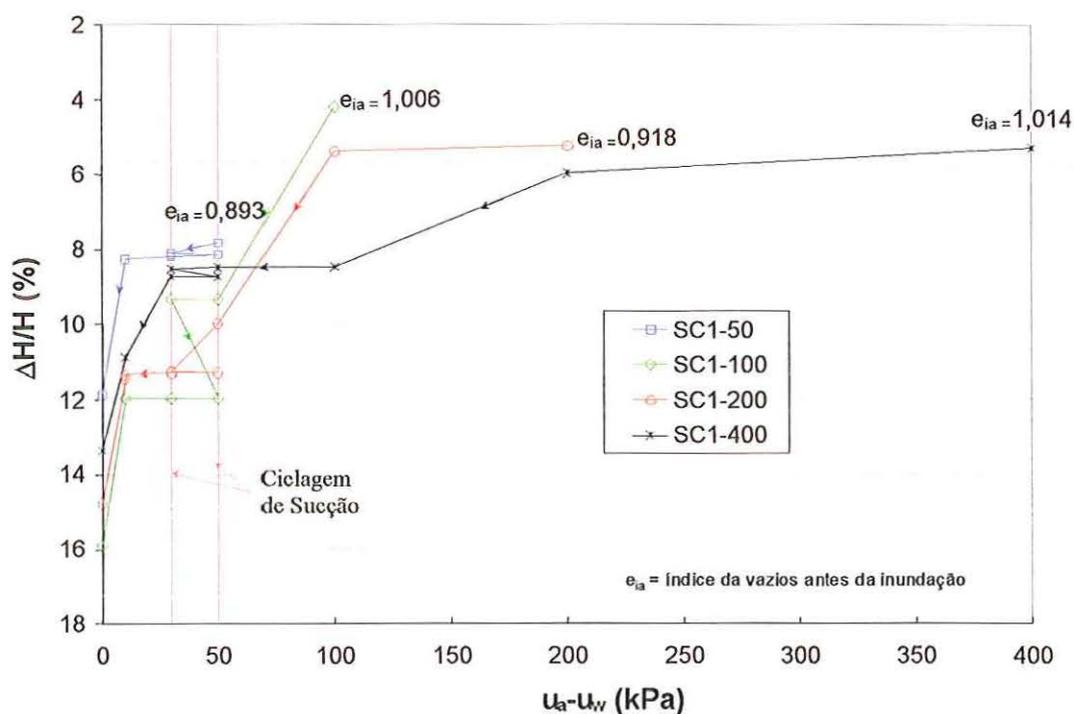


FIGURA 5.18: Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção. Ensaio da série SC1, com sucção reduzida paulatinamente na sobrecarga de 200 kPa.

- **Resultados obtidos na Segunda série:**

A trajetória de sucção empregada nesta série refere-se a ciclagem inicial de sucção entre 50 e 30 kPa (2 ciclagens), e uma posterior ciclagem de sucção entre 50 e 0 kPa (3 ciclagens). As figuras 5.19 a, b, c e d apresentam as curvas de compressão edométricas.

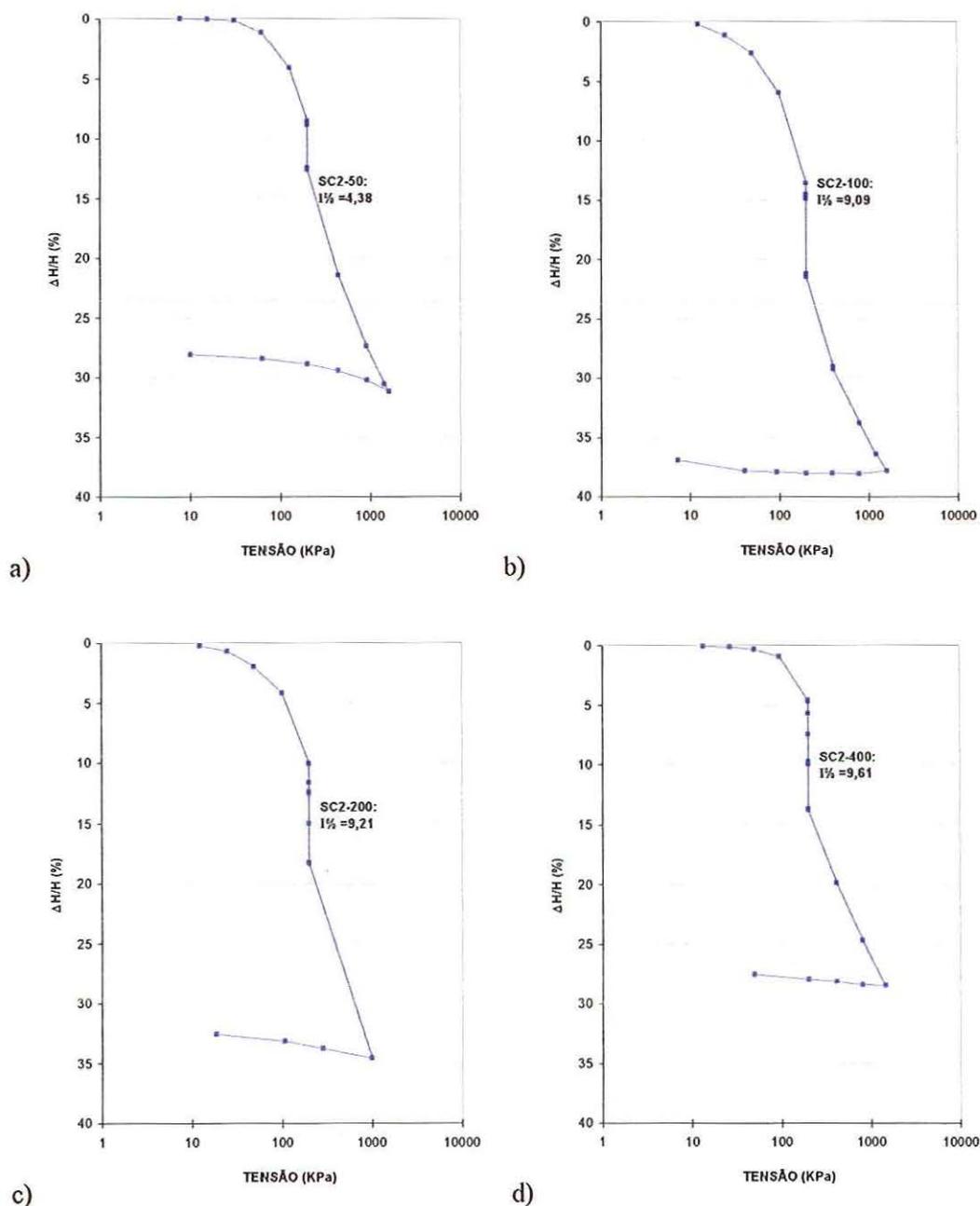


FIGURA 5.19: Curvas de compressão edométricas a) sucção inicial de 50 kPa, b) sucção inicial de 100 kPa, c) sucção inicial de 200 kPa e d) sucção inicial de 400 kPa. Umedecimento na sobrecarga de 200 kPa.

TABELA XIII: Características dos ensaios edométricos da séries SC2

Ensaio	w (%)	e_i	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	H_{ai} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
SC2-50	18,1	1,091	50	23,040	1,015	4,37
SC2-100	18,3	1,208	100	21,620	1,965	9,09
SC2-200	18,9	1,132	200	22,570	2,080	9,21
SC2-400	19,1	1,165	400	24,805	2,385	9,61

A Figura 5.20 apresenta as deformações produzidas pela variação da sucção nos ensaios da série SC2.

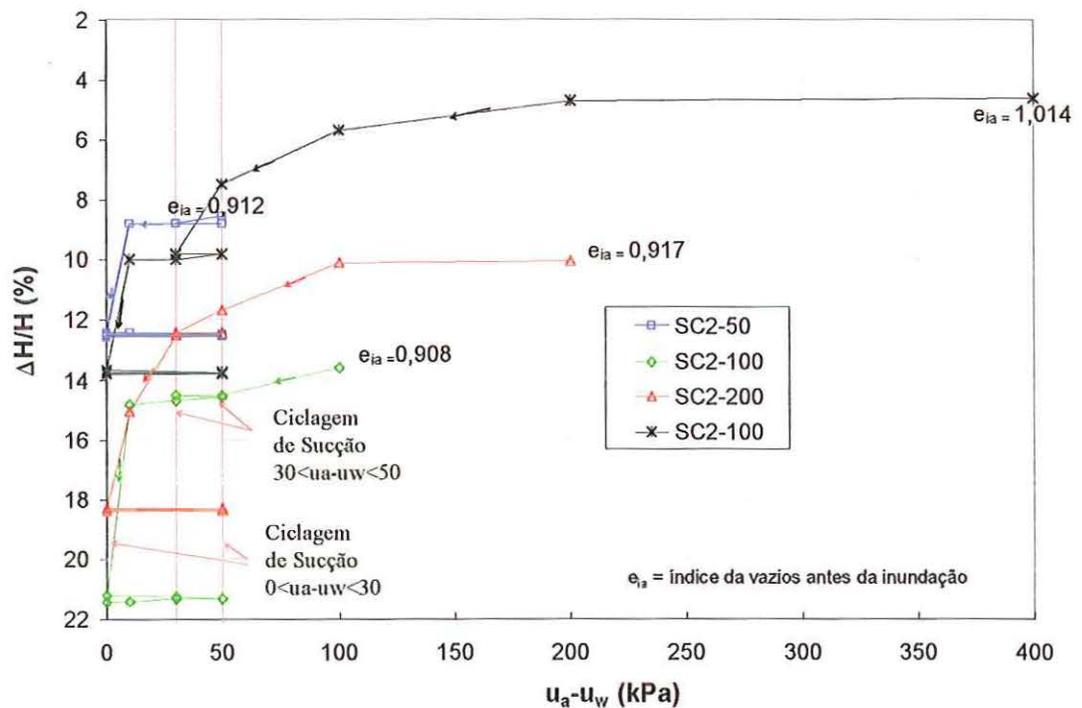


FIGURA 5.20: Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção. Ensaio da série SC2, com sucção reduzida paulatinamente na sobrecarga de 200 kPa.

- **Resultados obtidos na Terceira série:**

A trajetória de sucção utilizada nesta série refere-se a ciclagem de sucção entre 50 e 10 kPa 2 vezes, sendo posteriormente a sucção conduzida a 5 kPa e finalmente reduzida a 0 kPa. A Figura 5.21 a, b, c e d mostram as curvas edométricas desta série.

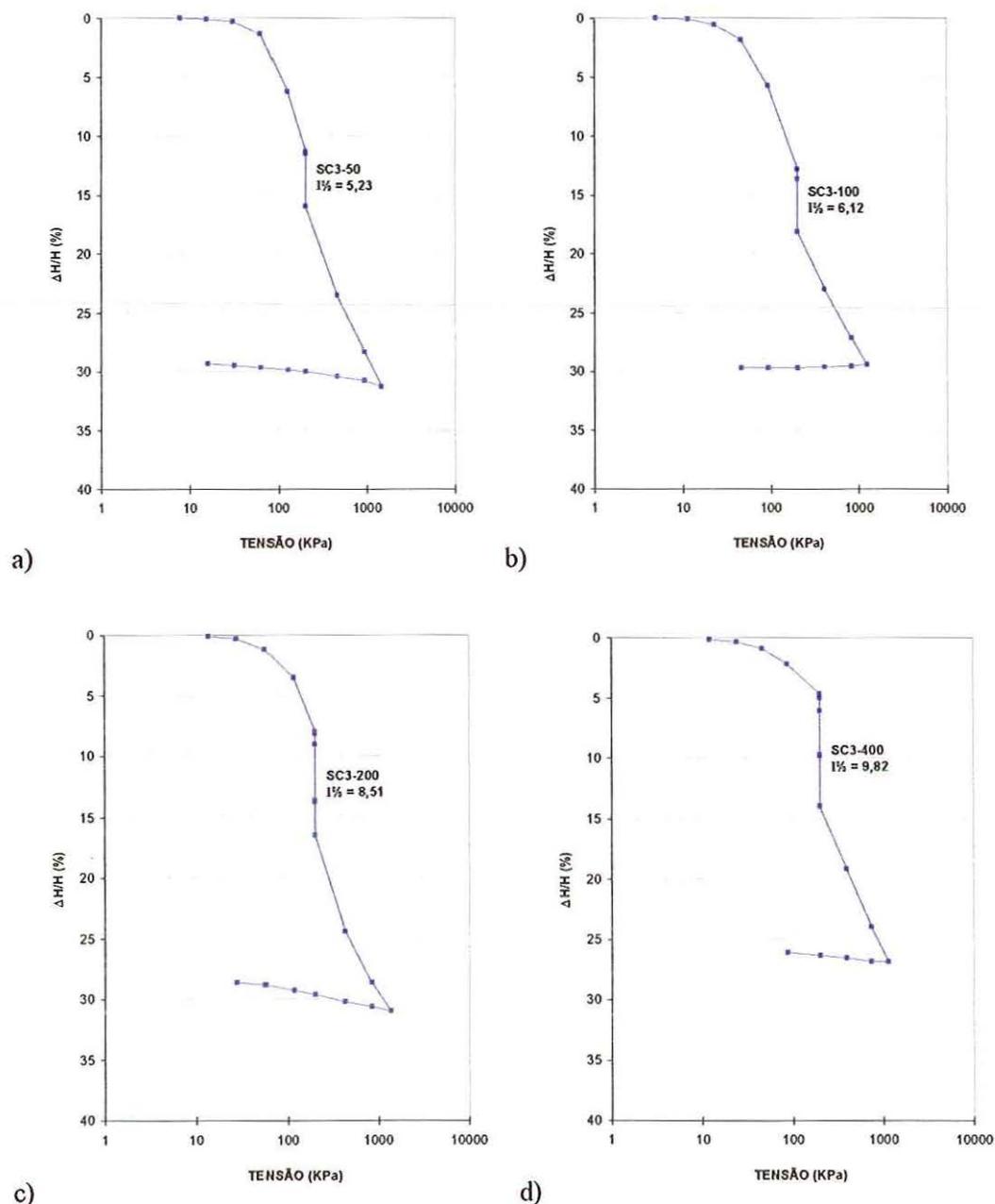


FIGURA 5.21: Curvas de compressão edométricas a) sucção inicial de 50 kPa, b) sucção inicial de 100 kPa, c) sucção inicial de 200 kPa e d) sucção inicial de 400 kPa. Umedecimento na sobrecarga de 200 kPa.

TABELA XIV: Características dos ensaios edométricos da séries SC2

Ensaio	w (%)	e_i	$(u_a - u_w)_i$ (kPa)	H_{ai} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
SC3-50	18,1	1,184	50	22,43	1,17	5,23
SC3-100	18,1	1,096	100	21,80	1,33	6,12
SC3-200	18,1	1,132	200	23,17	2,12	9,17
SC3-400	17,1	1,134	400	23,84	2,34	9,82

A Figura 5.22 mostra as deformações produzidas pela variação da sucção nos ensaios da série SC3.

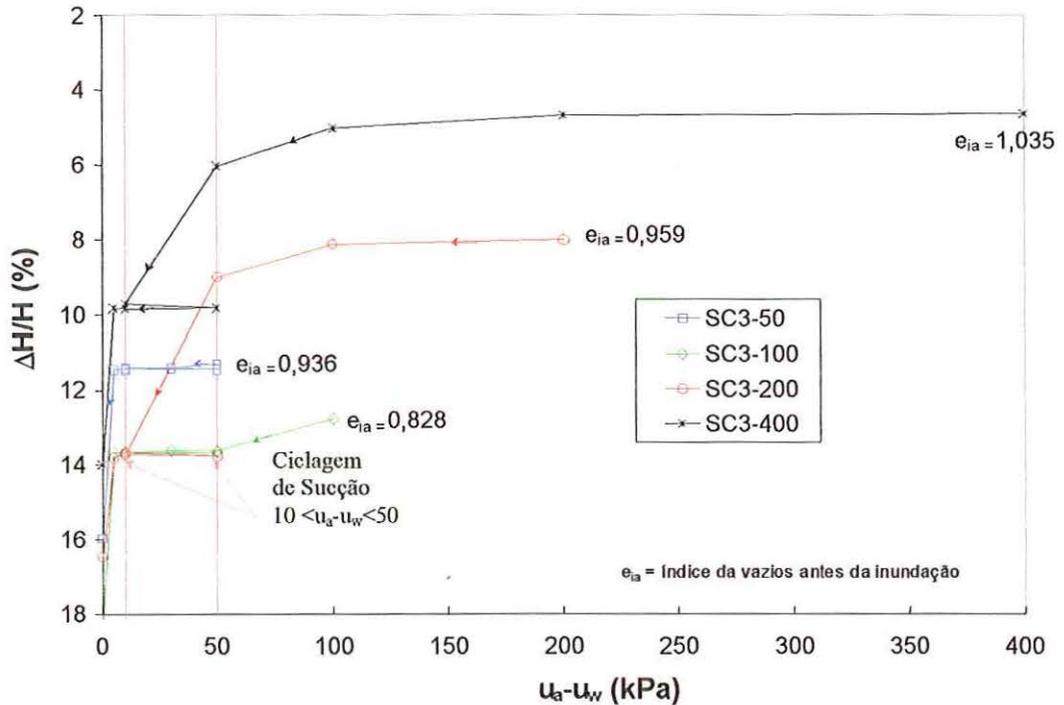


FIGURA 5.22: Deformações proporcionadas pela redução e ciclagem da sucção. Ensaios da série SC3, com sucção reduzida paulatinamente na sobrecarga de 200 kPa.

Plotando-se os diversos valores de potenciais de colapso (I), encontrados nos 12 ensaios edométricos com sucção controlada, tem-se ao gráfico da Figura 5.23. Observa-se uma relação entre sucção inicial e potencial de colapso (I). As amostras ensaiadas, com

sucção inicial de 100, 200 e 400 kPa mostraram apreciáveis valores de potencial de colapso (I da ordem de 8,5%); por outro lado as amostras ensaiadas com sucção de 50 kPa apresentam valores de “ I ” menores (da ordem de 5%). Tal resultado pode ser explicado pelo fato de que valores elevados de sucção aumentam a rigidez da amostra, de tal forma que potencializa seu colapso.

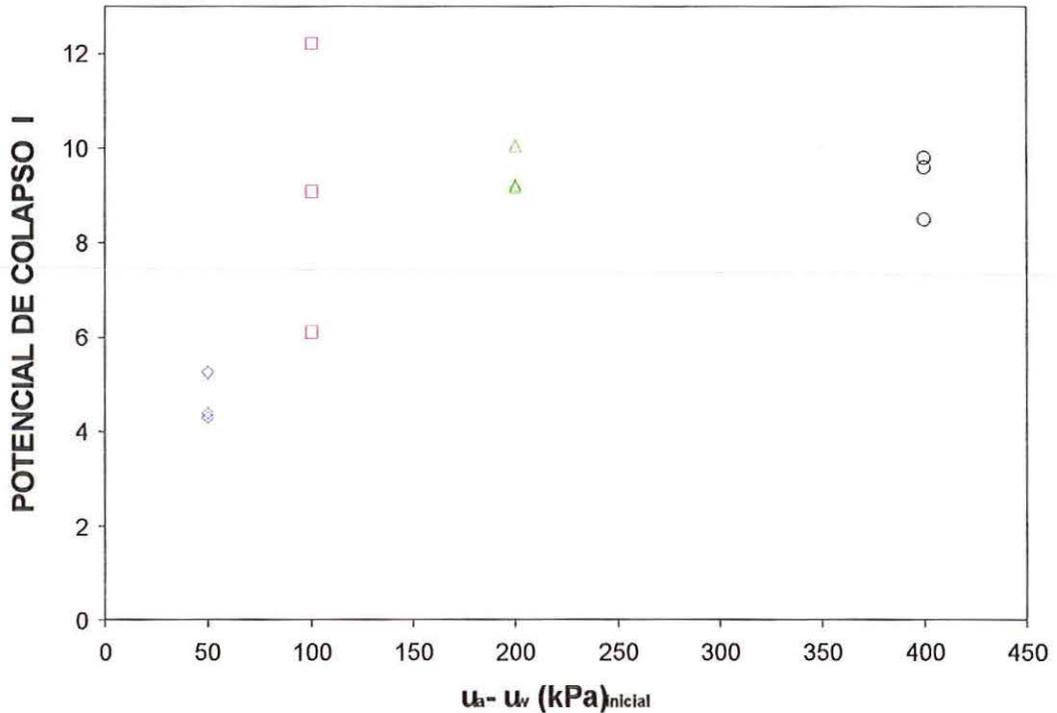


FIGURA 5.23: Variação do Potencial de colapso em função do valor de sucção inicial da amostra

Os resultados da Figura 5.23 podem ainda ser explicados pelo efeito de histerese da curva de retenção de água no solo, ou seja, quanto mais seco o solo, maior a quantidade de ar ocluso nos poros do solo. Dessa forma as amostras com sucções mais elevadas tendem a atingir a saturação com teores de umidades mais baixos, sendo portanto mais sensíveis à variação da sucção.

Na Figura acima percebe-se ainda um ponto mais elevado de coordenada 100, 12,21, que foge ao intervalo de variação de I . Tal resultado é possivelmente decorrente de deformação indesejável, provocada pelo acréscimo instantâneo da pressão de ar no interior da câmara (pontos A e B da Figura 5.24).

Quanto as deformações parciais causadas pela redução paulatina da sucção e pela ciclagem de umedecimento e secagem, estas são observadas nos gráficos a seguir. Os

gráficos das Figuras 5.24, 5.25 e 5.26 relacionam o valor da sucção matricial com a percentagem do colapso total ocorrido devido a cada fase de redução da sucção.

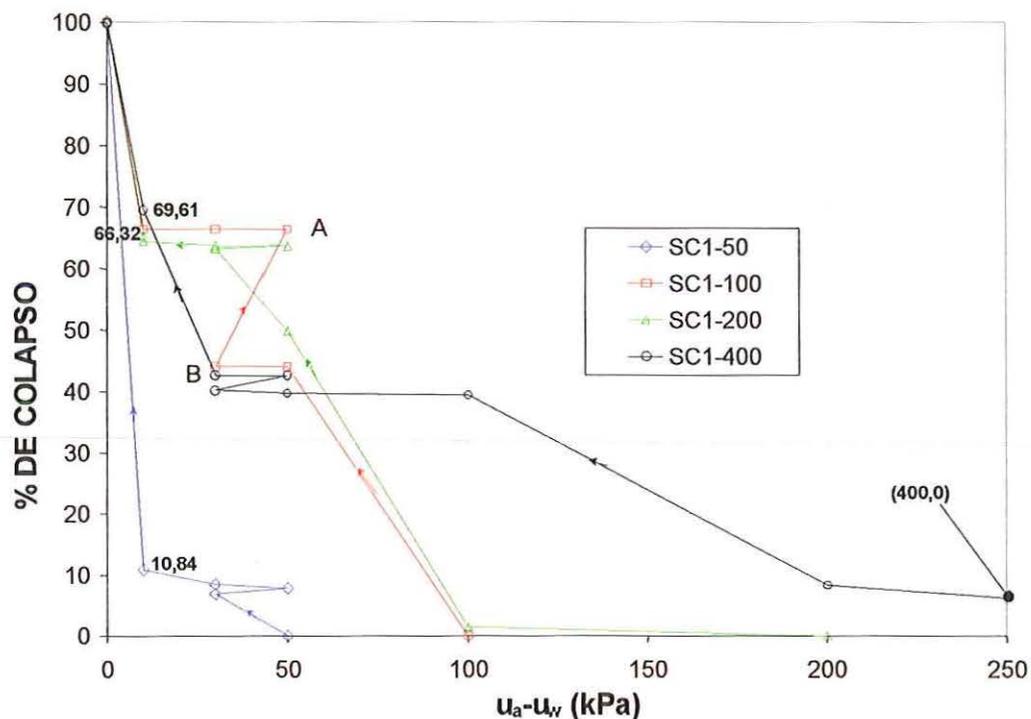


FIGURA 5.24: Percentagem de colapso ocorrido com a redução da sucção nos ensaios da série SC1.

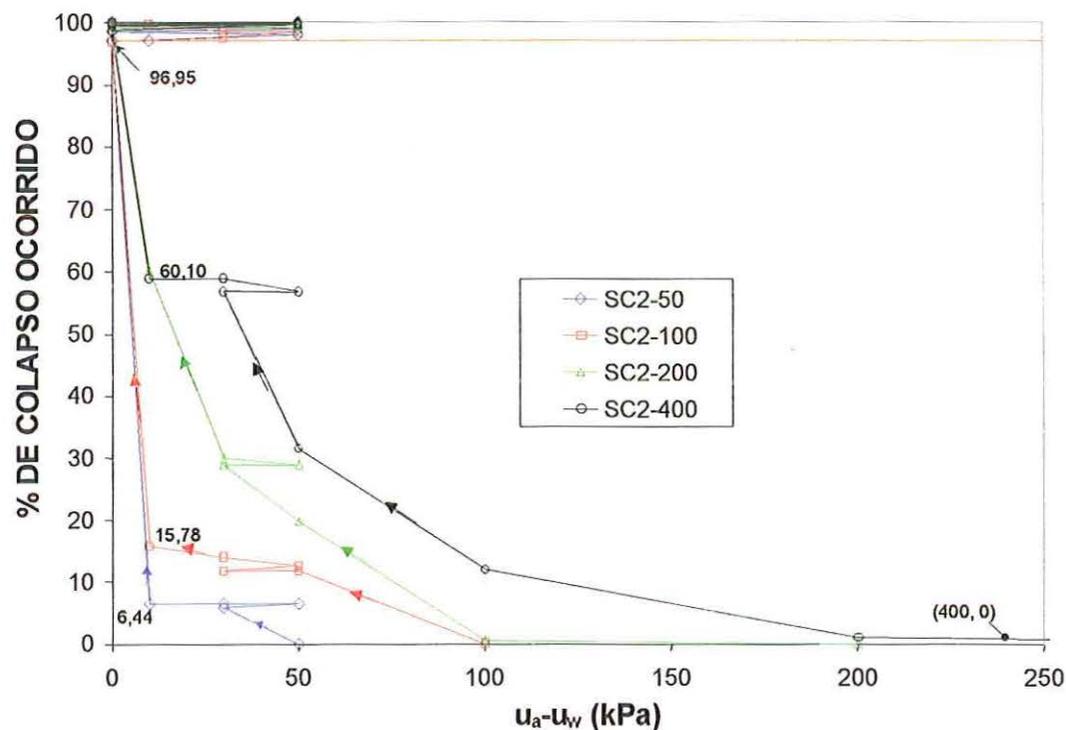


FIGURA 5.25: Percentagem de colapso ocorrido com a redução da sucção nos ensaios da série SC2

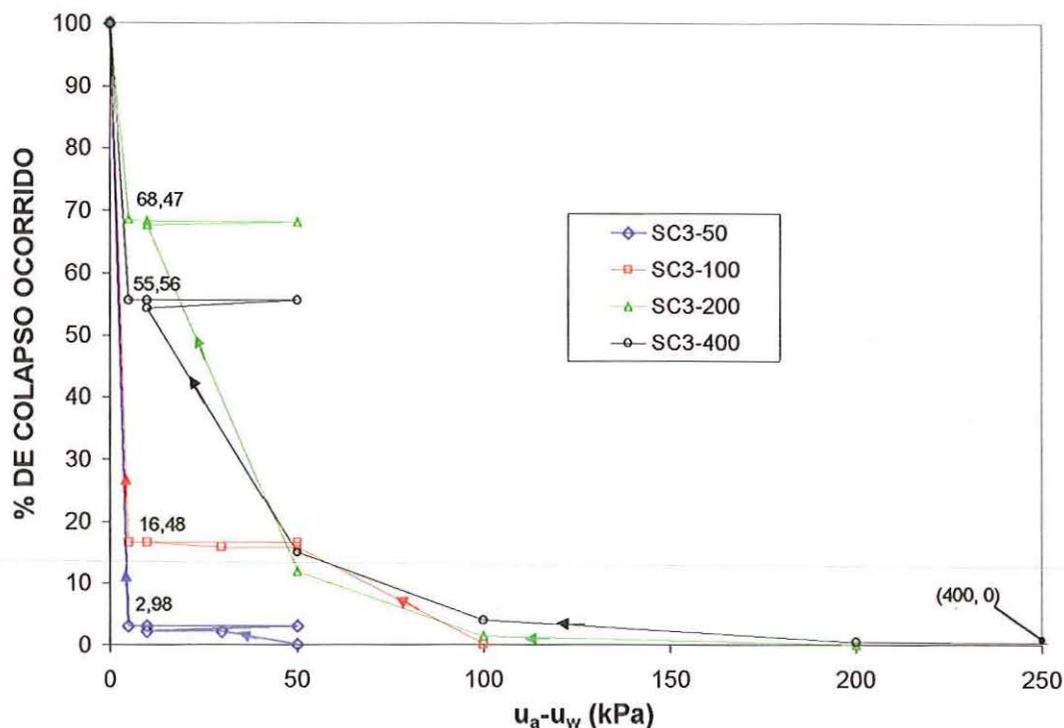


FIGURA 5.26: Percentagem de colapso ocorrido com a redução da sucção nos ensaios da série SC3.

Com exceção dos resultados obtidos na série SC1, percebe-se que quanto maior o valor da sucção inicial da amostra, mais distribuídas são as deformações por colapso devido ao umedecimento paulatino.

Amostras mais úmidas (sucção inicial de 50 e 100 kPa), suportam valores mais baixos de sucção da ordem de 10 e 5 kPa sem que se desencadeie uma parcela considerável do colapso total. Nota-se que grande parte do colapso total, ocorrido nas amostras com sucção inicial de 50 e 100 kPa, são desencadeadas quando o valor da sucção é reduzido bruscamente de 10 ou 5 para 0 kPa. Nas amostras com sucção inicial de 200 e 400 kPa aproximadamente 40 % do colapso total ocorre com a mesma redução de sucção; os outros 60% já foram desencadeados pela redução paulatina da sucção.

Nos ciclos de umedecimento e secagem produzidos nas séries SC1 e SC2, observa-se que quando as amostras são secadas e retornam ao valor de sucção de 30 kPa pela segunda vez, as mesmas apresentam deformações por colapso muito pequenas. As deformações produzidas na ciclagem de sucção da série SC3 (sucção variando entre 10 e 50 kPa e depois conduzida até 5kPa), apresentam comportamento semelhante às da série SC2 (sucção variando entre 50 e 30 kPa e depois é conduzida até 10 kPa). Nessa série (SC3), quando a sucção varia de 10 para 5 kPa, as deformações por colapso são insignificantes.

Pode-se assim dizer que a redução da sucção de 10 para 5kPa não provoca colapso; contudo tal valor reduzido de sucção é capaz de preservar a estrutura do solo, de sorte que uma parte considerável do colapso total ainda possa ocorrer quando a sucção é reduzida a zero. As Figuras 5.24, 5.25 e 5.26 ilustram o fato.

Tal resultado ainda pode ser melhor entendido analisando-se a curva de retenção d'água da Figura 4.2. Vê-se que o valor de entrada de ar é da ordem de 5 kPa, sendo assim, a água ó começa realmente a infiltrar-se no solo quando a amostra fica submetida a sucções inferiores a 5 kPa.

Nos ensaios da série SC2 , observa-se que os colapsos, desencadeados após a sucção ter atingido um valor nulo de sucção, são insignificantes, da ordem de 3% do colapso total.

6. MODELAGENS

Os resultados obtidos pelos ensaios edométricos com sucção controlada são agora modelados. Utilizaram-se o modelo ALONSO et.al. (1990) e as modificações deste modelo propostas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998). Os resultados das modelagens foram então analisados objetivando verificar a capacidade destas 3 propostas em representar e prever o comportamento colapsível do solo em condições edométricas.

6.1 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE MODELAGEM

Cinco ensaios com sucção controlada foram feitos; sendo um deles na condição saturada. A partir dos resultados destes ensaios, determinaram-se os parâmetros necessários para cada modelagem. A Figura 6.1 fornece as curvas de compressão edométricas encontradas para cada ensaio. Para a construção deste gráfico foi utilizado o índice de vazios inicial médio para todas as amostras, de forma que todas as curvas saíssem do mesmo ponto de partida. Este procedimento facilita a visualização do enrijecimento produzido na amostra devido ao acréscimo de sucção. As Tabelas XV, XVI e XVII fornecem os parâmetros usados para a modelagem de ALONSO et. al. (1990), e as propostas de FUTAI(1997) e MACHADO (1998), respectivamente.

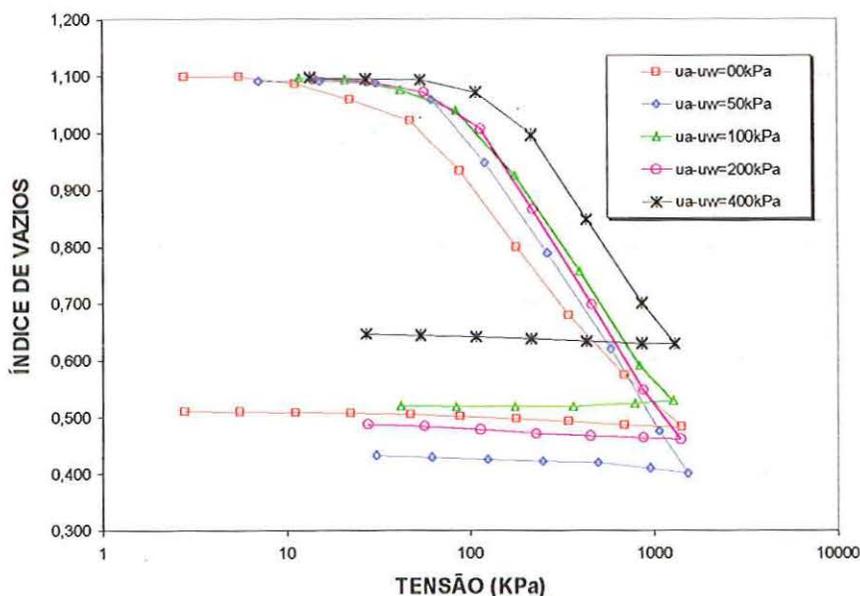


FIGURA 6.1: Curvas de compressão edométricas com sucções matriciais diferentes.

- **Modelagem segundo ALONSO et. al. (1990):**

Para a modelagem de ALONSO et. al. (1990) foram utilizados os pontos das curvas edométricas onde a sobrecarga é menor que 200 kPa. Dessa forma pôde-se extrair os parâmetro de compressão elastopástico ($\lambda(s)$) condizentes com a formulação proposta pelo autor, ou seja, valores de $\lambda(s)$ decrescentes com a sucção. Os parâmetros obtidos para a formulação são apresentados na Tabela abaixo:

TABELA XV: Parâmetros para a modelagem de ALONSO et. al (1990).

<i>Parâmetro</i>	<i>Valor</i>
λ_o	0,1983
β	0,0105 kPa ⁻¹
r	0,5670
P^c	8,8 kPa
P_o^*	47,0 kPa
k	0,0076

A variação de $\lambda(s)$ com o acréscimo da sucção é dado pela equação 2.23. Substituindo-se os parâmetros desta equação pelos fornecidos na Tabela XV chega-se na equação 6.1

$$\lambda(s) = \lambda(o)[(1-r) \cdot \exp(-\beta s) + r] \quad (2.23)$$

$$\lambda(s) = 0,1983 [(1-0,5670) e^{(-0,0105 \cdot s)} + 0,5670] \quad (6.1)$$

Onde s é a sucção matricial.

A curva de escoamento, LC (Loading Collapse), é matematicamente expressa através da equação 2.21. Substituindo-se os índices desta equação pelos fornecidos na Tabela XV, chega-se na equação 6.2

$$\frac{P_o}{P^c} = \left(\frac{P_o^*}{P^c} \right)^{\frac{\lambda(o)-k}{\lambda(s)-k}} \quad (2.21)$$

$$\frac{P_o}{8,8} = \left(\frac{47,0}{8,8} \right)^{\frac{(0,1983-0,0076)}{(\lambda(s)-0,0076)}} \quad (6.2)$$

Onde $\lambda(s)$ é o parâmetro de compressão elastoplástico do solo com sucção (s) e P_o a respectiva tensão de escoamento para um solo com a mesma sucção “ s ”.

Os dados experimentais se ajustam as equações 6.1 e 6.2 conforme mostram as Figuras 6.2 e 6.3. São apresentados nestas Figuras o valor do coeficiente de determinação r^2 . Este valor mostra o quanto próximo a modelagem se apresenta dos valores experimentais; valores de r^2 próximos de 1 indicam um bom ajuste entre os pontos modelados e experimentais. Para o cálculo de r^2 utilizou-se a seguinte formulação:

$$r^2 = (\text{Variação Total} - \text{Variação não Explicada}) / (\text{Variação Total}) \quad (6.3)$$

$$\text{onde: Variação Total} = \sum (y_i - \bar{y})^2 \quad (6.4)$$

$$\text{Variação não Explicada} = \sum (y_i - y_m)^2 \quad (6.5)$$

y_i = ordenada do ponto i experimental;

\bar{y} = ordenada média dos pontos i experimentais;

y_m = ordenada dos pontos i modelado.

Na figura 6.2, foi necessário excluir o ponto com sucção de 200 kPa, uma vez que este se mostrou muito discordante da aparente função de variação de $\lambda(s)$ com a sucção.

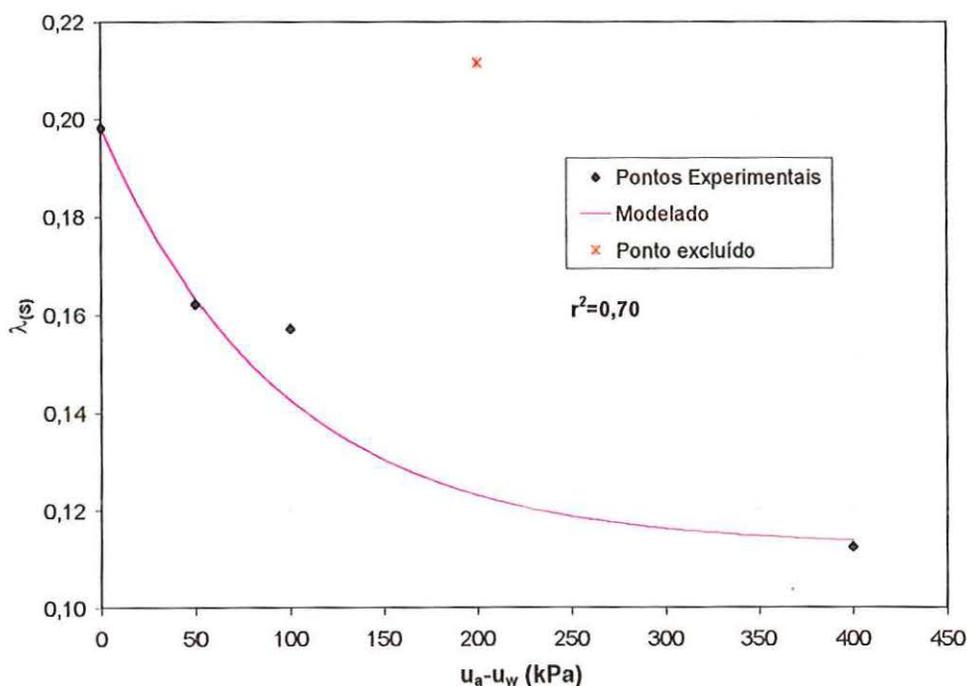


FIGURA 6.2: Variação $\lambda(s)$ com a sucção. ALONSO et. al (1990).

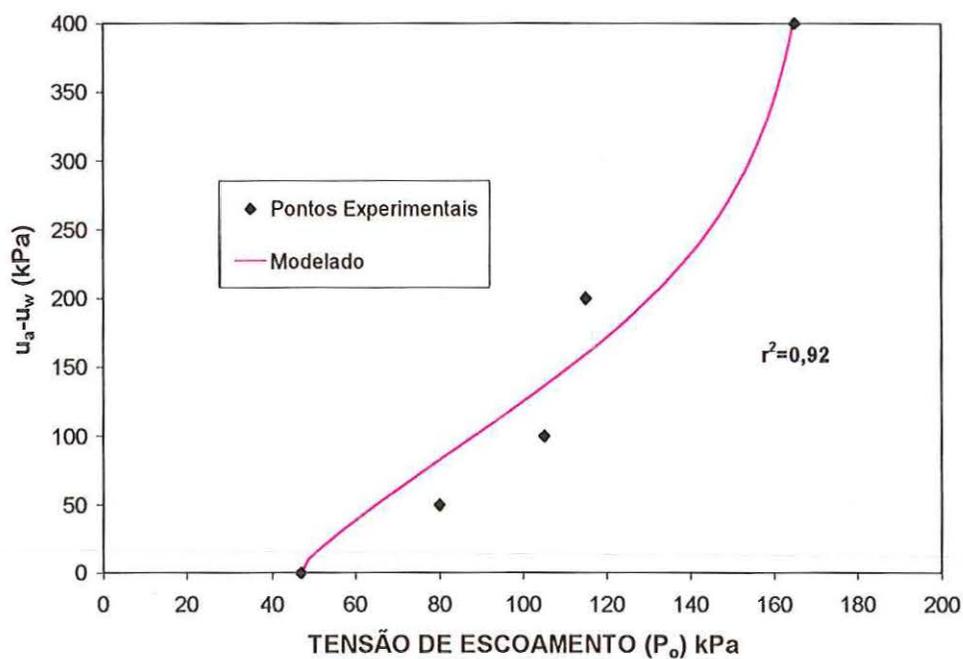


FIGURA 6.3: Variação da tensão de escoamento P_o com a sucção. ALONSO et. al (1990).

- Modelagem segundo FUTAI (1997)

Os parâmetros utilizados na proposta de FUTAI (1997) são fornecidos na Tabela XVI. Na aplicação desta formulação utilizou-se todos os pontos da curva de compressão edométrica.

TABELA XVI: Parâmetros para a modelagem de segundo a proposta de FUTAI (1997).

Parâmetro	Valor
λ_o	0,1913
λ_ω	0,2269
k_o	0,0200
k_ω	0,0036
χ	0,0250 kPa ⁻¹
β	0,0129 kPa ⁻¹
P_f	130.000 kPa
P_o^*	47,0 kPa

Neste modelo, o autor formula a variação do parâmetro de compressão elástico ($k_{(s)}$) e elastopástico ($\lambda_{(s)}$) com a sucção através das equações 2.38 e 2.39; a curva LC é calculada através da equação 2.40. Substituindo-se os índices destas equações pelos parâmetros fornecidos na tabela XVII chega-se nas equações 6.3, 6.4 e 6.5.

$$k_{(s)} = 0,0200 + [0,0036 - 0,0200] \cdot (1 - e^{(-0,0250 \cdot s)}) \quad (6.3)$$

$$\lambda_{(s)} = 0,1913 + [0,2340 - 0,1913] \cdot (1 - e^{(-0,0129 \cdot s)}) \quad (6.4)$$

Onde s é a sucção matricial.

$$\frac{P_o}{P_{atm}} = e^{\left\{ \frac{1}{\lambda_{(s)} - k_{(s)}} \left[(\lambda_{(s)} - 0,1913) \ln \left\{ \frac{45,000}{P_{atm}} \right\} + (0,1913 - k_{(s)}) \ln \left\{ \frac{47}{P_{atm}} \right\} \right] \right\}} \quad (6.5)$$

Onde P_o é a tensão de escoamento para uma determinada sucção matricial e $k_{(s)}$ e $\lambda_{(s)}$ são parâmetros calculados nas equações 6.3 e 6.4. Os dados experimentais são ajustados as equações supracitadas, chegando-se aos seguintes resultados apresentados nas Figuras 6.4, 6.5 e 6.6.

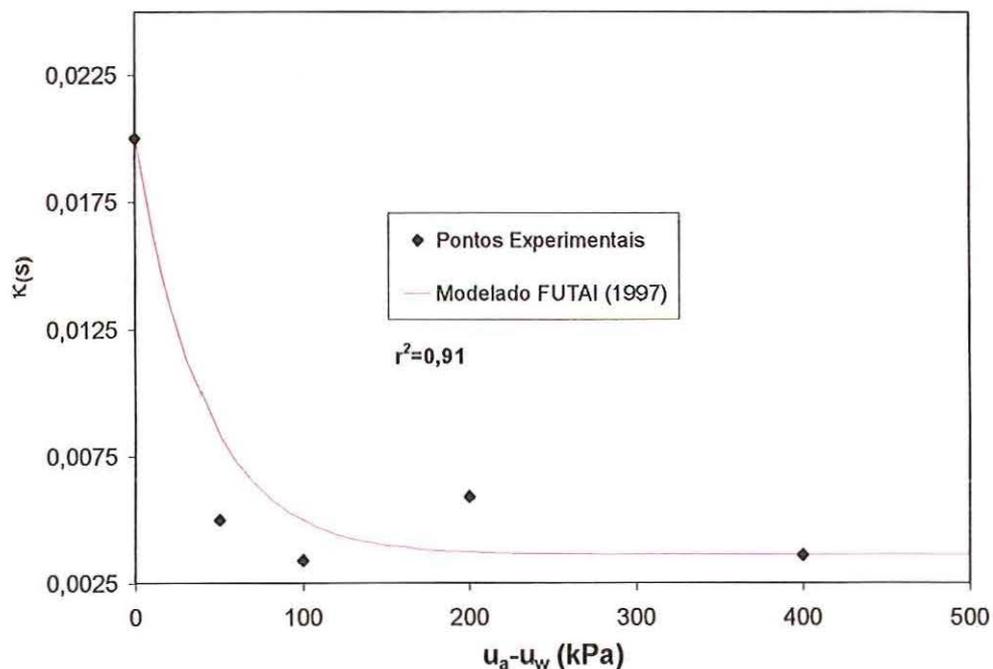


FIGURA 6.4: Variação de $k(s)$ com a sucção. FUTAI (1997).

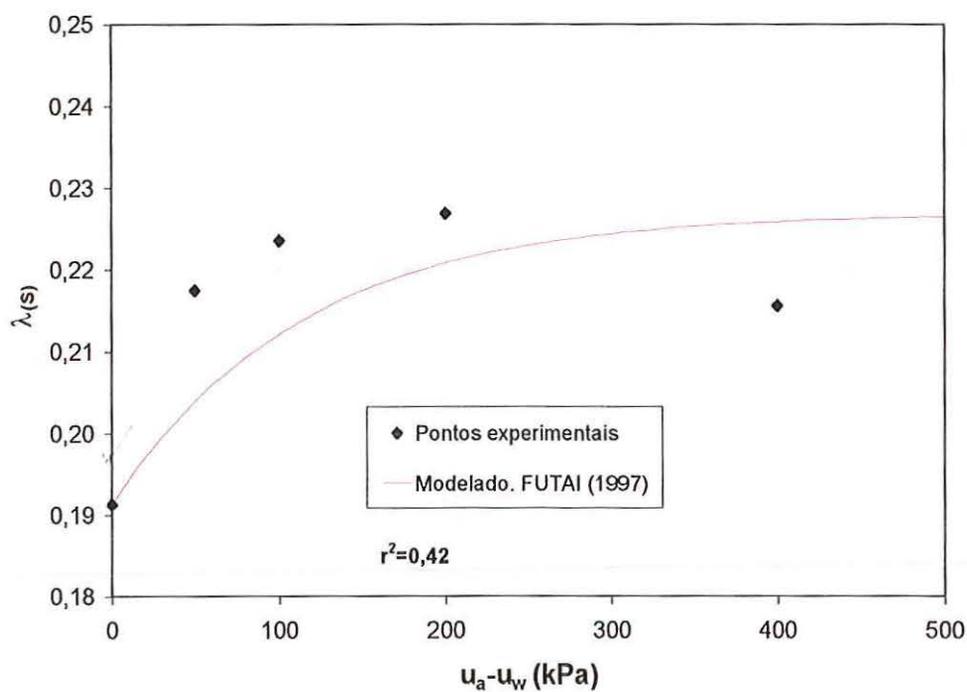


FIGURA 6.5: Variação de $\lambda(s)$ com a sucção. FUTAI (1997).

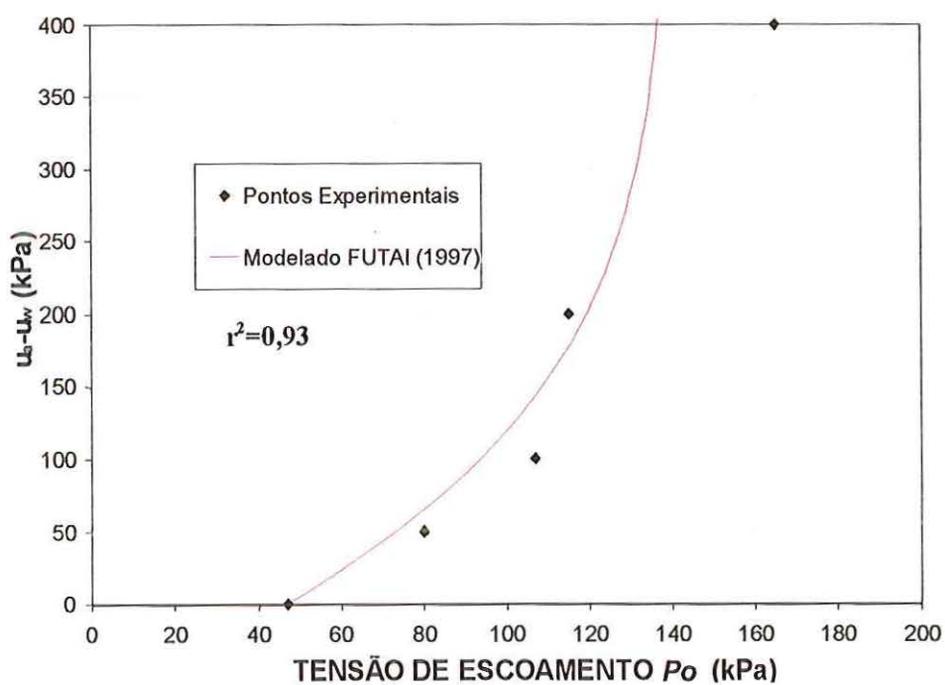


FIGURA 6.6: Variação da tensão de escoamento P_o com a sucção. FUTAI (1997).

- **Modelagem segundo MACHADO (1998):**

Os parâmetros para a modelagem do comportamento colapsível do solo, segundo MACHADO (1998), são:

TABELA XVII: Parâmetros para a modelagem de MACHADO (1998).

<i>Parâmetro</i>	<i>Valor</i>
λ_o	0,1913
k	0,0200
a_p	18,659
b_p	0,1762 kPa ⁻¹
a_λ	647,4
b_λ	24,8 kPa ⁻¹
P_o^*	47,0 kPa

A funções $\lambda_{(s)}$ e LC são representadas neste modelo através das equações 2.36 e 2.37, respectivamente. Substituindo-se os índices destas equações pelos parâmetros fornecidos pela Tabela XVII tem-se as equações 6.6 e 6.7.

$$\lambda_{(s)} = 0,1913 + \left(\frac{s}{647,4 + 24,8 \cdot s} \right) \quad (6.6)$$

$$P_o = \left(\frac{s}{18,659 + 0,1762 \cdot s} + 1 \right) \cdot 47,0 \left[\frac{0,1913 - 0,0200}{\lambda_{(s)} - 0,0200} \right] \quad (6.7)$$

Na equação 6.6 “s” representa o valor da sucção matricial, e na 6.7, $\lambda_{(s)}$ é o parâmetro de compressão elastoplástico para uma amostra ensaiada com sucção “s”

Para que ocorresse um bom ajuste do modelo ao pontos experimentais, foi necessário excluir o resultado do ensaio com sucção de 400 kPa. Este procedimento é justificado visto que a modelagem hiperbólica da variação de $\lambda_{(s)}$ com a sucção torna-se inconsistente com a utilização deste dado, assim sendo, todo o modelo fica comprometido quando este dado é aproveitado; Tal problema não foi desencadeado na formulação de FUTAI (1997), dessa forma, este dado foi incluído no cálculos propostos por FUTAI (1997)

Sendo assim, obteve-se índices (a_λ , b_λ , a_p e b_p) bem representativos da variação de $\lambda(s)$ e da variação de P_o com a sucção.

Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 6.7 e 6.8.

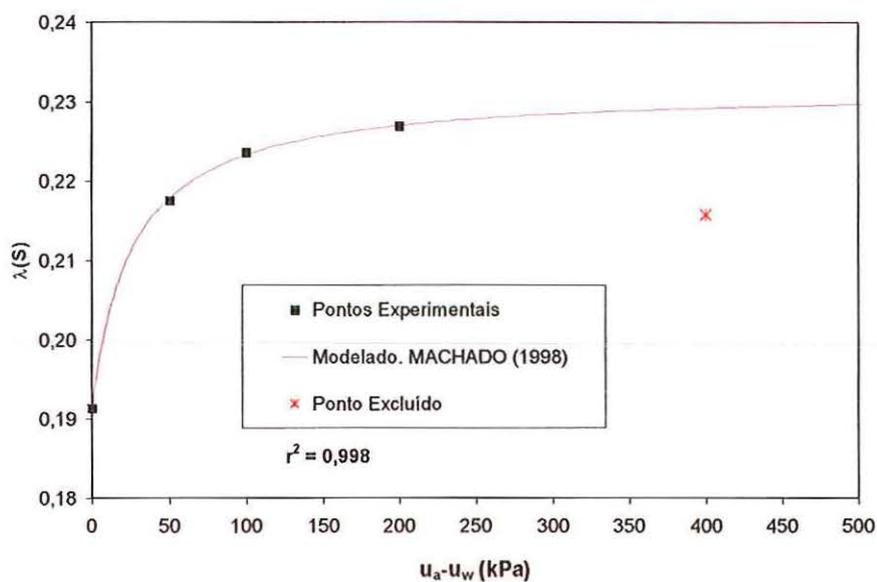


FIGURA 6.7: Variação de $\lambda(s)$ com a sucção. MACHADO (1998).

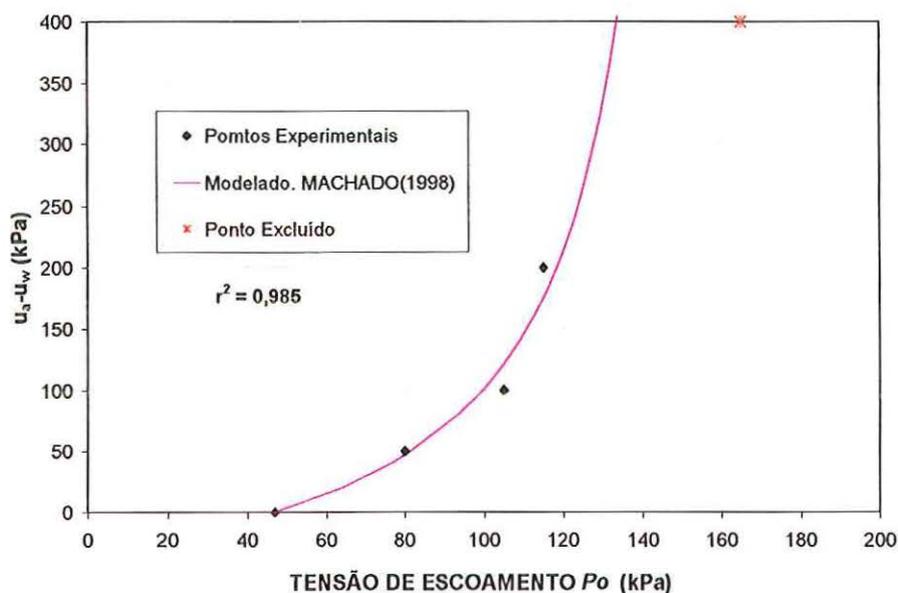


FIGURA 6.8: Variação da tensão de escoamento P_o com a sucção. MACHADO (1998).

6.2 RESULTADOS DAS MODELAGENS

Nas próximas Figuras são mostrados os resultados obtidos pelas 3 modelagens estudadas.

As deformações pertencentes ao domínio elástico foram calculadas com a equação 2.25, as deformações elastoplásticas são determinadas através da equação 2.27 e as deformações por umedecimento (colapso) são calculadas pela equação 2.28.

Os cálculos elaborados não consideraram possíveis expansões proporcionada pelo umedecimento ocorrido na região elástica do solo. Tal procedimento aparentemente não produz significativas alterações nos resultados, uma vez que o solo não apresentou em nenhum instante caráter expansivo.

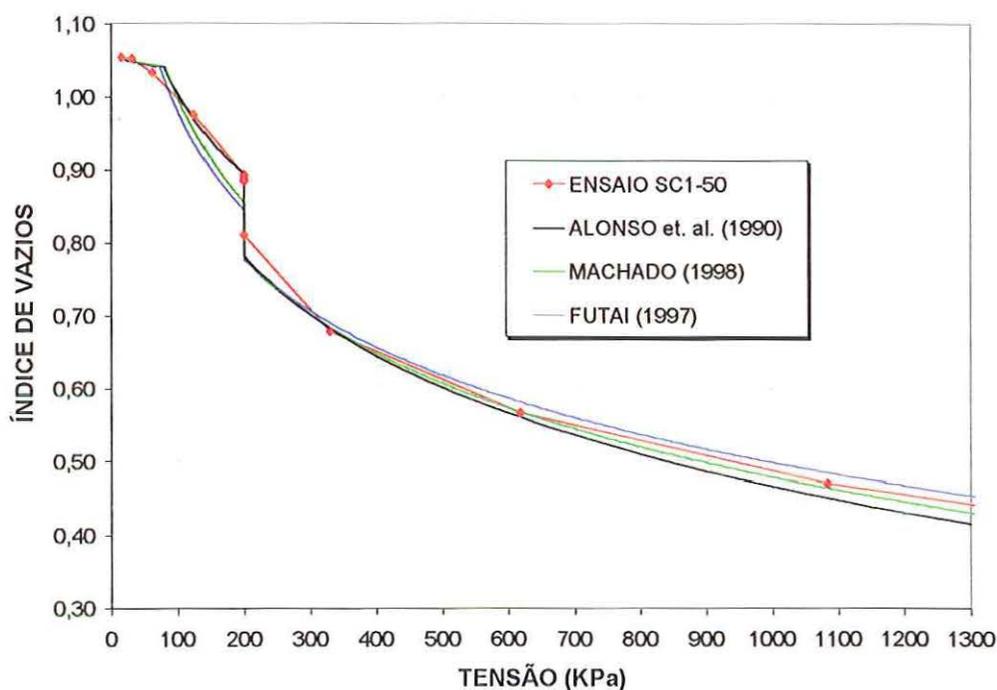


FIGURA 6.9: Modelagem do ensaio SC1-50.

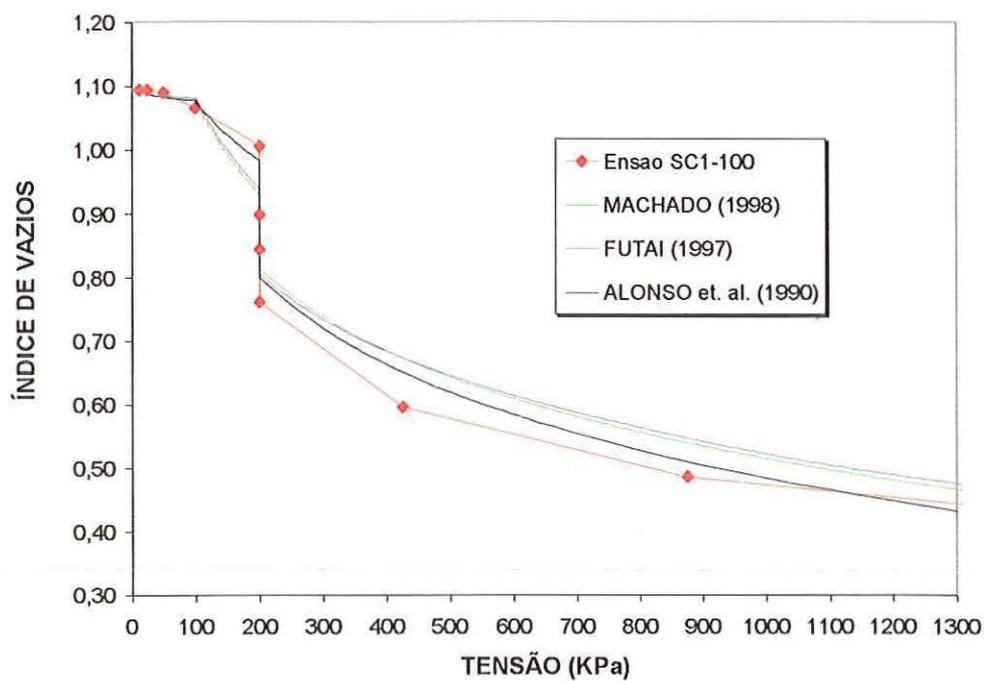


FIGURA 6.10: Modelagem do ensaio SC1-100.

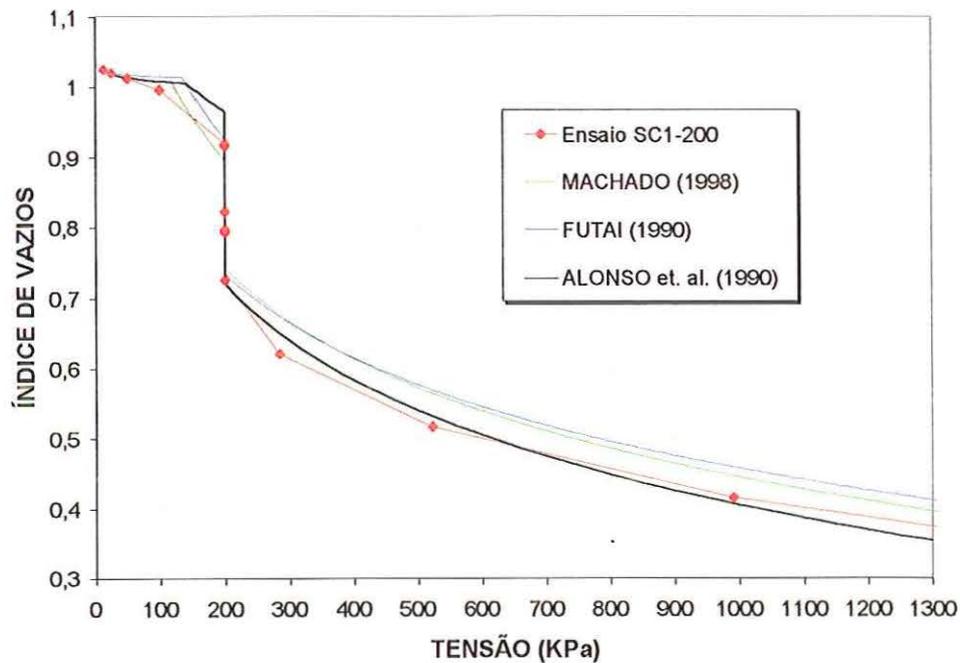


FIGURA 6.11: Modelagem do ensaio SC1-200.

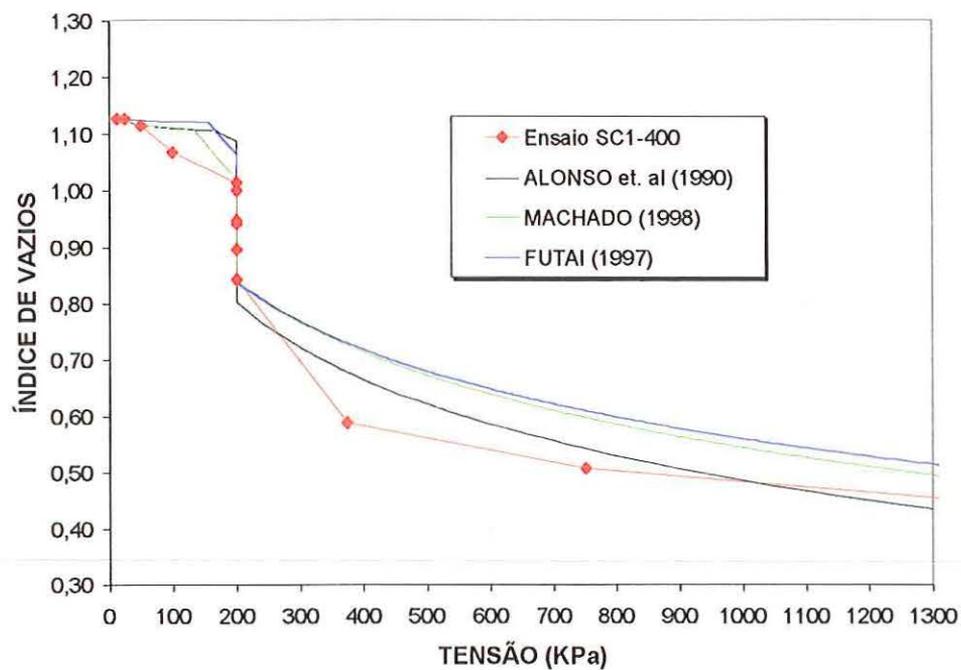


FIGURA 6.12: Modelagem do ensaio SC1-400.

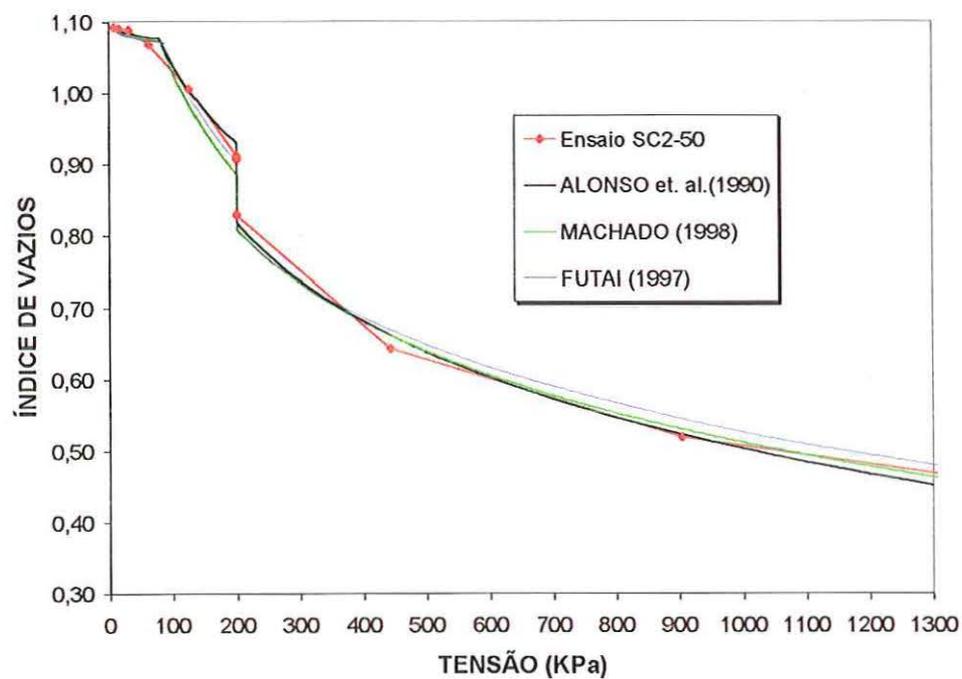


FIGURA 6.13: Modelagem do ensaio SC2-50.

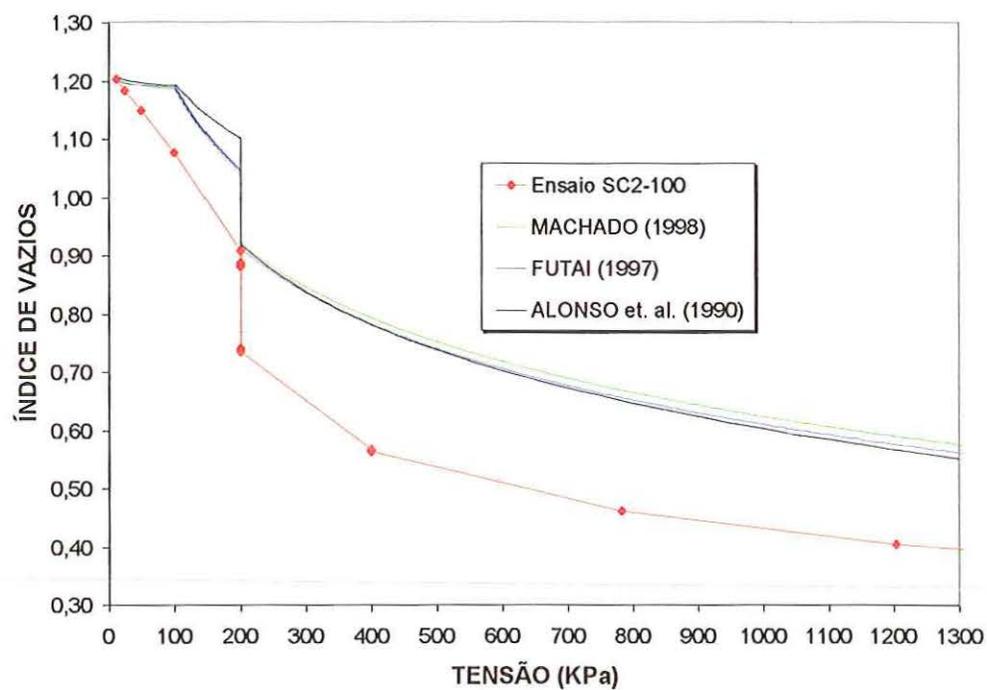


FIGURA 6.14: Modelagem do ensaio SC2-100.

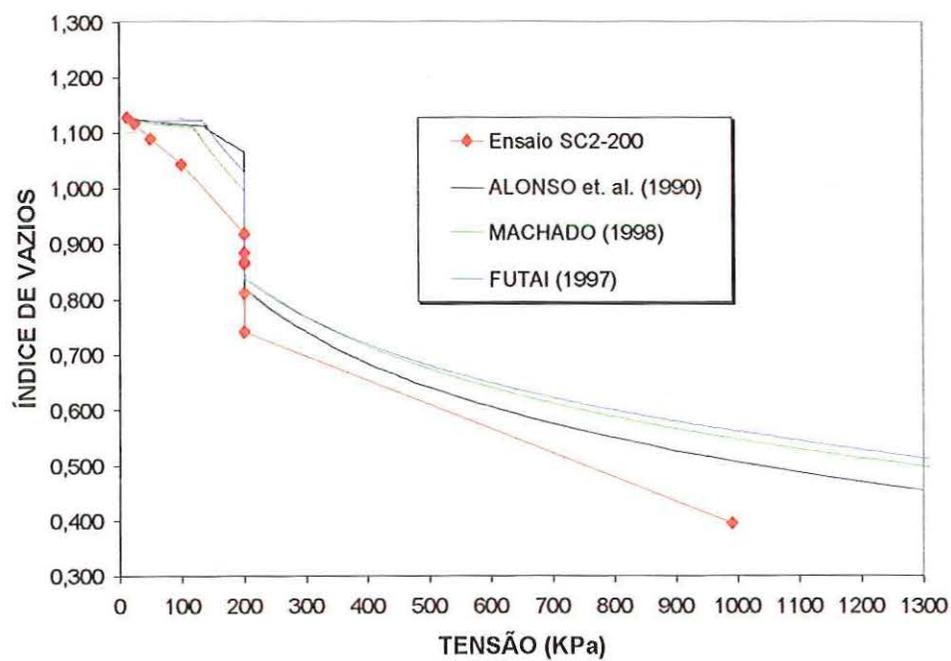


FIGURA 6.15: Modelagem do ensaio SC2-200.

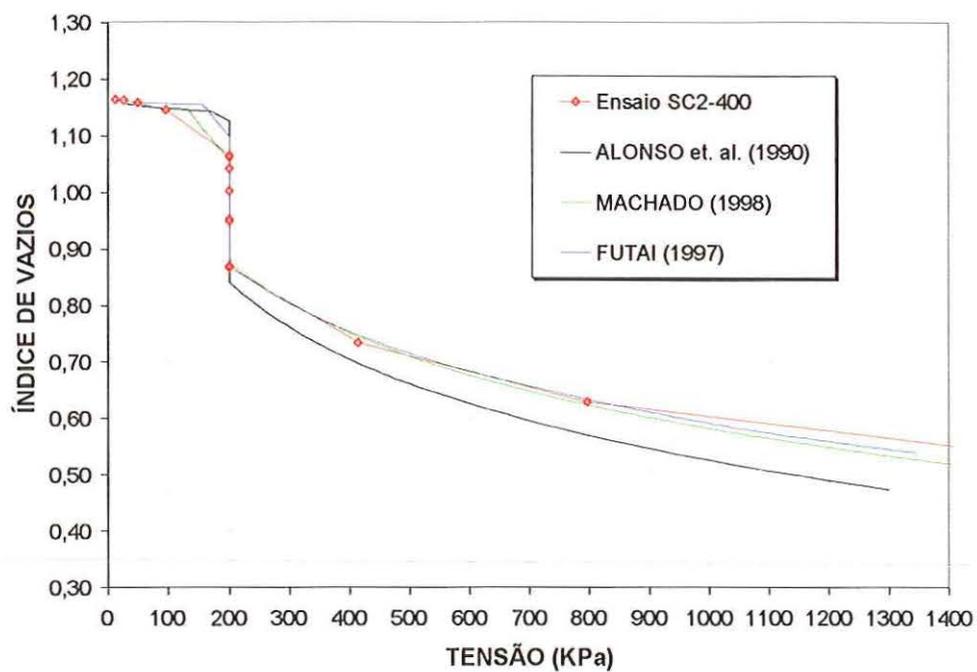


FIGURA 6.16: Modelagem do ensaio SC2-400.

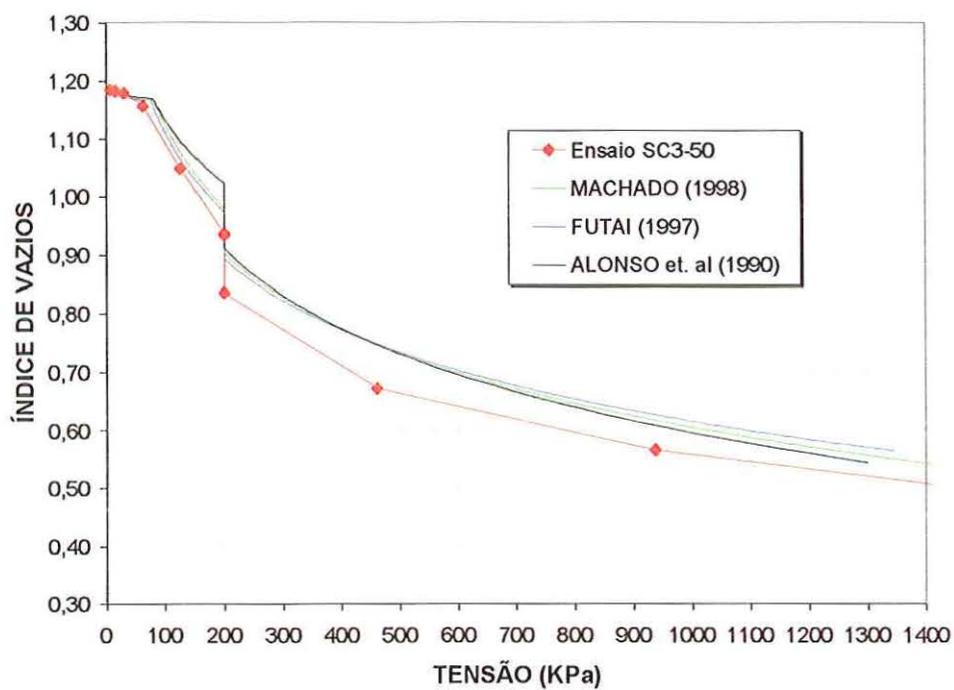


FIGURA 6.17: Modelagem do ensaio SC3-50.

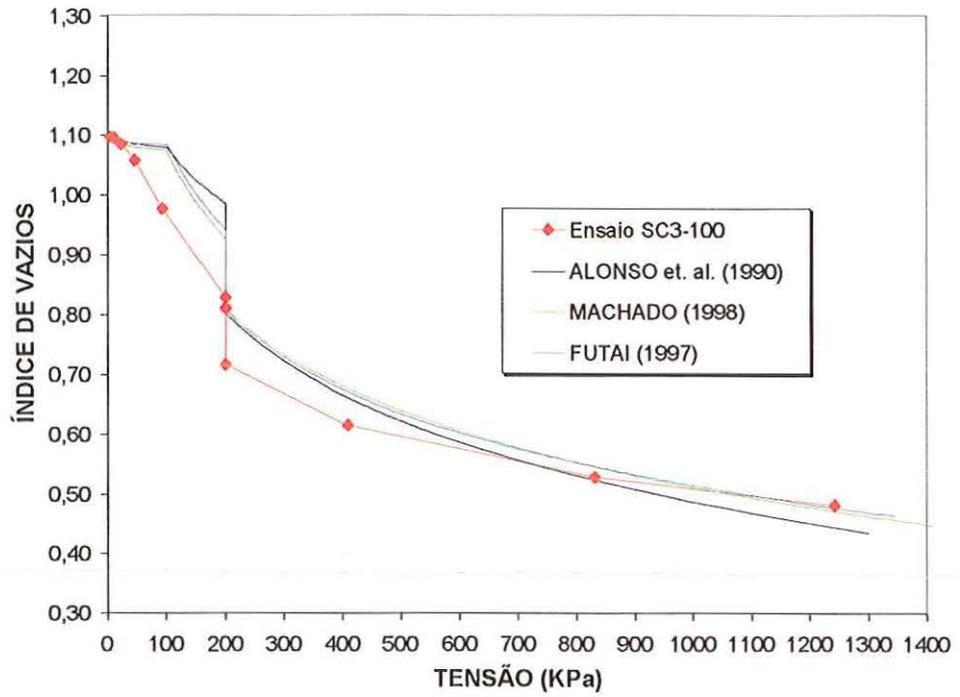


FIGURA 6.18: Modelagem do ensaio SC3-100.

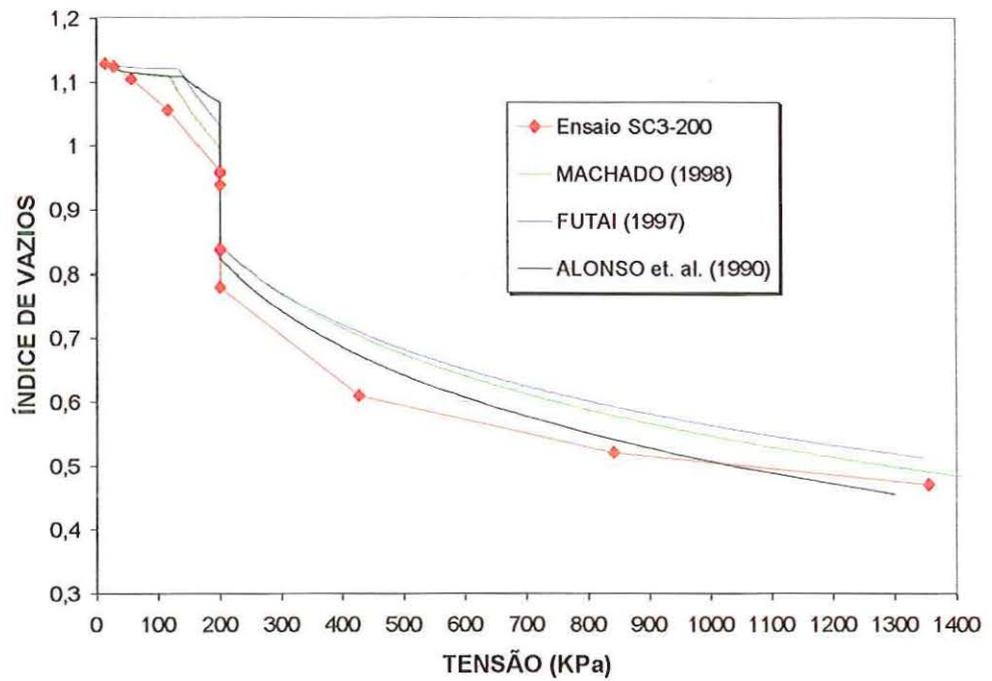


FIGURA 6.19: Modelagem do ensaio SC3-200.

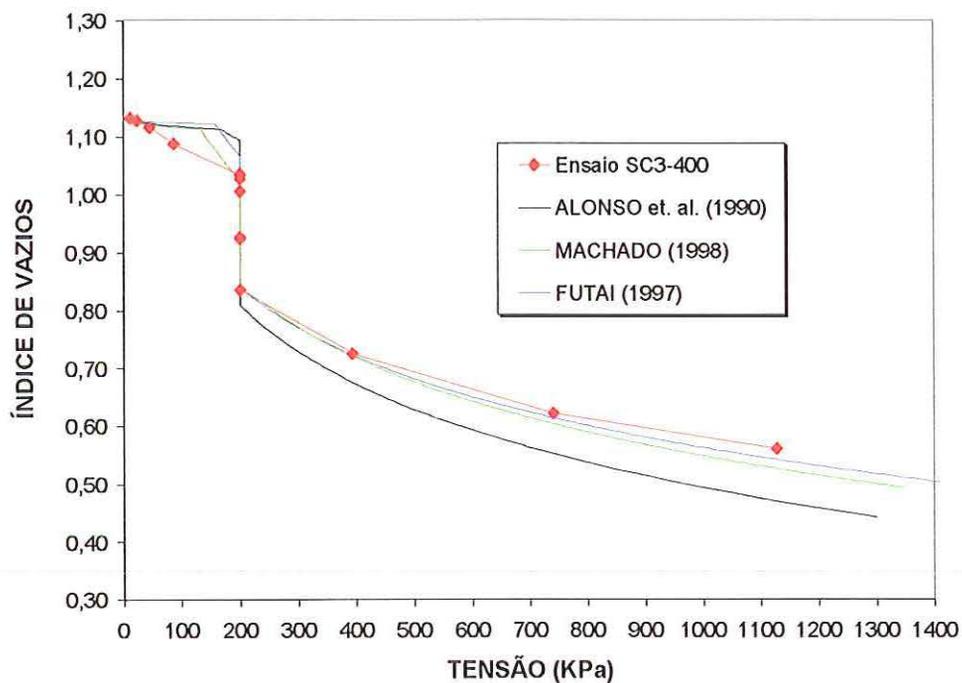


FIGURA 6.20: Modelagem do ensaio SC3-400.

6.3 ANÁLISE DAS MODELAGENS

Analisa-se agora a capacidade do modelo matemático de ALONSO et. al (1990), e das modificações deste modelo feitas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998) em reproduzir o comportamento colapsível do solo estudado.

- **ALONSO et al (1990)**

Através dos gráficos referentes às modelagens (Figuras 6.9 a 6.20), vê-se que o modelo de ALONSO et al. (1990) obteve ótimos ajustes para as amostras com sucção inicial de 50 kPa, a Figura 6.21 ilustra um dos resultados obtidos.

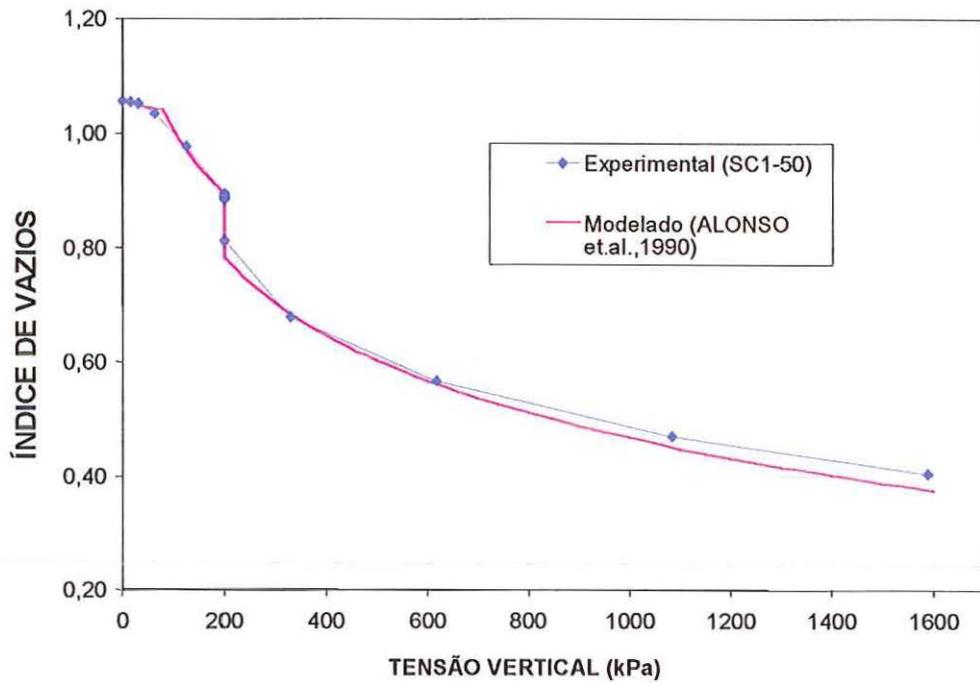


FIGURA 6.21: Melhor ajuste obtido pela modelagem de ALONSO et. al. (1990). Ensaio SC1-50.

Quanto aos demais resultados, obteve-se ajustes bons e ajustes ruins. O pior ajuste obtido por esta modelagem é mostrada na Figura 6.22.

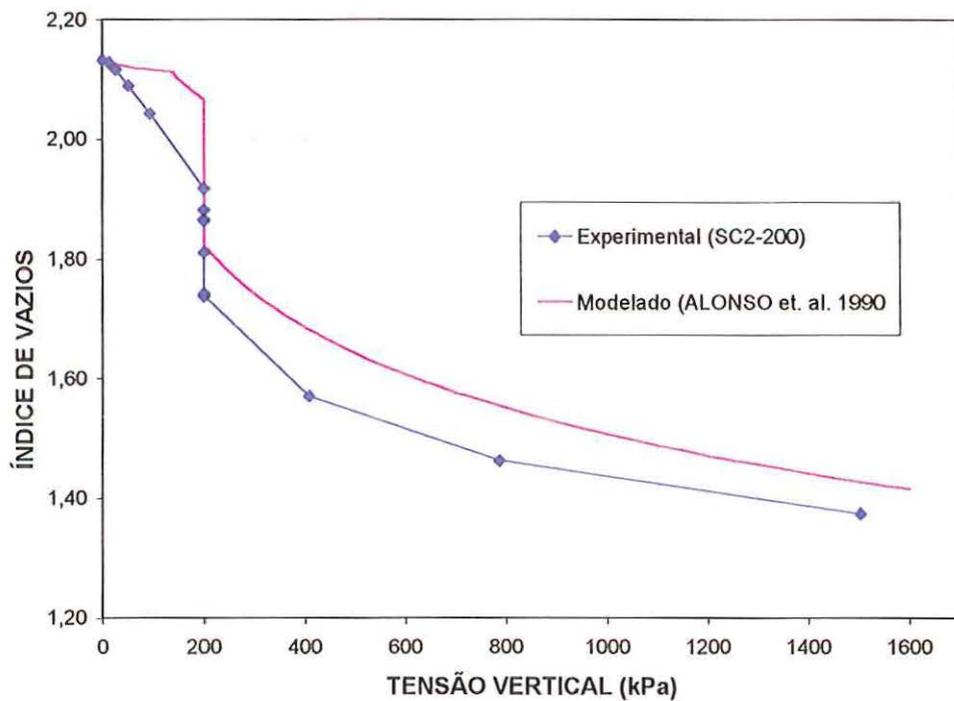


FIGURA 6.22: Pior ajuste obtido pela modelagem de ALONSO et. al. (1990). Ensaio SC1-50

Vale lembrar que a modelagem de ALONSO et. al. (1990) só foi possível por ter-se utilizado apenas parte das curvas de compressão edométricas apresentadas na Figura 6.1 (a parte correspondente aos pontos cuja tensão fosse menor que 200 kPa). Desta forma, a formulação teórica da modelagem fica consistente com os resultados experimentais obtidos.

Segundo ALONSO (1990), o comportamento compressivo virgem do solo em estado isotrópico de tensões deve ser mais rígido quanto maior for a sucção deste, isto implica em valores decrescentes de $\lambda(s)$ com a sucção. Quando esta formulação é extrapolada para a condição de compressão edométrica e empregada no solo em questão, tal comportamento somente é visível para valores de sobrecarga inferiores a 200 kPa; a Figura 6.23 ilustra o comentário.

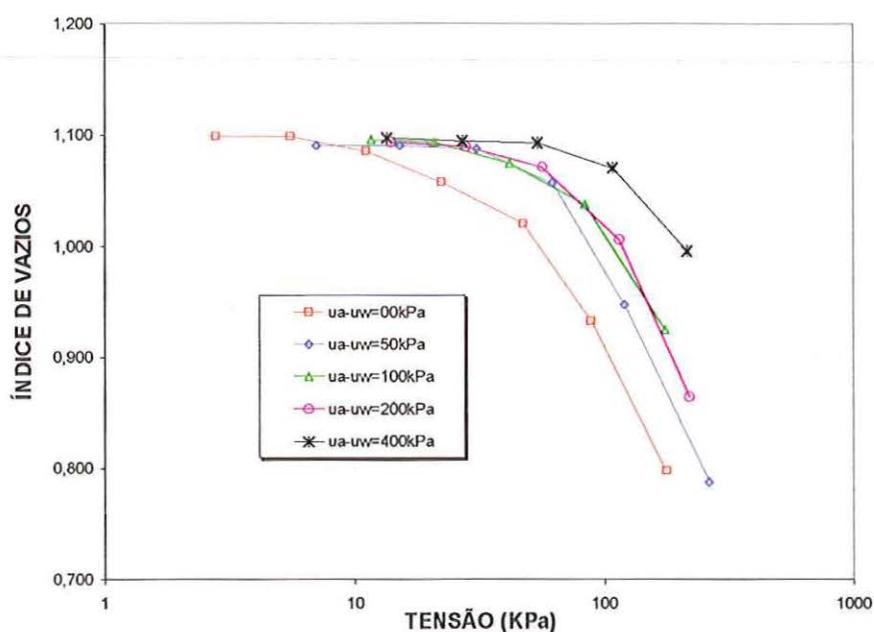


FIGURA 6.23: Partes das curvas edométricas utilizadas para a modelagem de ALONSO et. al. (1990).

Comparando-se o potencial de colapso I obtido experimentalmente com o previsto pela modelagem, chega-se ao seguinte resultado apresentado na Figura 6.24.

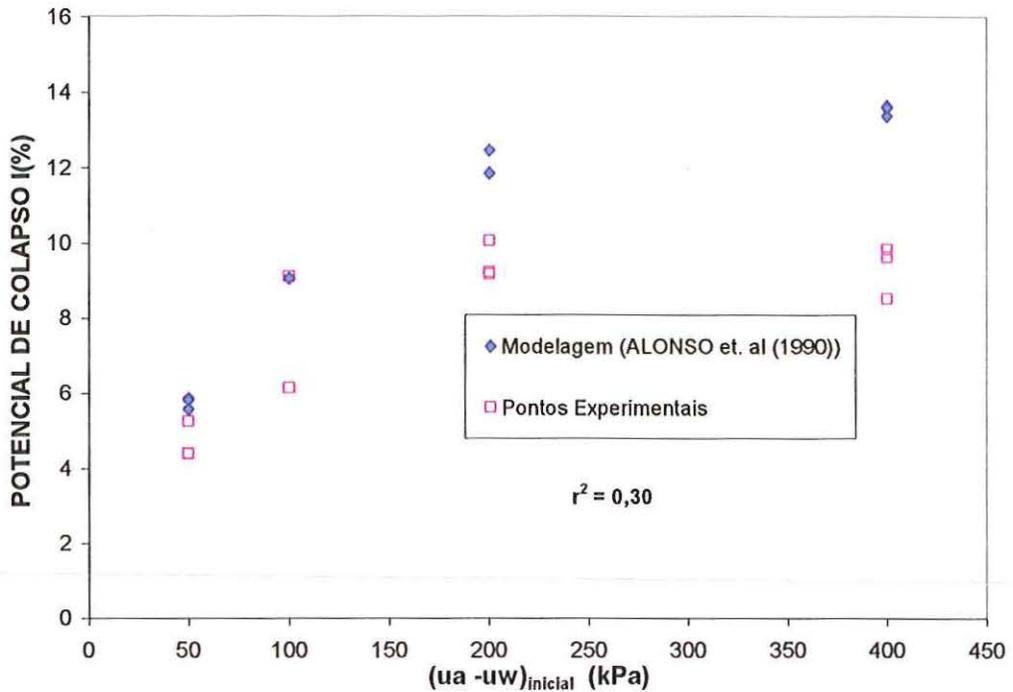


FIGURA 6.24: Potenciais de colapso previstos pela modelagem de ALONSO et. al (1990) em função de sucção inicial da amostra. Sobrecarga de inundação de 200 kPa.

Percebe-se que o modelo proposto por ALONSO et al (1990) fornece boa previsão de potencial de colapso para as amostras ensaiadas com sucção inicial de 50 kPa e inundadas com sobrecarga de 200 kPa, no entanto, para amostras com sucções mais elevadas e inundadas sob a mesma sobrecarga, o valor de I é na maior parte dos casos superestimado. A Figura 6.24 mostra que o valor de I tende a crescer com a sucção. Tal resultado é explicado pelo fato das deformações por umedecimento serem calculadas em função da variação do valor de P_o^* com a plastificação do solo. Este por sua vez é calculado pela equação 2.21, ou seja:

$$\frac{P_o}{P^c} = \left(\frac{P_o^*}{P^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-k}{\lambda(s)-k}} \quad (2.21)$$

Como todos os ensaios modelados foram inundados na tensão de 200 kPa, pode-se substituir os parâmetros da equação 2.21 e isolar o valor de P_o^* , chegando-se na forma da equação 6.8.

$$e^{\left[\frac{\ln \frac{P_o}{P^c}}{(\lambda(0)-k)} \right] \cdot P^c} = P_o^* \quad \text{ou} \quad e^{\left[\frac{\ln \frac{200}{8,8}}{(0,1983-0,0076)} \right] \cdot 8,8} = P_o^* \quad (6.8)$$

Vê-se que o valor de Po^* varia exponencialmente com o valor de $\lambda(s)$. Este por sua vez varia de forma exponencial decrescente com a sucção (equação 2.23 e Figura 6.2), assim

sendo o valor da parcela
$$\frac{\ln \frac{200}{8,8}}{(0,1983 - 0,0076) (\lambda(s) - 0,0076)}$$
 tende a valores crescentes, o que fornece valores

crescentes de Po^* na forma exponencial. Outro fato já observado por MACHADO (1995) é com relação a movimentação da curva LC, ou seja, a formulação proposta resulta em inclinações menores de LC com a plastificação do solo. Observando a movimentação da curva LC para os ensaios com sucção inicial de 200 kPa, exposta na Figura 6.25, percebe-se o fato.

Este comportamento da curva LC produz valores de dPo^* altos para sucções elevadas, superestimando assim o valor do potencial de colapso I .

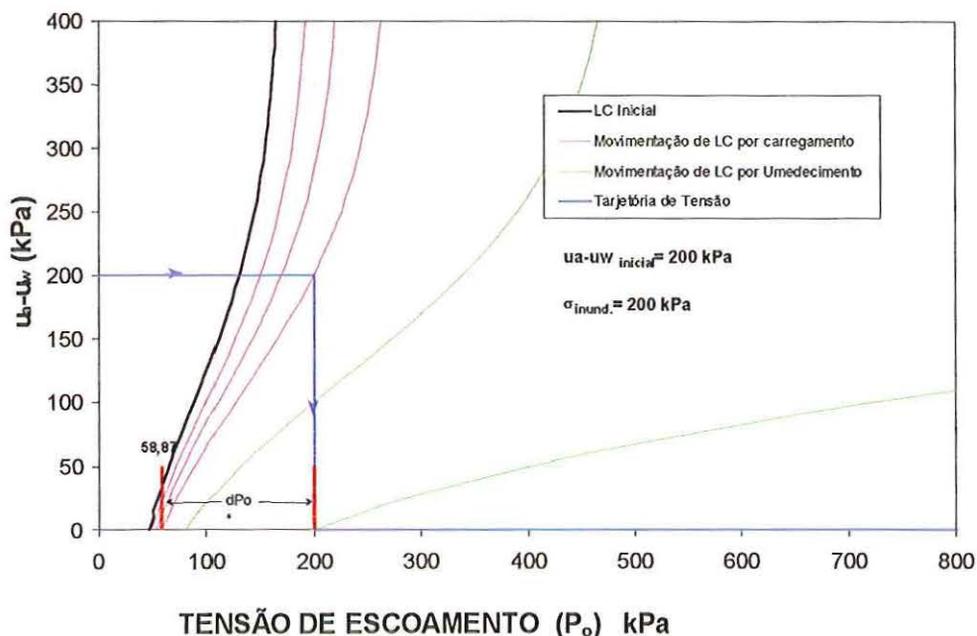


FIGURA 6.25: Movimentação da curva LC segundo modelagem de ALONSO et. al. (1990).

• FUTAI (1997):

A modelagem proposta por FUTAI (1997) retrata de forma mais adequada o comportamento edométrico do solo estudado.

Bons ajustes foram obtidos por esta modelagem. Cita-se como exemplo o ensaio SC2-400, cujo resultado da modelagem é melhor visualizado na Figura 6.26.

Embora alguns pontos iniciais da curva experimental tenham se distanciado dos pontos previstos pelo modelo, nota-se que grande parte da curva modelada se ajustou aos pontos experimentais. Contudo, alguns ensaios não tiveram o mesmo êxito da modelagem supracitada, pode-se exemplificar a modelagem do ensaio SC2-200, melhor visualizando na Figura 6.27.

Os pontos experimentais do ensaio SC2-200 afastam-se dos modelados, contudo, a magnitude de colapso prevista pela modelagem está bem próxima do valor obtido no ensaio. A título de comparação, plota-se na Figura 6.28 as previsões de potencial de colapso I obtidas pela proposta de FUTAI (1997), para as condições dos diversos ensaios modelados.

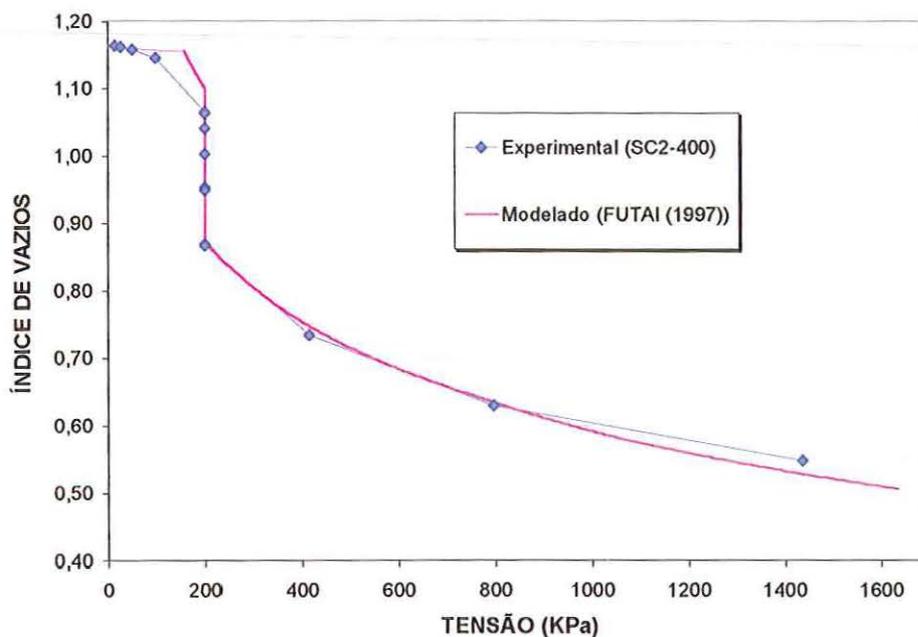


FIGURA 6.26: Modelagem do ensaio SC2-400 obtida pela proposta de FUTAI (1997).

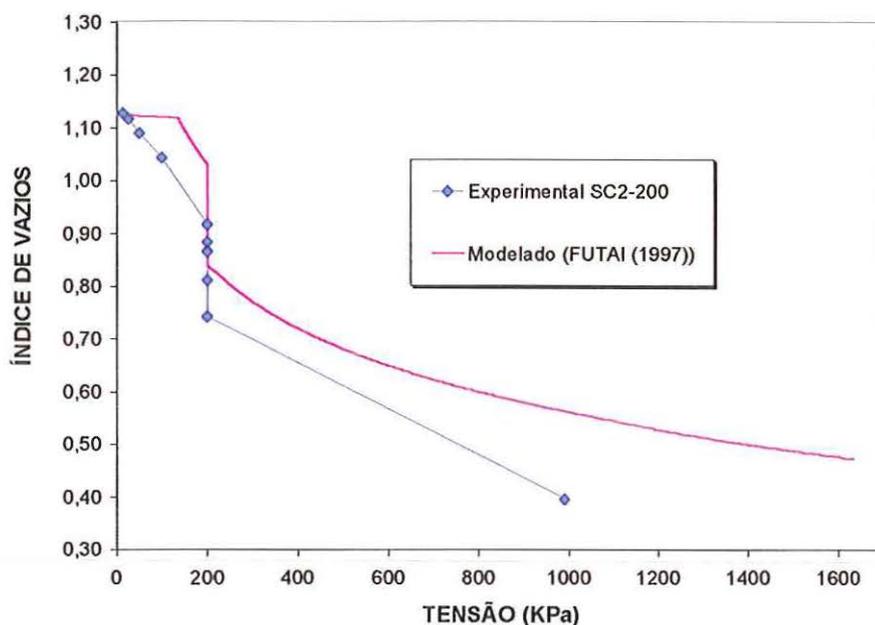


FIGURA 6.27: Modelagem do ensaio SC2-200 obtida pela proposta de FUTAI (1997).

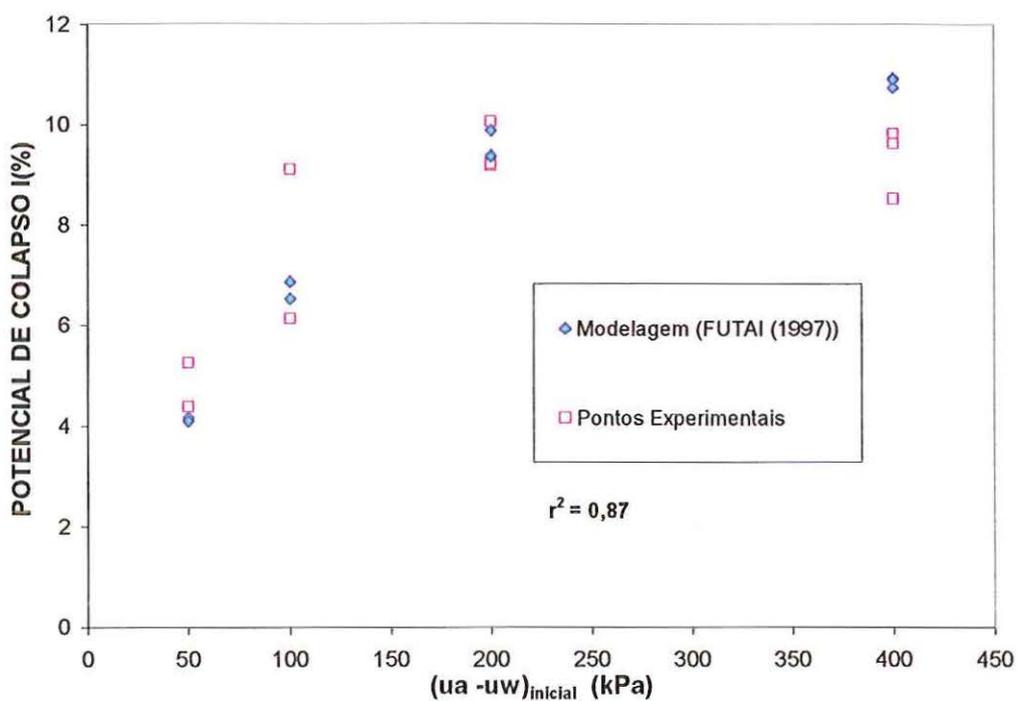


FIGURA 6.28: Potenciais de colapso previstos pela modelagem de FUTAI (1997) em função de sucção inicial da amostra. Sobrecarga de inundação de 200 kPa.

Percebe-se nesta modelagem que os potenciais de colapso previstos são bem mais próximos dos obtidos experimentalmente.

Neste modelo as deformações por umedecimento são também calculadas em função da variação de Po^* , contudo a formulação aqui empregada forneceu uma melhor movimentação da curva LC com a plastificação do solo. A Figura 6.29 apresenta o comportamento da curva LC para os ensaios com sucção inicial de 200 kPa.

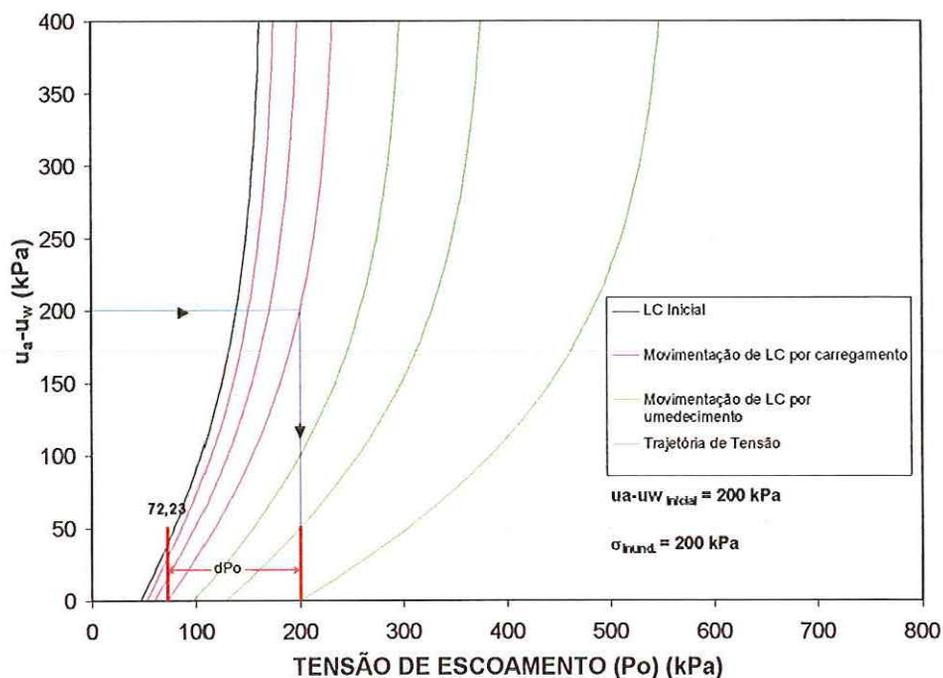


FIGURA 6.29: Movimentação da curva LC segundo modelagem FUTAI (1997).

- **MACHADO (1998):**

Assim como as outras duas modelagens já citadas, a modelagem proposta por MACHADO (1998) também forneceu ajustes bons e ruins.

Esta modelagem é mais indicada para o comportamento compressivo do solo estudado, uma vez que sua formulação se adapta mais facilmente aos pontos experimentais obtidos (vide Figuras 6.7 e 6.8).

Um dos melhores resultados obtidos através desta modelagem é apresentada na Figura 6.30.

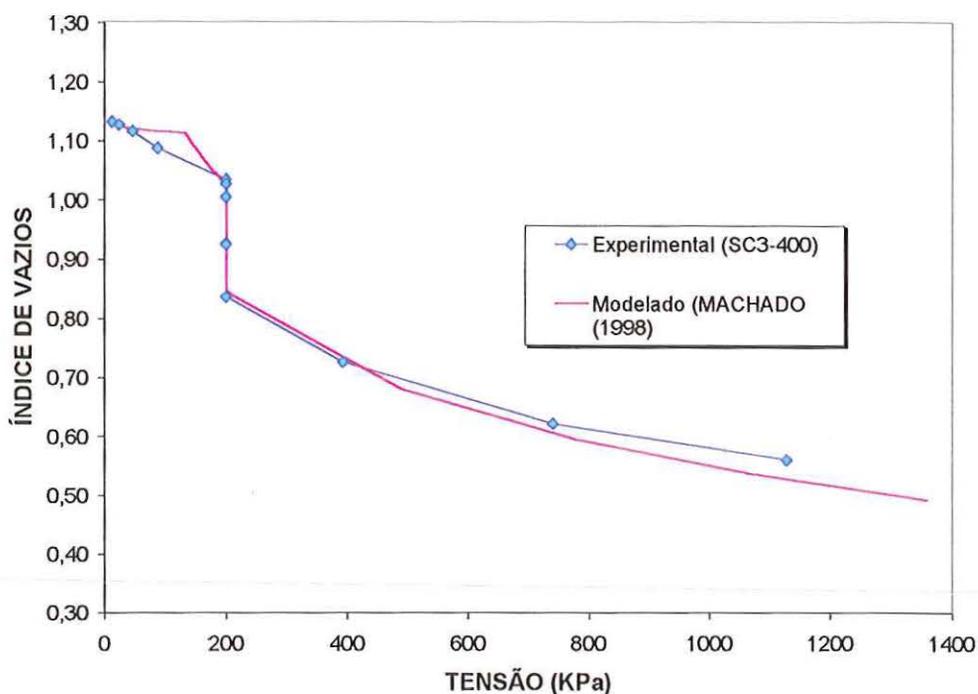


FIGURA 6.30: Modelagem do ensaio SC3-400 obtida pela proposta de MACHADO (1998).

Da Figura 6.30 vê-se uma boa concordância entre os pontos modelados e os pontos experimentais, além disso, a magnitude de colapso é bem representada.

O pior resultado obtido pela formulação de MACHADO é apresentado na Figura 6.31. Embora os pontos modelados tenham se ajustado pouco aos experimentais, a magnitude de colapso foi bem prevista.

Comparando-se os valores de Potencial de Colapso I obtidos experimentalmente e o previstos pela modelagem, obtemos o gráfico da Figura 6.32.

Com relação a movimentação da curva LC, de forma análoga as demais modelagens apresentadas, esta é mostrada na Figura 6.33. Nota-se que a curva LC se desloca de forma apropriada, permitindo que os dPo^* , proporcionados pela inundação da amostra, sejam de dimensões mais ajustáveis à magnitude de colapso calculada.

Enfim percebe-se que, a título de previsão de Potencial de colapso, as Modelagens de MACHADO (1998) e FUTAI (1997) fornecem coeficiente de determinação, r^2 , da ordem de 0,80, enquanto que na proposta de ALONSO o coeficiente r^2 é da ordem de 0,30.

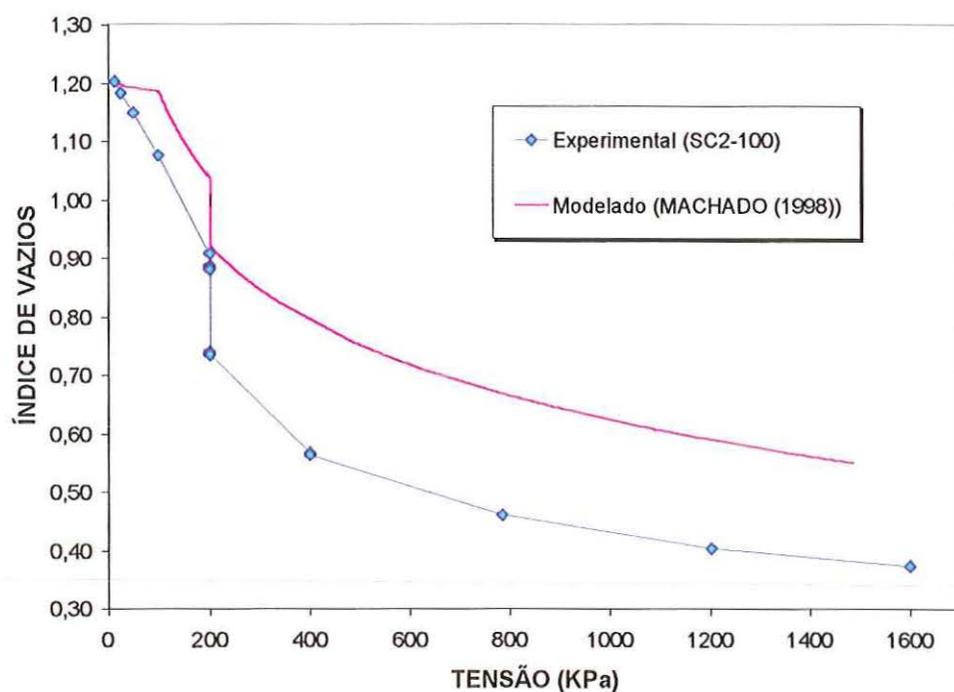


FIGURA 6.31: Modelagem do ensaio SC2-100 obtida pela proposta de MACHADO (1998).

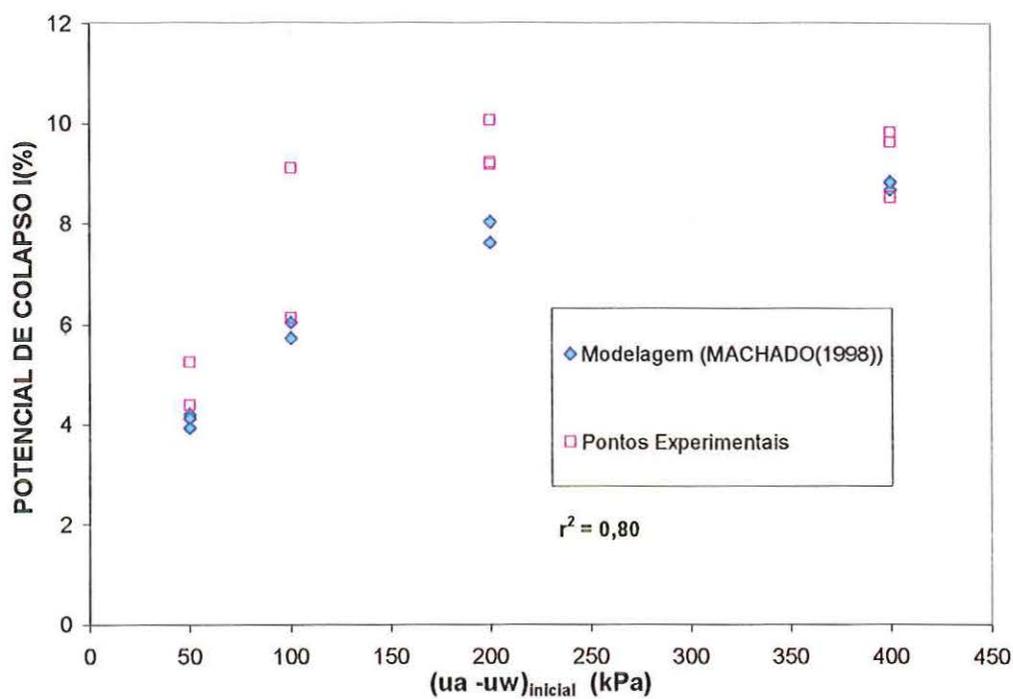


FIGURA 6.32: Potenciais de colapso previstos pela modelagem de MACHADO (1998) em função de sucção inicial da amostra. Sobrecarga de inundação de 200 kPa.

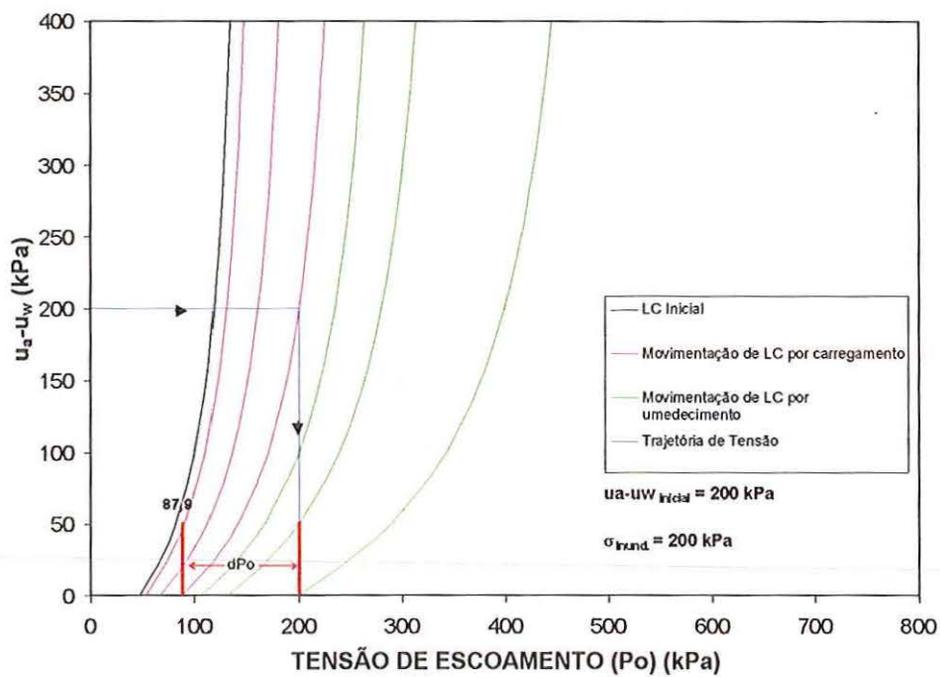


FIGURA 6.33: Movimentação da curva LC segundo modelagem MACHADO (1998).

7 CONCLUSÕES:

Com base nos resultados dos vários ensaios elaborados, é possível estabelecer as seguintes conclusões:

- **Ensaio Edométrico Convencional:**

Nos ensaios convencionais (edométricos) as deformações por colapso atingiram um valor máximo, da ordem de 6,8 %, para sobrecarga de 200 kPa; para depois diminuir, sendo praticamente nulas quando inundado na sobrecarga de 800 kPa.

- **Ensaio de Compressão Triaxial:**

Nos ensaios feitos em câmara triaxial, verificou-se a influência da relação entre as tensões principais nas deformações axiais, laterais e volumétricas por umedecimento.

Com exceção das amostras inundadas sob estado de tensão isotrópico, notou-se que as deformações volumétricas variam de forma parabólica com a tensão confinante (σ_3); já as deformações axiais e laterais são mais fortemente influenciadas pelo estado de tensão de inundação

As deformações axiais são visivelmente crescentes com a relação σ_1/σ_3 de inundação, ao passo que as deformações laterais são decrescentes com a mesma relação, ou seja, as deformações passam de compressivas para expansivas (aumento lateral da amostra).

Em relação as amostras inundadas no estado de tensão isotrópico, foi observado que as mesmas apresentam deformações volumétricas, axiais e laterais crescentes com a tensão confinante.

As amostras ensaiadas com tensão confinante de 20 kPa sofreram pequenas deformações (volumétrica, axial e lateral) por inundação. Contudo, as amostras inundadas com tensão confinante de 50 e 100 kPa apresentaram deformações volumétricas e axiais mais significativas (da ordem de 1,5 a 3%). Quanto as deformações laterais, estas

apresentaram-se compressivas para as amostras inundadas nas relações σ_1/σ_3 menores que 2, e de aumento (expansão lateral) para σ_1/σ_3 maiores que 2.

Em todos os casos citados, a inundação na relação $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ forneceu valores de deformações elevados, provavelmente por se encontrar na condição de ruptura (amostras ensaiadas com tensão confinante de 20 kPa) ou iminente de ruptura (amostras ensaiadas com tensão confinante de 50 kPa e 100kPa) do solo quando inundado. De fato esta relação de tensão principais implica em ângulo de atrito ϕ de 30° , ângulo este seguramente superior ao ângulo de atrito do solo quando saturado (da ordem de 28°).

Quanto aos potenciais de colapso axiais obtidos nos ensaios triaxiais, esses apresentam valores menores que os encontrados no ensaios edométricos, mostrando assim uma possível influência das deformações laterais na magnitude do colapso.

- **Ensaio Edométrico com Sucção Controlada:**

Quando se controla a sucção, o umedecimento paulatino da amostra provoca deformações que são mais significativas quando a sucção é reduzida a zero. Neste caso, verifica-se que, para uma sobrecarga de 200 kPa, os potenciais de colapso calculados variaram de 4 a 10%. As amostras ensaiadas com sucções iniciais baixas (50 kPa) mostram valores reduzidos de potencial de colapso "I", já as amostras ensaiadas com sucção inicial mais elevadas (sucção variando entre 100 e 400 kPa) apresentaram valores de potencial de colapso "I" mais elevados. Conclui-se assim que, nos ensaios edométricos com sucção controlada, o potencial de colapso total (após inundação completa da amostra) depende do valor de sucção inicial da amostra,

Nos ciclos de umedecimento e secagem, as deformações produzidas por uma redução inicial da sucção são logo estabilizadas na primeira fase de umedecimento; uma segunda redução da sucção ao mesmo nível da primeira, não proporcionará deformações significativas.

Para os ciclos estudados conclui-se que quando a sucção não alcança valores nulos (sucção variando entre 50 e 30kPa) a amostra deforma-se parcialmente, mantendo parte de sua estrutura colapsível. Quando a sucção é conduzida a 0 kPa, as deformações por colapso praticamente se completam. A repetição da ciclagem da sucção, fazendo-a variar de 50 a 0 kPa varias vezes, desencadeia deformações por colapso praticamente desprezíveis, da ordem de 3% das deformações totais já ocorridas.

- **Das Modelagens:**

Com relação as modelagens empregadas, conclui-se que proposta de ALONSO et. al (1990) previu de forma não muito satisfatória a magnitude do colapso de solo estudado (vide Figura 6.24). Já as demais propostas mostraram-se mais adequadas a este propósito.

Com relação ao modelagem de ALONSO et. al (1990), verifica-se que a idealização do comportamento compressivo do solo proposta pelo autor não se ajusta ao comportamento edométrico do solo analisado. Para que se possibilite a utilização dessa formulação, é necessário utilizar curvas de compressão edométrica com sobrecargas inferiores a 200 kPa. Quando isso é feito, a reprodução do comportamento compressivo do solo é tão satisfatória quanto os outros. Só o potencial de colapso “*I*” é que é afetado.

As modificações propostas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998) para o modelo de ALONSO et. al. (1990), mostraram resultados mais adequados ao comportamento edométrico do solo estudado, o que resulta em ajustes mais próximos dos dados experimentais, fornecendo boas previsões dos potenciais de colapso.

A movimentação das curva LC na proposta de ALONSO et. al (1990) não é apropriada para representar o comportamento colapsível do solo, pois esta torna-se cada vez menos inclinada com a plastificação deste, o que fornece colapsos sempre crescentes com o nível de plastificação a que o solo está submetido. Já as modificações propostas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998) fornecem curvas LCs cujo deslocamento é mais representativo do comportamento do solo estudado. Desta forma os valores de dpo^* , responsáveis pelo cálculo das deformações por umedecimento, fornecem valores de “*I*” mais próximos dos valores obtidos experimentalmente.

ANEXO I

PROCEDIMENTO GERAL DE CÁLCULO
PARA MODELAGENS DE ALONSO ET.AL(1990), E PARA
AS PROPOSTAS DE FUTAI (1997) E MACHADO (1998).

Para prever o comportamento compressivo e colapsivo do solo estudado através do modelo de ALONSO et al. (1990), e das modificações deste modelo propostas por FUTAI (1997) e MACHADO (1998), procedeu-se da seguinte forma:

Obtida as curvas edométricas para amostras sob vários níveis de sucção, determinaram-se os índices de compressão k e $\lambda(s)$ e as tensões de pré-adensamento na condição saturada e nas condições não saturadas, p_o^* e p_o , respectivamente.

Para cada amostra ensaiada a uma determinada sucção obteve-se um valor experimental de $\lambda(s)$ e de p_o . Quanto ao valor de k , este independe da sucção segundo as propostas de ALONSO et. al (1990) e de MACHADO (1998); já na proposta de FUTAI (1997) o índice de compressão elástico “ k ” varia com a sucção. As variações dos valores de $\lambda(s)$, k e p_o com a sucção foram então modelados conforme a formulação de cada autor.

- Segundo ALONSO et. al. (1990)

A variação do valor de $\lambda(s)$ com a sucção é modelado conforme a equação 2.23, para tanto, nesta equação os parâmetros r e β foram calculados da seguinte forma:

$$\lambda(s) = \lambda(o)[(1 - r) \cdot \exp(-\beta s) + r] \quad 2.23$$

Sabendo-se que r é o valor da razão entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$, admitiu-se a inclinação da reta de compressão virgem da amostra ensaiada com 400kPa de sucção como valor de $\lambda(s \rightarrow \infty)$, o valor de $\lambda(o)$ é calculado utilizando os resultados da amostra na condição saturada.

O valor de β foi calculado substituindo os diversos valores de $\lambda(s)$ obtidos experimentalmente ($\lambda_{(50)}$, $\lambda_{(100)}$, $\lambda_{(200)}$ e $\lambda_{(400)}$) na equação 2.23. Este procedimento resultou em um sistema super determinado, visto que tem-se 4 equações e apenas 1 incógnita.

As equações obtidas são:

$$\lambda(50) = \lambda(o)[(1 - r) \cdot \exp(-\beta \cdot 50) + r] \quad A1$$

$$\lambda(100) = \lambda(o)[(1 - r) \cdot \exp(-\beta \cdot 100) + r] \quad A2$$

$$\lambda(200) = \lambda(o)[(1 - r) \cdot \exp(-\beta \cdot 200) + r] \quad \text{A3}$$

$$\lambda(400) = \lambda(o)[(1 - r) \cdot \exp(-\beta \cdot 400) + r] \quad \text{A4}$$

Com base nos valores de β obtidos, adotou-se um que modelasse de forma conveniente a variação de $\lambda(s)$ com a sucção. Dessa forma obteve-se o gráfico da Figura 6.2.

A variação da tensão de pré-adensamento (p_o) com a sucção foi modelada conforme a equação 2.21. Nesta equação adotou-se um valor conveniente de p^c de forma que a equação 2.21 representasse a relação entre sucção e p_o . Obteve-se assim a curva LC proposta por ALONSO et. al. (1990).

$$\frac{p_o}{p^c} = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(o)-k}{\lambda(s)-k}} \quad (2.21)$$

- **Segundo FUTAI (1997)**

Para a obtenção dos parâmetros da modelagem de FUTAI (1997) utilizou-se procedimento semelhante ao utilizado no modelo de ALONSO et. al. (1990); contudo as equações que modelaram a variação de $\lambda(s)$, $k(s)$ e p_o com a sucção são diferentes.

A variação de $\lambda(s)$ com a sucção é representada pela equação 2.39

$$\lambda(s) = \lambda(o) + [\lambda(\infty) - \lambda(o)](1 - e^{-\beta \cdot s}) \quad (2.39)$$

O parâmetro β foi obtido da mesma forma que no modelo proposto por ALONSO et. al (1990). Vale lembrar que esta formulação não se emprega o parâmetro r , sendo este utilizado apenas no modelo de ALONSO et. al (1990).

A variação de $k(s)$ com a sucção é calculada conforme a equação 2.38

$$k(s) = k(o) + [k(\infty) - k(o)](1 - e^{-\chi \cdot s}) \quad (2.38)$$

O parâmetro χ foi determinado da mesma forma que o parâmetro β , ou seja, obteve-se os valores experimentais de $k(50)$, $k(100)$, $k(200)$, $k(400)$, os quais foram substituídos na equação 2.38 resultando em um sistema super determinado e possibilitando a escolha conveniente do valor de χ .

A variação de p_o com a sucção foi modelada pela equação 2.40, obtendo-se assim a curva LC proposta por FUTAI (1997).

$$\frac{p_o}{p_{atm}} = e^{\left\{ \frac{1}{\lambda s - ks} \left[N(s) - N(o) + (\lambda(o) - k(s)) \cdot \ln \left(\frac{p_o}{p_{atm}} \right) - ks \cdot \ln \left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right) \right] \right\}} \quad (2.40)$$

A modelagem feita neste trabalho desconsiderou as variações elásticas proporcionadas pela variação da sucção. Desta forma o valor de k , foi admitido como sendo 0, o que reduz a equação 2.40 na equação A5.

$$\frac{p_o}{p_{atm}} = e^{\left\{ \frac{1}{\lambda s - ks} \left[N(s) - N(o) + (\lambda(o) - k(s)) \cdot \ln \left(\frac{p_o}{p_{atm}} \right) \right] \right\}} \quad A5$$

- Segundo MACHADO (1998)

Na proposta de MACHADO (1998) as variações de $\lambda(s)$ e p_o com a sucção são admitidas de forma hiperbólica. A variação de $\lambda(s)$ é calculada através da equação 2.37.

$$\lambda(s) = \lambda(o) + \left(\frac{s}{a_\lambda + b_\lambda \cdot s} \right) \quad (2.37)$$

Esta equação pode ser escrita da seguinte forma

$$a_\lambda + b_\lambda \cdot s = \frac{s}{\lambda(s) - \lambda(o)} \quad A6$$

Utilizando-se valores de $\lambda(s)$ encontrados experimentalmente, plota-se um gráfico que relaciona o valor de $s/(\lambda(s) - \lambda(0))$ (eixo das ordenadas) com o valor da sucção (eixo da abcissas), conforme ilustra a Figura A1.

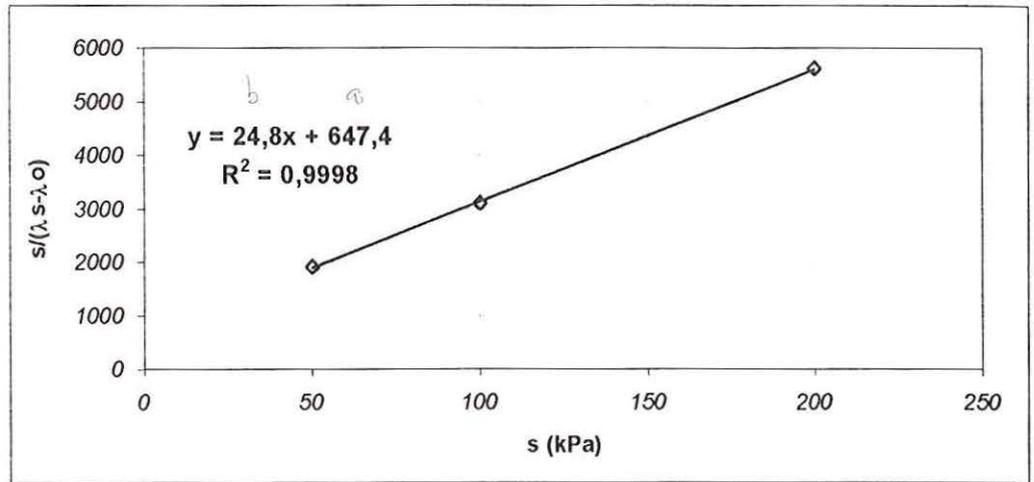


FIGURA A1: determinação dos parâmetros a_λ e b_λ .

Utilizando-se este gráfico, considera-se a_λ e b_λ como coeficientes linear e angular obtidos pela regressão linear dos pontos plotados.

A relação entre p_o e sucção é modelada conforme a equação 2.36, obtendo-se assim curva LC proposta por MACHADO (1998).

$$p_o = \left[\frac{s}{a_p + b_p \cdot s} + 1 \right] \cdot p_o^{*\alpha_p} \quad (2.36)$$

Esta equação pode ser escrita da seguinte forma:

$$a_p + b_p \cdot s = \frac{s}{\frac{p_o}{p_o^* - 1}} \quad A7$$

Com base nos valores de p_o encontrados experimentalmente, plota-se um gráfico que relaciona o valor de $s/(p_o/(p_o^* - 1))$ (eixo das ordenadas) com o valor de da sucção (eixo da abcissas), conforme ilustra a Figura A2.

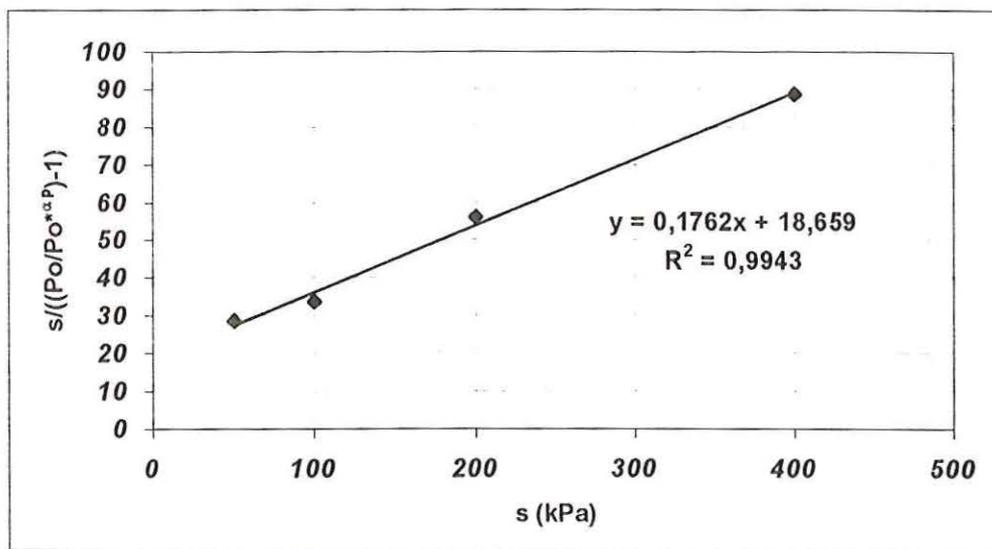


FIGURA A2: Determinação dos parâmetros a_p e b_p .

Utilizando-se este gráfico, considera-se a_p e b_p como coeficientes linear e angular obtidos pela regressão linear dos pontos plotados.

Feito o levantamento inicial dos parâmetros exigidos por cada proposta de modelagem, consegue-se agora delimitar os valores de variação da sobrecarga (p) e da sucção (s) responsáveis pelas deformações elásticas do solo. A curva LC, plotada em gráfico que relaciona sobrecarga e sucção, delimita a região sob a qual o solo deforma-se elasticamente. A Figura A3 ilustra o semi espaço delimitado por esta curva.

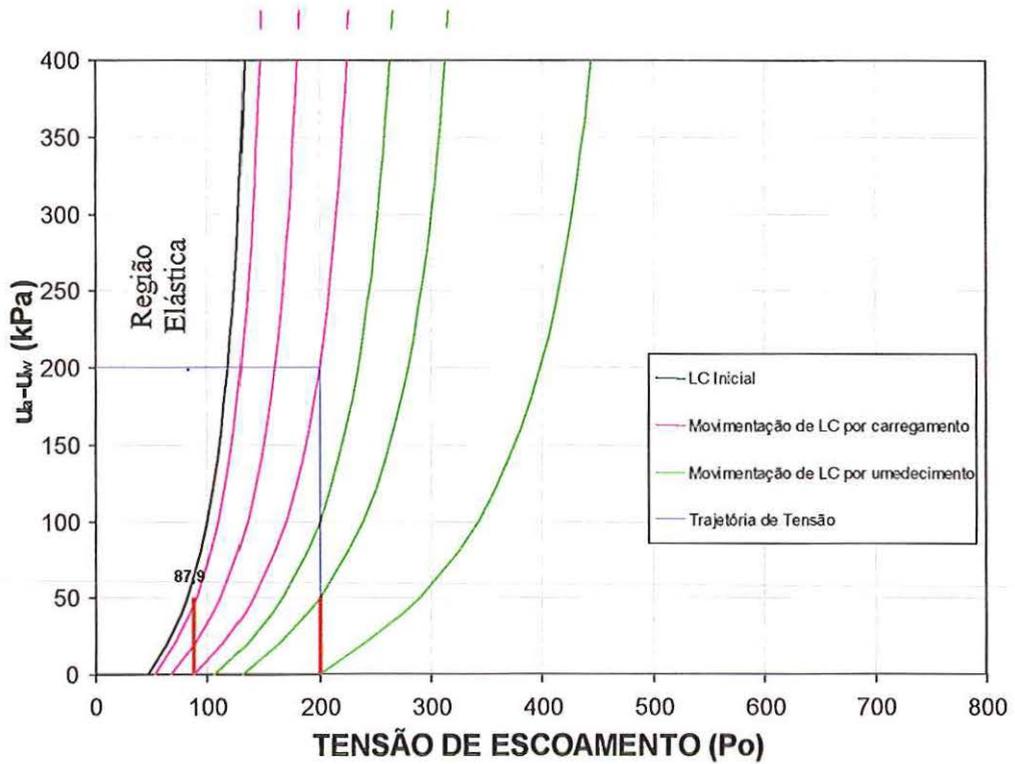


FIGURA A3: Famílias de curvas LC calculadas segundo MACHADO(1998).

A curva LC inicial (linha preta) delimita a região elástica do solo cuja variação de sucção ou sobrecarga só causaram deformações elásticas. Caso a linha de trajetória de tensões (linha azul) toque a linha LC inicial, avançando a região restante do gráfico, ocorrerão deformações plásticas, que por sua vez resultará em um novo valor de p_o^* . Conseqüentemente a linha LC se deslocará configurando o encruamento do solo.

As deformações plásticas poderão ocorrer por acréscimo de sobrecarga ou sucção, ou por simples redução da sucção. Neste trabalho admitiu-se que o nível máximo de sucção empregado não atinge o valor limite de sucção a partir do qual ocorrem deformações plásticas, Dessa forma só ocorrerão deformações plásticas devido ao carregamento e a redução de sucção.

As deformações elásticas e plásticas são aqui calculadas por equações diferenciais (leis de endurecimento) da seguinte forma.

- *Deformações elásticas*

Deformações produzidas pelo acréscimo da sobrecarga p na região elástica.

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{k}{v} \cdot \frac{dp}{p} \quad (2.25)$$

Onde: k = índice de compressão elástico do solo

dp = representa o acréscimo diferencial da sobrecarga na região elástica

p = carregamento anterior a aplicação do incremento dp

v = o volume específico inicial do solo

Dessa forma calcula-se a variação volumétrica incremental do solo multiplicando $d\varepsilon_{vp}^e$ pelo valor do volume específico inicial do solo v . Como a deformação é compressiva, tem-se que o volume final após a aplicação do incremento dp é:

$$V_f = V_{(sdp)} - \Delta V_{dp} \quad A8$$

Onde: V_f = Volume específico final após a aplicação de dp ;

$V_{(sdp)}$ = Volume específico antes da aplicação de dp ;

ΔV_{dp} = Variação de volume causada pelo incremento dp .

- **Deformações plásticas por carregamento:**

Produzidas pelo acréscimo de sobrecarga p além da região elástica do solo quando este se mantém sob sucção constante. Vale lembrar que o valor de tensão de pré-adensamento varia com a sucção, desta forma, sempre que uma determinada amostra sob uma determinada sucção for carregada além de sua tensão de pré-adensamento, ocorrerá incrementos dp_o que causarão incrementos de deformações plásticas calculadas pela equação 2.27.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - k}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad (2.27)$$

Onde: k = índice de compressão elástico do solo;

$\lambda(s)$ = índice de compressão elastoplástico do solo (inclinação da reta de compressão virgem para uma sucção "s");

dp_o = acréscimo diferencial da pressão de pré-adensamento;

p_o = pressão inicial de pré-adensamento para uma determinada sucção;

v = volume específico inicial do solo.

A variação volumétrica incremental do solo é dado pela multiplicação de $d\varepsilon_{vp}^p$ pelo valor do volume específico inicial do solo v . Como a deformação é compressiva, tem-se que o volume específico final da amostra após a aplicação do incremento dp_o é:

$$V_f = V_{(adpo)} - \Delta v_{dpo} \quad A9$$

Onde: V_f = Volume específico final após a aplicação de dp_o ;

$V_{(adpo)}$ = Volume específico antes da aplicação de dp_o ;

Δv_{dpo} = Variação de volume causada pelo incremento dp_o .

Deformações plásticas por umedecimento (colapso):

O umedecimento do solo sob um determinado valor de sobrecarga ($p > p_o$) produz deformações por colapso que resultam em incrementos dp_o^* .

Os incrementos de deformação são então calculados pela equação 2.28.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(o) - k}{v} \cdot \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad (2.28)$$

Onde : k = índice de compressão elástico do solo;

$\lambda(o)$ = índice de compressão elastoplástico do solo na condição saturada (inclinação da reta de compressão virgem o solo na condição saturada);

dp_o^* = acréscimo diferencial da pressão de pré-adensamento do solo na condição saturada;

p_o^* = pressão inicial de pré-adensamento do solo na condição saturada;

v = volume específico inicial do solo.

Da mesma forma que a anterior calcula-se o volume específico final da amostra, ou seja

$$V_f = V_{(adpo^*)} - \Delta v_{dpo^*} \quad A10$$

Onde: V_f = Volume específico final após a aplicação de dp_o^* ;

$V_{(adpo^*)}$ = Volume específico antes da aplicação de dp_o^* ;

Δv_{dpo^*} = Variação de volume causada pelo incremento dp_o^* .

Encontra-se no ANEXO II uma planilha ilustrativa dos cálculos de modelagem utilizando a formulação proposta por MACHADO (1998)

ANEXO II

PLANILHA DE CÁLCULO
PARA MODELAGEM DO ENSAIO
EDOMÉTRICO COM SUCCÃO CONTROLADA SCI-50

Ensaio de compressão edométrica com inundação na sobrecarga de 200 kPa

Sucção inicial	($u_a - u_w$)	50	Parâmetros	
Tensão de Pré adens. Inund.	p_o^*	47 kPa	k	0.00758
Tensão de inundação	σ_i	200 kPa	$\lambda(o)$	0.1913
Tensão de Pré aden.	p_o	81.6 kPa	a_λ	647.4
Índice de vazios inicial		1.054	b_λ	24.8
Tensão axial máxima	σ	1608	$\lambda(s)$	0.2177915
		kPa	a_p	18.659
			b_p	0.1762

Deformações Elásticas								
Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod
15.36	2.054	1.054	37.7	2.047	1.047	60.0	2.044	1.044
16.1	2.054	1.054	38.5	2.047	1.047	60.8	2.044	1.044
16.9	2.053	1.053	39.2	2.047	1.047	61.6	2.044	1.044
17.7	2.053	1.053	40.0	2.047	1.047	62.3	2.044	1.044
18.4	2.053	1.053	40.8	2.047	1.047	63.1	2.044	1.044
19.2	2.052	1.052	41.5	2.047	1.047	63.9	2.044	1.044
20.0	2.052	1.052	42.3	2.047	1.047	64.7	2.043	1.043
20.8	2.052	1.052	43.1	2.046	1.046	65.4	2.043	1.043
21.5	2.051	1.051	43.9	2.046	1.046	66.2	2.043	1.043
22.3	2.051	1.051	44.6	2.046	1.046	67.0	2.043	1.043
23.1	2.051	1.051	45.4	2.046	1.046	67.7	2.043	1.043
23.8	2.051	1.051	46.2	2.046	1.046	68.5	2.043	1.043
24.6	2.050	1.050	46.9	2.046	1.046	69.3	2.043	1.043
25.4	2.050	1.050	47.7	2.046	1.046	70.0	2.043	1.043
26.1	2.050	1.050	48.5	2.045	1.045	70.8	2.043	1.043
26.9	2.050	1.050	49.2	2.045	1.045	71.6	2.043	1.043
27.7	2.049	1.049	50.0	2.045	1.045	72.4	2.043	1.043
28.5	2.049	1.049	50.8	2.045	1.045	73.1	2.043	1.043
29.2	2.049	1.049	51.6	2.045	1.045	73.9	2.042	1.042
30.0	2.049	1.049	52.3	2.045	1.045	74.7	2.042	1.042
30.8	2.049	1.049	53.1	2.045	1.045	75.4	2.042	1.042
31.5	2.048	1.048	53.9	2.045	1.045	76.2	2.042	1.042
32.3	2.048	1.048	54.6	2.045	1.045	77.0	2.042	1.042
33.1	2.048	1.048	55.4	2.044	1.044	77.7	2.042	1.042
33.8	2.048	1.048	56.2	2.044	1.044	78.5	2.042	1.042
34.6	2.048	1.048	56.9	2.044	1.044	79.3	2.042	1.042
35.4	2.048	1.048	57.7	2.044	1.044	80.1	2.042	1.042
36.2	2.047	1.047	58.5	2.044	1.044	80.8	2.042	1.042
36.9	2.047	1.047	59.3	2.044	1.044	81.6	2.042	1.042

Deformações Plásticas								
Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod
81.6	2.0417	1.0417	137.92	1.933	0.933	194.25	1.861	0.861
82.7	2.0387	1.0387	139.07	1.931	0.931	195.40	1.860	0.860
83.9	2.0358	1.0358	140.22	1.930	0.930	196.55	1.858	0.858
85.0	2.0329	1.0329	141.37	1.928	0.928	197.70	1.857	0.857
86.2	2.0301	1.0301	142.52	1.926	0.926	198.85	1.856	0.856
87.3	2.0273	1.0273	143.67	1.924	0.924	200.00	1.855	0.855
88.5	2.0245	1.0245	144.82	1.923	0.923			
89.6	2.0218	1.0218	145.97	1.921	0.921			
90.8	2.0191	1.0191	147.12	1.919	0.919			
91.9	2.0164	1.0164	148.27	1.918	0.918			
93.1	2.0138	1.0138	149.42	1.916	0.916			
94.2	2.0112	1.0112	150.57	1.914	0.914			
95.4	2.0086	1.0086	151.72	1.913	0.913			
96.5	2.0061	1.0061	152.87	1.911	0.911			
97.7	2.0036	1.0036	154.02	1.910	0.910			
98.8	2.0011	1.0011	155.17	1.908	0.908			
100.0	1.9987	0.9987	156.32	1.907	0.907			
101.1	1.9963	0.9963	157.47	1.905	0.905			
102.3	1.9939	0.9939	158.62	1.904	0.904			
103.4	1.9915	0.9915	159.77	1.902	0.902			
104.6	1.9892	0.9892	160.91	1.900	0.900			
105.7	1.9869	0.9869	162.06	1.899	0.899			
106.9	1.9846	0.9846	163.21	1.897	0.897			
108.0	1.9823	0.9823	164.36	1.896	0.896			
109.2	1.9801	0.9801	165.51	1.895	0.895			
110.3	1.9779	0.9779	166.66	1.893	0.893			
111.48	1.978	0.978	167.81	1.892	0.892			
112.63	1.976	0.976	168.96	1.890	0.890			
113.78	1.974	0.974	170.11	1.889	0.889			
114.93	1.972	0.972	171.26	1.887	0.887			
116.08	1.969	0.969	172.41	1.886	0.886			
117.23	1.967	0.967	173.56	1.885	0.885			
118.38	1.965	0.965	174.71	1.883	0.883			
119.53	1.963	0.963	175.86	1.882	0.882			
120.68	1.961	0.961	177.01	1.880	0.880			
121.83	1.959	0.959	178.16	1.879	0.879			
122.98	1.957	0.957	179.31	1.878	0.878			
124.13	1.955	0.955	180.46	1.876	0.876			
125.28	1.953	0.953	181.61	1.875	0.875			
126.43	1.951	0.951	182.76	1.874	0.874			
127.58	1.949	0.949	183.91	1.872	0.872			
128.73	1.948	0.948	185.06	1.871	0.871			
129.88	1.946	0.946	186.21	1.870	0.870			
131.03	1.944	0.944	187.35	1.868	0.868			
132.18	1.942	0.942	188.50	1.867	0.867			
133.32	1.940	0.940	189.65	1.866	0.866			
134.47	1.938	0.938	190.80	1.865	0.865			
135.62	1.937	0.937	191.95	1.863	0.863			
136.77	1.935	0.935	193.10	1.862	0.862			

Deformações por umedecimento							
Tensão	(ua-uw)	λ (s)	α^s	Po*	dPo*	(1+e)mod	e mod
200	50	0.218	0.874	131.10	0.000	1.855	0.855
200	49.52	0.218	0.874	131.47	0.369	1.854	0.854
200	49.04	0.218	0.875	131.84	0.372	1.854	0.854
200	48.56	0.218	0.875	132.22	0.376	1.853	0.853
200	48.08	0.217	0.875	132.60	0.380	1.853	0.853
200	47.60	0.217	0.876	132.98	0.384	1.852	0.852
200	47.12	0.217	0.876	133.37	0.388	1.851	0.851
200	46.63	0.217	0.877	133.76	0.392	1.851	0.851
200	46.15	0.217	0.877	134.16	0.396	1.850	0.850
200	45.67	0.217	0.877	134.56	0.400	1.850	0.850
200	45.19	0.217	0.878	134.96	0.404	1.849	0.849
200	44.71	0.217	0.878	135.37	0.409	1.849	0.849
200	44.23	0.217	0.879	135.79	0.413	1.848	0.848
200	43.75	0.217	0.879	136.20	0.417	1.848	0.848
200	43.27	0.216	0.880	136.62	0.422	1.847	0.847
200	42.79	0.216	0.880	137.05	0.426	1.846	0.846
200	42.31	0.216	0.880	137.48	0.431	1.846	0.846
200	41.83	0.216	0.881	137.92	0.436	1.845	0.845
200	41.35	0.216	0.881	138.36	0.440	1.845	0.845
200	40.87	0.216	0.882	138.80	0.445	1.844	0.844
200	40.38	0.216	0.882	139.25	0.450	1.844	0.844
200	39.90	0.2157	0.883	139.71	0.455	1.843	0.843
200	39.42	0.2156	0.883	140.17	0.460	1.842	0.842
200	38.94	0.2154	0.884	140.63	0.465	1.842	0.842
200	38.46	0.2153	0.884	141.10	0.470	1.841	0.841
200	37.98	0.2152	0.885	141.58	0.475	1.840	0.840
200	37.50	0.2151	0.885	142.06	0.480	1.840	0.840
200	37.02	0.2149	0.886	142.54	0.486	1.839	0.839
200	36.54	0.2148	0.887	143.03	0.491	1.839	0.839
200	36.06	0.2147	0.887	143.53	0.497	1.838	0.838
200	35.58	0.2146	0.888	144.03	0.502	1.837	0.837
200	35.10	0.2144	0.888	144.54	0.508	1.837	0.837
200	34.62	0.2143	0.889	145.05	0.514	1.836	0.836
200	34.13	0.2141	0.889	145.57	0.519	1.835	0.835
200	33.65	0.2140	0.890	146.10	0.525	1.835	0.835
200	33.17	0.2139	0.891	146.63	0.531	1.834	0.834
200	32.69	0.2137	0.891	147.17	0.537	1.833	0.833
200	32.21	0.2136	0.892	147.71	0.544	1.833	0.833
200	31.73	0.2134	0.893	148.26	0.550	1.832	0.832
200	31.25	0.2133	0.893	148.82	0.556	1.831	0.831
200	30.77	0.2131	0.894	149.38	0.563	1.831	0.831
200	30.29	0.2130	0.895	149.95	0.569	1.830	0.830

Deformações por umedecimento							
Tensão	(ua-uw)	λ (s)	α^s	Po*	dPo*	(1+e)mod	e mod
200	29.81	0.2128	0.895	150.52	0.573	1.829	0.829
200	29.33	0.2126	0.896	151.11	0.582	1.828	0.828
200	28.85	0.2125	0.897	151.70	0.589	1.828	0.828
200	28.37	0.2123	0.897	152.29	0.596	1.827	0.827
200	27.88	0.2121	0.898	152.89	0.603	1.826	0.826
200	27.40	0.2120	0.899	153.50	0.610	1.826	0.826
200	26.92	0.2118	0.900	154.12	0.617	1.825	0.825
200	26.44	0.2116	0.901	154.75	0.624	1.824	0.824
200	25.96	0.2114	0.901	155.38	0.631	1.823	0.823
200	25.48	0.2112	0.902	156.02	0.639	1.823	0.823
200	25.00	0.2110	0.903	156.66	0.646	1.822	0.822
200	24.52	0.2108	0.904	157.31	0.654	1.821	0.821
200	24.04	0.2106	0.905	157.98	0.661	1.820	0.820
200	23.56	0.2104	0.906	158.64	0.669	1.820	0.820
200	23.08	0.2102	0.907	159.32	0.676	1.819	0.819
200	22.60	0.2100	0.908	160.01	0.684	1.818	0.818
200	22.12	0.2098	0.909	160.70	0.692	1.817	0.817
200	21.63	0.2096	0.910	161.40	0.700	1.816	0.816
200	21.15	0.2093	0.911	162.11	0.708	1.816	0.816
200	20.67	0.2091	0.912	162.82	0.716	1.815	0.815
200	20.19	0.2089	0.913	163.55	0.724	1.814	0.814
200	19.71	0.2086	0.914	164.28	0.733	1.813	0.813
200	19.23	0.2084	0.915	165.02	0.741	1.812	0.812
200	18.75	0.2082	0.916	165.77	0.749	1.811	0.811
200	18.27	0.2079	0.917	166.53	0.757	1.811	0.811
200	17.79	0.2076	0.918	167.29	0.766	1.810	0.810
200	17.31	0.2074	0.920	168.07	0.774	1.809	0.809
200	16.83	0.2071	0.921	168.85	0.783	1.808	0.808
200	16.35	0.2068	0.922	169.64	0.791	1.807	0.807
200	15.87	0.2065	0.923	170.44	0.799	1.806	0.806
200	15.38	0.2063	0.925	171.25	0.808	1.805	0.805
200	14.90	0.2060	0.926	172.06	0.816	1.805	0.805
200	14.42	0.2057	0.928	172.89	0.824	1.804	0.804
200	13.94	0.2053	0.929	173.72	0.832	1.803	0.803
200	13.46	0.2050	0.931	174.56	0.840	1.802	0.802
200	12.98	0.2047	0.932	175.41	0.848	1.801	0.801
200	12.50	0.2044	0.934	176.26	0.856	1.800	0.800
200	12.02	0.2040	0.935	177.13	0.864	1.799	0.799
200	11.54	0.2037	0.937	178.00	0.872	1.798	0.798
200	11.06	0.2033	0.939	178.88	0.879	1.797	0.797
200	10.58	0.2029	0.940	179.77	0.886	1.797	0.797
200	10.10	0.2025	0.942	180.66	0.893	1.796	0.796

Deformações por umedecimento							
Tensão	(ua-uw)	λ (s)	α^s	Po*	dPo*	(1+e)mod	e mod
200	9.615385	0.2022	0.944	181.56	0.900	1.795	0.795
200	9.13	0.2018	0.946	182.46	0.906	1.794	0.794
200	8.65	0.2013	0.948	183.38	0.912	1.793	0.793
200	8.17	0.2009	0.950	184.29	0.917	1.792	0.792
200	7.69	0.2005	0.952	185.22	0.922	1.791	0.791
200	7.21	0.2000	0.955	186.14	0.927	1.790	0.790
200	6.73	0.1996	0.957	187.07	0.931	1.789	0.789
200	6.25	0.1991	0.959	188.01	0.934	1.788	0.788
200	5.77	0.1986	0.962	188.94	0.937	1.787	0.787
200	5.29	0.1981	0.964	189.88	0.938	1.786	0.786
200	4.81	0.1976	0.967	190.82	0.939	1.786	0.786
200	4.33	0.1970	0.970	191.76	0.939	1.785	0.785
200	3.85	0.1965	0.973	192.70	0.938	1.784	0.784
200	3.37	0.1959	0.976	193.63	0.936	1.783	0.783
200	2.88	0.1953	0.979	194.57	0.932	1.782	0.782
200	2.40	0.1947	0.982	195.49	0.927	1.781	0.781
200	1.92	0.1941	0.985	196.41	0.921	1.780	0.780
200	1.44	0.1934	0.989	197.33	0.913	1.779	0.779
200	0.96	0.1927	0.992	198.23	0.903	1.779	0.779
200	0.48	0.1920	0.996	199.12	0.891	1.778	0.778
200	0.00	0.1913	1.000	200.00	0.878	1.777	0.777



Deformações plásticas após umedecimento								
Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod
200	1.777	0.777	513.6	1.602	0.602	827.2	1.514	0.514
206.40	1.771	0.771	520.0	1.599	0.599	833.6	1.512	0.512
212.80	1.765	0.765	526.4	1.597	0.597	840.0	1.511	0.511
219.20	1.760	0.760	532.8	1.595	0.595	846.4	1.510	0.510
225.60	1.754	0.754	539.2	1.593	0.593	852.8	1.508	0.508
232.00	1.749	0.749	545.6	1.591	0.591	859.2	1.507	0.507
238.40	1.744	0.744	552.0	1.588	0.588	865.6	1.505	0.505
244.80	1.739	0.739	558.4	1.586	0.586	872.0	1.504	0.504
251.20	1.734	0.734	564.8	1.584	0.584	878.4	1.503	0.503
257.60	1.730	0.730	571.2	1.582	0.582	884.8	1.501	0.501
264.00	1.725	0.725	577.6	1.580	0.580	891.2	1.500	0.500
270.40	1.721	0.721	584.0	1.578	0.578	897.6	1.499	0.499
276.80	1.716	0.716	590.4	1.576	0.576	904.0	1.497	0.497
283.20	1.712	0.712	596.8	1.574	0.574	910.4	1.496	0.496
289.60	1.708	0.708	603.2	1.572	0.572	916.8	1.495	0.495
296.00	1.704	0.704	609.6	1.570	0.570	923.2	1.494	0.494
302.40	1.700	0.700	616.0	1.568	0.568	929.6	1.492	0.492
308.80	1.696	0.696	622.4	1.566	0.566	936.0	1.491	0.491
315.20	1.692	0.692	628.8	1.564	0.564	942.4	1.490	0.490
321.60	1.688	0.688	635.2	1.563	0.563	948.8	1.489	0.489
328.00	1.685	0.685	641.6	1.561	0.561	955.2	1.487	0.487
334.40	1.681	0.681	648.0	1.559	0.559	961.6	1.486	0.486
340.80	1.678	0.678	654.4	1.557	0.557	968.0	1.485	0.485
347.20	1.674	0.674	660.8	1.555	0.555	974.4	1.484	0.484
353.60	1.671	0.671	667.2	1.553	0.553	980.8	1.482	0.482
360.00	1.668	0.668	673.6	1.552	0.552	987.2	1.481	0.481
366.40	1.664	0.664	680.0	1.550	0.550	993.6	1.480	0.480
372.80	1.661	0.661	686.4	1.548	0.548	1000.0	1.479	0.479
379.20	1.658	0.658	692.8	1.547	0.547	1006.4	1.478	0.478
385.60	1.655	0.655	699.2	1.545	0.545	1012.8	1.476	0.476
392.00	1.652	0.652	705.6	1.543	0.543	1019.2	1.475	0.475
398.40	1.649	0.649	712.0	1.541	0.541	1025.6	1.474	0.474
404.80	1.646	0.646	718.4	1.540	0.540	1032.0	1.473	0.473
411.20	1.643	0.643	724.8	1.538	0.538	1038.4	1.472	0.472
417.60	1.640	0.640	731.2	1.537	0.537	1044.8	1.471	0.471
424.00	1.637	0.637	737.6	1.535	0.535	1051.2	1.470	0.470
430.40	1.634	0.634	744.0	1.533	0.533	1057.6	1.468	0.468
436.80	1.632	0.632	750.4	1.532	0.532	1064.0	1.467	0.467
443.20	1.629	0.629	756.8	1.530	0.530	1070.4	1.466	0.466
449.60	1.626	0.626	763.2	1.529	0.529	1076.8	1.465	0.465
456.00	1.624	0.624	769.6	1.527	0.527	1083.2	1.464	0.464
462.40	1.621	0.621	776.0	1.526	0.526	1089.6	1.463	0.463
468.80	1.619	0.619	782.4	1.524	0.524	1096.0	1.462	0.462
475.20	1.616	0.616	788.8	1.523	0.523	1102.4	1.461	0.461
481.60	1.614	0.614	795.2	1.521	0.521	1108.8	1.460	0.460
488.0	1.611	0.611	801.6	1.520	0.520	1115.2	1.459	0.459
494.4	1.609	0.609	808.0	1.518	0.518	1121.6	1.458	0.458
500.8	1.606	0.606	814.4	1.517	0.517	1128.0	1.457	0.457
507.2	1.604	0.604	820.8	1.515	0.515	1134.4	1.456	0.456

Deformações plásticas após umedecimento					
Tensão	(1+e)mod	e mod	Tensão	(1+e)mod	e mod
1140.8	1.455	0.455	1454.4	1.410	0.410
1147.2	1.454	0.454	1460.8	1.409	0.409
1153.6	1.452	0.452	1467.2	1.408	0.408
1160.0	1.451	0.451	1473.6	1.407	0.407
1166.4	1.450	0.450	1480.0	1.407	0.407
1172.8	1.449	0.449	1486.4	1.406	0.406
1179.2	1.448	0.448	1492.8	1.405	0.405
1185.6	1.447	0.447	1499.2	1.404	0.404
1192.0	1.446	0.446	1505.6	1.403	0.403
1198.4	1.445	0.445	1512.0	1.403	0.403
1204.8	1.444	0.444	1518.4	1.402	0.402
1211.2	1.444	0.444	1524.8	1.401	0.401
1217.6	1.443	0.443	1531.2	1.400	0.400
1224.0	1.442	0.442	1537.6	1.400	0.400
1230.4	1.441	0.441	1544.0	1.399	0.399
1236.8	1.440	0.440	1550.4	1.398	0.398
1243.2	1.439	0.439	1556.8	1.397	0.397
1249.6	1.438	0.438	1563.2	1.397	0.397
1256.0	1.437	0.437	1569.6	1.396	0.396
1262.4	1.436	0.436	1576.0	1.395	0.395
1268.8	1.435	0.435	1582.4	1.394	0.394
1275.2	1.434	0.434	1588.8	1.394	0.394
1281.6	1.433	0.433	1595.2	1.393	0.393
1288.0	1.432	0.432	1601.6	1.392	0.392
1294.4	1.431	0.431	1608.0	1.391	0.391
1300.8	1.430	0.430	1614.4	1.391	0.391
1307.2	1.429	0.429	1620.8	1.390	0.390
1313.6	1.429	0.429	1627.2	1.389	0.389
1320.0	1.428	0.428	1633.6	1.388	0.388
1326.4	1.427	0.427			
1332.8	1.426	0.426			
1339.2	1.425	0.425			
1345.6	1.424	0.424			
1352.0	1.423	0.423			
1358.4	1.422	0.422			
1364.8	1.422	0.422			
1371.2	1.421	0.421			
1377.6	1.420	0.420			
1384.0	1.419	0.419			
1390.4	1.418	0.418			
1396.8	1.417	0.417			
1403.2	1.416	0.416			
1409.6	1.416	0.416			
1416.0	1.415	0.415			
1422.4	1.414	0.414			
1428.8	1.413	0.413			
1435.2	1.412	0.412			
1441.6	1.411	0.411			
1448.0	1.411	0.411			

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- AGNELLI , N. (1997).** *“Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composição química.”* São Carlos. 205p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- AITCHISON, G. D.; DONAL, I. B. (1956).** *“Effective stresses in unsaturated soil”* In: New Zealand Soils Mechanics Conference, 2º Austrália, p. 192-199.
- ALONSO, E. E.; GENS, A .; JOSA A . (1990).** *“A constitutive model for partially saturated soil.”* Géotechnique 40, n° 3, p. 405-430.
- ALONSO, E. E.; GENS, A; HIGHT, D. W. (1987).** *“Special problem soils”*. General Report (session 5), In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation , 9, Dublin, 1997. Proceedins. Rotterdam, A . A . Balkema. p. 5.1 – 5.60.
- BASMA,A . A . & TUNCER,E. R.(1992).** *“Evolution and control of colapsible soils.”*, Jornual of Geotechnical Engineering Division , ASCE, vol 118, n. 10 outubro , pp – 1491 –1504.**BAVER et al. (1972),**
- BUCKINGHAM , E (1907).** Studies on the moviment of soil moisture. Bur. Of soil Bull. 38, U. S. Dept. of Agric. Washington, D.C. 1907. Apud ALONSO & GENS, (1987)
- CARVALHO, M. F. (1994).** *“Estudo de solos colapsíveis no nordeste de Estado de Minas Gerais”*. São Carlos. 137p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CHIU, C.F.; NG, C.W.W.; SHEN, C.K. (1998).** *“Collapse Beahaviour of Loosely Compacted Virgin and Non-Virgin Fills in Hong Kong.”* Proceedings of Second International Conference on Unsaturated Soils, , Beijing,1998 , China , vol. 1, p. 25-30.
- CINTRA, J. C. A. (1995).** *“Fundações em Solos Colapsíveis”*. Tese de Livre Docência-EESC-USP.

- CLEMENCE, S. P. & FINBAR, A. O.** (1981). "*Design Consideration for Collapsible Soils*". Journal of Geotechnical Engineering Division GT3, p.305-317, Vol.107.
- COLLARES, A. C. Z. B.** (1997). "*A Influência de Características Químicas do Fluido de Saturação no Colapso do Solo.*" São Carlos, 96 p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- DAKSHANAMURTHY, V.** (1979) "A Stress-Controlled Study of Swelling Characteristic of Compacted Expansive Clays." Geotechnical Testing Journal ASTM, 2 (1) p. 57-60
- DENISOV** (1951)
- DUDLEY, J. H.** (1970). "Review of collapsing soils." Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 96, (SM3), Maio, pp 925-947. EDIL & MOTAN, 1984
- EDIL, T. B., MOTAN, S. E. & TOHA, F. X.** (1981). "*Mechanical Behavior and Testing Methods of Unsaturated Soils*". Laboratory Shear Strength of Soil. ASTM STP 740, R. N. Yong and F. C., Eds., American Society for Testing Materials, 1981, p. 114-129.
- EL - SOHBY, M. A. SHERIF, M. M., ELLEBOUDY, A. M. & SAAD, M. A.** (1989). "Critical Evaluation of Collapsibility Measurements for Cemented Sand". In Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro, Proceedings, Vol 1, p. 593-596.
- ESCARIO, V.; SAEZ, J.** (1973). "*Graudal collapse of soils originated by a suction decrease.*" In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow, 1973. Anais. v. 4.2 p. 123-124.
- FERREIRA, R. C., MONTEIRO, L. B., PERES, J. E. E. & BENVENUTO, C.** (1989). "*Some Aspects on the Behaviour of Brazilian Collapsible Soils.*" In: XII international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Suppl.vol., p. 117-120
- FREDLUND, D. G.; MORGENTERN, N. R.** (1977). "*Stress state for unsaturated soils.*" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 103, n° GT5, May 1977, p. 447-466.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.** (1993). "*Soil mechanics for unsaturated soils*", John Wiley, New York. 1993

- FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S. & SOARES, M. M. (1998).** *“Estimativa de Colapso de Solos Através de Ensaios de Laboratório”*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, IX, Brasília, 1998, Vol. 2, p.1023-1030.
- FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S, FILHO, F. C. S. & CONCIANI, W.(1999)** *“Experimental and Theoretical Evaluation of The Maximum Collapse”*. In: XI Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Foz do Iguaçu, Brasil, Agosto, 1999, Vol. 1, p. 267-274.
- FUTAI, M. M., (1997)** *“Ensaio Edométricos com Sucção Controlada em um Solo Colapsível não Saturado Argiloso”*, Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil
- GENS, A. & POTTS, D. M. (1988)** *“Critical State Models in Comput. Geomechanics.”* Proc. 1^o Int Symp. Num. Mod. Geomech. Zurich, p. 312-322.
- HILF, J. W. (1956).** *“A Investigation of pore-water pressure in Compacted Cohesive Soils.”* Denver, 1956. 109p. (doutorado – Faculty of Graduate School of the University of Colorado).
- HILLEL, D. (1971).** *“Soil Water – Physical principles and processes.* New York, Academic Press, 1971. Cap. 1-5.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1975).** *“A guide of construction on or with material exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure.”* In: Regional Conference for Africa on Soil Mechanis and Foundation Engineering, 6, Durban, v. 1 p. 99-105.
- JENNINGS & KNIGTS (1957).** *“The additional settlement of foudation due to a collapse of struture of sandy subsoils on wetting.”* In: Internetal Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, IV ICSMFE, London, Butterworths, v. 1, p. 316-319.
- JOSA. A ., ALONSO, E. E. LLORET, A . & GENS, A. (1987).** *“stress-Strain Behavior of Partially Saturated Soil.”* In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Diblin, 1987. Proceedings, Rotterdam, ^{a a} Balkema. p. 561-564.

- LAWTON, E.C.; FRAGASZY, R.J.; HARDCASTLE, J.H. (1989).** "Collapse of compacted clays sand." *Journal of Geotechnical Eng., ASCE*, vol. 115, n.9, Setembro, p. 1252 – 1267.
- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J. HARDCASTLE, H. (1991)** "Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand." *Journal of Geotechnical Engineering*, v.117, n.º. 05, p. 714-730, Maio, 1991.
- LIBARDI, P. L. (1995).** "Dinâmica da água no solo", 1ª edição, editado pelo autor, Departamento de Física e Meteorologia, ESALQ/USP, Piracicaba, SP.
- LOURENS, J. P. & CZAPLA, H. (1987).** " Prediction of Collapse Settlement of High Embankment." *Civil Engineering in South Africa*. 29(2) 49-57
- MACHADO, S. L. & VILAR, O. M. (1997)** "Modelagem das Deformações Induzidas por Variação de Sucção em um solo Compactado." In: *Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 3, NSAT97*, Rio de Janeiro, 1997, Anais. Rio de Janeiro, Vol1, p. 301-310
- MACHADO, S. L. (1995).** "Estudo da Compressão Confinada e do Colapso de um Colúvio Arenoso não Compactado." *Dissertação de Mestrado EESC/USP, São Carlos-SP.*
- MARINHO, F. A. M. (1995).** " A técnica do papel filtro para medição de sucção." In: *Anais do encontro sobre solos não saturados, Rio Grande do Sul, 1995*, p.112-125.
- MARINHO, F. A. M., VARGAS, M. VILAR, O . M. (1998).** "Relation Between Suction na Collapse for a Brazilian Porous Clay." *Proceedings of Second International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, 1998, China, vol. 1, p. 243-248.*
- MARSHALL, T. J. & HOLMES, J. W. (1981)** "Soil Physics. Cambridge, Cambridge University Press, 1981. Cap 1-4.
- MARTINS, F. B., GEHLING, W. Y., BRESSANI, L. A. & BICA, A. V. D. (1997)** "Comportamento em Condições Edométricas de um Solo Residual de Arenito." In: *Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 3, NSAT97*, Rio de Janeiro, 1997, Anais. Rio de Janeiro, Vol1, p. 121-130.

- MIRANDA, A. N. & SILVA FILHO, F. C.** (1997) "*Modelagem de Ensaio Triaxial K_0 em Amostra de Solo Não Saturado Colapsível*" In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 3, ÑSAT97, Rio de Janeiro, 1997, Anais. Rio de Janeiro, Vol1, p. 295-300
- MONACCI, M. D, CARVALHO, D., & ALBUQUERQUE, P. J. R.** (1997) "*Análise de Colapsibilidade de um Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas.*" In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 3, ÑSAT97, Rio de Janeiro, 1997, Anais. Rio de Janeiro, Vol1, p. 113-119
- PILE, K C.** (1980). The Relationship between matrix and Solute Suction, Swelling Pressure, and Magnitude of Swelling in Reactive Clays." In: Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, 3. Wellington, 1980. Proceedings. VI, p. 197-201.
- RAMPINO, C. ; MANCUSO, C.; VINALE, F.;** (1998). "Behavior of a Compacted Silty Sand During Suction Controlled Test." Proceedings of Second International Conference on Unsaturated Soils, , Beijing, 1998 , China , vol. 1, p. 108-113
- REGINATTO, A. R. & FERRERO, J. C.** (1973). "*Collapse Potential of Soil and Soil-Water Chemistry*". In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow. Proceedings, V.2.2, p.177-183.
- REICHARDT, K** (1985). "Processo de Transferência no Sistema solos-planta-atmosfera.", 4. Ed., Campinas, Fundação Caegil, 1985. 466p.
- RÖHM, S. A.** (1993). "*Solos Não Saturados*". Monografia Geotécnica nº. 4, publicação 081/93, EESC/USP, São Carlos.
- ROLLINS, K. M. & ROGERS, W.** (1994). "*Mitigation Measures For Small Structures on Collapsible Alluvial Soils.*" Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 9 Setembro, 1994.
- EL-SOHBY, M. A. SHERIF, M. M., ELLEBOUDY, A. M. SAAD, M. A.** (1989) "Critical Evaluation of Collapsibility Measurements for cemented Sand" In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro. Proceeding, Vol. 1, p. 593-596
- SURIOL, J.; GENS, A.; ALONSO, E. E.** (1998). " Behavior of Compacted Soils in Suction Controlled Oedometer." Proceedings of Second International Conference on Unsaturated Soils, , Beijing, 1998 , China , vol. 1, p. 438-443.

- VARGAS, M. (1978).** "Introdução à Mecânica dos Solos". Mc. Graw-Hill do Brasil – Ed. da Univesidade, São Paaulo.
- VILAR, O. M. & GAIOTO, N. (1994)** "*Comportamento Colapsível de um Solo Laterítico Compactado*". In: Segundo Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife, 1994, Anais, Pernambuco, UFPE.
- VILAR, O . M. (1995).** "*Suction controlled oedometer tests on a compacted clay*" In: International Conference on Unsaturated Soil, I UNSAT'95, Paris, 1995. Anais. França, 1995, v. 1, p. 201-206.
- VILAR, O . M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. (1981).** "*Solos colapsíveis: Um problema para a engenharia de solos tropicais*" In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Anais, Rio de Janeiro, v.1 p. 209-224.
- WOLLE, C.M.; BENVENUTO; B.; CARVALHO, P. A . S. (1981).** "*Colapsible soil foundation on canal in central Brazil.*" In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, XI ICSMFE, Stocolmo, 1981, v. 1, p. 277-280.