

UNIVERSIDADE **F**EDERAL DE
PERNAMBUCO



Maria Manoela Correia de Andrade Dantas Teixeira

Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil - Engenharia Geotécnica

Orientador: Leonardo José do Nascimento Guimarães

Co-Orientador: Lícia Mouta da Costa

Recife – 2006

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE **F**EDERAL DE
PERNAMBUCO



Maria Manoela Correia de Andrade Dantas Teixeira

Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil - Engenharia Geotécnica

Orientador: Leonardo José do Nascimento Guimarães

Co-orientadora: Lícia Mouta da Costa

T266m Teixeira, Maria Manoela Correia de Andrade Dantas

Modelagem hidro-mecânica dos solos colapsíveis de Petrolândia / Maria Manoela Correia de Andrade Dantas Teixeira. – Recife: O Autor, 2006.

xv, 100 f.; il., gráfs., tabs. + cd-rom.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2006.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Modelagem Hidro-Mecânica. 3. Petrolândia - Solos Colapsíveis. I. Título.

624 CDD (22.ed.)

UFPE/BCTG/2007-54



Maria Manoela Correia de Andrade Dantas Teixeira

Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil - Engenharia Geotécnica

Leonardo José do Nascimento Guimarães

Leonardo José do Nascimento Guimarães, D.Sc.

Orientador

Departamento de Engenharia Civil - UFPE

Lícia Mouta da Costa

Lícia Mouta da Costa, D.Sc.

Co-Orientador

Departamento de Engenharia Civil - UFPE

João Barbosa de Souza Neto

João Barbosa de Souza Neto, D.Sc.

Examinador externo

Departamento de Engenharia Civil - UFAC

Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho

Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho, D.Sc.

Examinador interno

Departamento de Engenharia Civil - UFPE

À minha mãe, Thais; e
aos meus avós, Manoel e Maria de Lourdes
por toda confiança, paciência, estímulo e amor.

AGRADECIMENTOS

- A Deus por sempre me dar forças para buscar e conquistar meus sonhos mesmo diante de todas as dificuldades e perdas que a vida apresenta;
- Ao professor e orientador Leonardo Guimarães pela paciência, apoio, orientações e explicações dedicados a mim e tão importantes para a realização e conclusão desta dissertação;
- Aos professores Ivaldo Pontes e José Maria pelos ensinamentos passados e pela ajuda em resolver os trâmites da minha bolsa;
- À professora Lícia Mouta pelas ótimas aulas e por todo o seu apoio dedicado a mim no desenvolvimento desta dissertação;
- Ao professor Amaro Lins, orientador e amigo, que me deu a oportunidade de ingressar como bolsista de iniciação científica na área de geotecnia;
- A João Barbosa pelo constante apoio, incentivo, orientações e pelas informações cedidas à realização desta dissertação;
- Ao professor Roberto Quental pelo fornecimento dos resultados dos ensaios;
- Ao professor Silvio Romero pelos ensinamentos e pelos materiais fornecidos;
- Aos professores do mestrado em Geotecnia pelos conhecimentos transmitidos, pela dedicação e apoio;
- Aos colegas do Laboratório de Métodos Computacionais em Geomecânica (LMCG), Igor, Ramon, Roubier, Ana Cláudia, George e Luciano, pelo convívio, ajuda e bons momentos e em especial a Bianca, Maria Helena e Bruno pela amizade e incentivo constante;
- Aos colegas do mestrado em Geotecnia pelos momentos agradáveis vividos durante os estudos e realização de trabalhos;
- À dona Laudénice e Andréa pela dedicação e apoios sempre dispensados a mim nos seus trabalhos na secretaria da pós-graduação;
- A todos que fazem o Laboratório de Solos e Instrumentação pelo convívio;
- A minha mãe, minha amiga, minha referência, meu apoio, meu tudo;

- A Rodrigo, uma estrela, um anjo, enviado à terra com a missão de trazer a paz e a alegria e que Deus me deu o prazer de conhecer, amar e conviver embora por pouco tempo, mas o tempo suficiente para se tornar inesquecível;
- Aos meus pais, Thaïs e Flávio, e a minha irmã, Ana Flávia, os quais sempre me deram apoio incondicional e estimularam em todas as minhas escolhas nesta caminhada;
- Aos meus avós, Manoel e Lourdes, por todo amor e carinho dedicados a mim e exemplos de vida;
- Aos meus tios Arthemis, Gina e Wilson por todo apoio e estímulo e também aos meus queridos tios Joaquim (*in memorian*) e Sandra (*in memorian*) que embora não estejam mais aqui presentes sei que de onde estiverem estão sempre torcendo por mim;
- A todos os meus amigos, antigos e novos, seja da época do colégio, da graduação, do mestrado ou simplesmente amigos, pela eterna amizade, pelo convívio, pelos momentos de descontração e alegria e pelos conselhos e apoios em todos os momentos;
- A CAPES pelo apoio financeiro;
- Por fim, a todos que contribuíram de forma direta ou indireta para o desenvolvimento desta dissertação e que injustamente não foram aqui citados.

RESUMO

MODELAGEM HIDRO-MECÂNICA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS DE PETROLÂNDIA

Maria Manoela Correia de Andrade Dantas Teixeira

Agosto/2006

Orientador: Leonardo José do Nascimento Guimarães, D. Sc.

Co-orientador: Lícia Mouta Costa, D. Sc.

Palavras-chave: Modelagem Hidro-Mecânica; Elementos Finitos; Colapso.

Número de páginas: 100

A presente dissertação teve como objetivo reproduzir o comportamento de colapso por inundação de um solo colapsível do município de Petrolândia, através de uma modelagem acoplada hidro-mecânica em elementos finitos. A área utilizada como campo experimental foi uma escola agrícola que apresentou danos causados pelo colapso do solo da fundação. Souza Neto (2004) realizou nesta área uma série de ensaios de laboratório que foram estudados com a finalidade de se obter os parâmetros necessários para a simulação numérica em elementos finitos, utilizando um modelo constitutivo elastoplástico (BBM) concebido para reproduzir o comportamento de colapso dos solos não saturados. Foram analisados ensaios edométricos com sucção constante e com carregamento e descarregamento da tensão vertical (EDSC) e edométricos com a tensão vertical constante e variação da sucção (EDSV). Posteriormente, passou-se à simulação de um ensaio de campo denominado expansocolapsômetro, o qual permite medir as deformações de uma pequena placa colocada sobre o solo na profundidade desejada. Para a profundidade estudada (1,0m) foram realizados 5 destes ensaios, variando apenas a tensão de inundação para cada um deles. O programa computacional utilizado foi o CODE_BRIGHT (Olivella et al., 1996) o qual reproduziu de maneira coerente os colapsos obtidos em campo.

ABSTRACT

HYDRO-MECHANICAL MODELING OF PETROLÂNDIA COLLAPSIBLE SOIL

Maria Manoela Correia de Andrade Dantas Teixeira

August/2006

Advisors: Leonardo José do Nascimento Guimarães

Keywords: Hydro-Mechanical Modeling; Finite Element; Collapse.

This dissertation aims to reproduce the collapse behavior by hydration of a collapsible soil of Petrolândia municipality through a coupled hydro-mechanical modeling by finite element method. The experimental site was in an agricultural school which presented damages caused by collapse of the foundation soil. Souza Neto (2004) carried out a series of laboratory tests with this soil in order to get the parameters need for numerical simulation by a finite element code using an elastoplastic constitutive model (BBM) developed to reproduce the collapse behavior of unsaturated soils. Edometric tests with constant suction and with vertical stress loading and unloading (EDSC) and edometric with constant vertical stress and suction variation (EDSV) were analyzed. Later on it was carried out the simulation of an in situ test named expansocolapsometer, which allows the measurement of the field settlements of a small plate inserted at any depth inside an auger boring hole. Five tests were performed at 1,0m depth, changing only the stress level at wetting for each one of them. The computational code used was CODE_BRIGHT (Olivella et al., 1996) which reproduced in a coherent way the collapse achieved in situ.

SUMÁRIO

Capítulo 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
Capítulo 2. COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS	6
2.1. SOLOS NÃO SATURADOS	6
2.2. SOLOS COLAPSÍVEIS	9
2.2.1. Locais de Ocorrência	10
2.2.2. Fatores que Influenciam no Colapso dos Solos	11
2.2.2.1. Tipo do solo (granulometria)	11
2.2.2.2. Influência da variação no percentual do material argílico	12
2.2.2.3. Peso específico aparente seco e umidade inicial	13
2.2.2.4. Tipo de permeante	15
2.2.2.5. Velocidade de inundação	16
2.2.2.6. Tensão vertical de inundação	17
2.3. SUCÇÃO NOS SOLOS NÃO SATURADOS	18
2.3.1. Relação Sucção-Umididade: curva de retenção	19
2.3.2. Histerese	22
2.4. IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS E QUANTIFICAÇÃO DO COLAPSO	23
2.4.1. Métodos Diretos	25
2.4.1.1. Ensaio de laboratório	25
2.4.1.2. Ensaio de campo	25
2.5. MODELAGEM NUMÉRICA HIDRO-MECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS	32
2.5.1. Problema Hidro-Mecânico	32
2.5.2. Modelo Constitutivo Hidráulico	34
2.5.3. Modelo Constitutivo Mecânico	35
2.5.3.1. Modelos Elastoplásticos	36

2.5.3.1.1. Modelo de Alonso et al. (1990) - BBM	36
Capítulo 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO NO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA	45
3.1. INTRODUÇÃO	45
3.2. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	45
3.3. CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA	47
3.4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	50
3.4.1. Amostragem	51
3.4.2. Ensaio de Caracterização	51
3.4.3. Curva Característica	52
3.5. OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS EMPREGADOS NA MODELAGEM NUMÉRICA	55
3.5.1. Ensaio de Laboratório: EDSC e EDSV	56
3.5.2. Ensaio de Campo: Expansocolapsômetro	62
Capítulo 4. MODELAGEM DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO DO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA	67
4.1. INTRODUÇÃO	67
4.2. MODELAGEM NUMÉRICA	67
4.2.1. Ensaio de Laboratório	68
4.2.1.2. Determinação dos parâmetros do modelo de Alonso et al. (1990)	68
4.2.2. Ensaio de Campo	70
Capítulo 5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	90
5.1. INTRODUÇÃO	90
5.2. CONCLUSÕES	90
5.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	91
Capítulo 6. REFERÊNCIAS	92

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

- Figura 1.1 Fissura provocada pelo colapso do solo numa vista do interior de uma sala de aula. (Souza Neto, 2004). 2

Capítulo 2. COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

- Figura 2.1 Divisão da Mecânica dos Solos. (Fredlund e Rahardjo, 1993). 7
- Figura 2.2 Fases do solo e espécies componentes das fases. 8
- Figura 2.3 Elemento de solo não saturado, segundo Fredlund e Morgenstern (1976). 8
- Figura 2.4 Fases dos solos não saturados. a) Sistema quadrifásico; b) Sistema trifásico. 9
- Figura 2.5 a) Efeito do peso específico aparente seco inicial sobre o potencial de colapso; b) Efeito da umidade inicial sobre o potencial de colapso. (Basman e Tuncer, 1992). 13
- Figura 2.6 Influência da umidade inicial na compressibilidade de uma areia siltosa colapsível. (Ferreira, 1995). 14
- Figura 2.7 Curvas de retenção para solos arenosos, siltosos e argilosos. (Fredlund e Xing, 1994) 20
- Figura 2.8 Sucção versus grau de saturação. (Fredlund & Rahardjo, 1993). 20
- Figura 2.9 Curvas de retenção típicas de solo durante drenagem. (Bear, 1979). 21
- Figura 2.10 Histerese da curva de retenção. (Bear, 1979). 22
- Figura 2.11 Trajetórias seguidas nos ensaios edométricos: (a) Carregamento na umidade natural ou com inundação prévia; (b) Inundação sob carregamento. 23
- Figura 2.12 Expansocolapsômetro. (Ferreira e Lacerda, 1993). 26

Figura 2.13	Variação do colapso com a profundidade. (Ferreira e Lacerda, 1993).	27
Figura 2.14	Down Hole Collapse Test. (Mahmoud et al., 1995).	28
Figura 2.15	Variação da deformação de colapso com o tempo em Petrolina-PE. (Fucale, 2000).	29
Figura 2.16	Expansocolapsômetro com acoplamento do permeâmetro Guelph. (Souza Neto, 2004).	30
Figura 2.17	a) caminho de tensões para carregamento isotrópico p e sucção s constantes; b) superfícies de escoamento SI e LC (Alonso et al., 1987).	37
Figura 2.18	Relação entre as tensões de escoamento p_0 e p_0^* . (a) curvas de compressão para o solo saturado e não saturado; (b) trajetória de tensão e curvas de escoamento para o plano de estado de tensão (p,s) .(Alonso et al., 1990).	39
Figura 2.19	Superfícies de escoamento. (a) no espaço (p,q) ; (b) no espaço (p,s) . (Alonso et al., 1990).	42
Figura 2.20	Superfícies de escoamento no plano (p,q,s) . (Alonso et al., 1990).	43
Capítulo 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO NO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA		
Figura 3.1	Localização do município de Petrolândia no Estado de Pernambuco. (modificado de Fucale, 2000).	46
Figura 3.2	Localização da área estudada (colégio agrícola) por Souza Neto (2004) no município de Petrolândia-PE. (Souza Neto, 2004).	46
Figura 3.3	Localização da área estudada (colégio agrícola) por Souza Neto (2004). (Souza Neto, 2004).	47
Figura 3.4	Precipitações pluviométricas mensais no período de 2000-2002 e a média mensal dos últimos 30 anos de observação (1973-2002) no município de Petrolândia-PE. (Souza Neto,	48

	2004).	
Figura 3.5	Variação da granulometria sem o uso de defloculante, umidade, grau de saturação e sucção com a profundidade, obtidos durante a amostragem realizada no mês de junho/2001. (Souza Neto, 2004).	50
Figura 3.6	Localização dos blocos nas respectivas profundidades. (Souza Neto, 2004).	51
Figura 3.7	Curva característica: Teor de umidade (%) versus sucção (KPa). Blocos 3 e 4 (prof. 1,0-1,3m). (Souza Neto, 2004).	53
Figura 3.8	Curvas características ajustadas segundo a equação de Van Genuchten (1980): (a) Umidade volumétrica versus sucção (KPa); (b) Grau de saturação versus sucção (KPa). Blocos 3 e 4 (prof. 1,0-1,3m). (Souza Neto, 2004).	53
Figura 3.9	Curva característica. Representação esquemática do procedimento gráfico de obtenção dos parâmetros. (Fredlund e Xing, 1994).	54
Figura 3.10	Resultados dos ensaios edométricos com sucção controlada EDSC na amostra de 1,0-1,3m. a) e versus $\log \sigma_v$; b) ε_v versus $\log \sigma_v$. (Souza Neto, 2004).	58
Figura 3.11	LC experimental. (modificada de Souza Neto, 2004).	60
Figura 3.12	Resultados dos ensaios edométricos com sucção variável EDSV na amostra de 1,0-1,3 m. a) σ_v versus s ; b) σ_v versus volume específico (v) e c) s versus v . (Souza Neto, 2004).	61
Figura 3.13	Profundidades dos ensaios realizados com o expansocolapsômetro e a indicação do bulbo de tensões. (Souza Neto, 2004)	62
Figura 3.14	Gráfico da raiz do tempo x recalque obtidas pelo ensaio de campo Expansocolapsômetro para a profundidade de 1,0m. (a) tensão de inundação de 30 kPa; (b) tensão de inundação de 60 kPa e (c) tensão de inundação de 100 kPa. (Modificado de Souza Neto, 2004).	65

Figura 3.15	Gráfico da tensão vertical x recalque obtida pelo ensaio de campo Expansocolapsômetro para a profundidade de 1,0m para diferentes tensões de inundação. (Souza Neto, 2004).	66
-------------	---	----

Capítulo 4. MODELAGEM DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO DO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA

Figura 4.1	Resultados obtidos dos ensaios edométricos (EDSC) e de simulações a sucções diferentes.	69
Figura 4.2	Geometria básica de todos os casos e os materiais.	71
Figura 4.3	Malha de elementos finitos.	72
Figura 4.4	Condições de contorno mecânicas.	73
Figura 4.5	Condições de contorno hidráulicas.	73
Figura 4.6	Distribuição da tensão de pré-adensamento no tempo imediatamente anterior a execução do furo.	75
Figura 4.7	Resultados obtidos dos colapsos medidos em campo e das simulações dos ensaios com o expansocolapsômetro a diferentes tensões de inundação. (a) tensão de inundação de 100kPa; (b) tensão de inundação de 60kPa; (c) e (d) tensão de inundação de 30kPa.	76
Figura 4.8	Figura ilustrando a zona de tração para o caso do ensaio ECT1A-1	78
Figura 4.9	p versus q para o modelo atual	78
Figura 4.10	Modificação em p versus q onde se admite duas superfícies de fluência.	79
Figura 4.11	Malha de referência e malha da deformada final para um fator de 5 após a realização do ensaio ECT2-2.	79
Figura 4.12	Vetores de deslocamento final do ensaio ECT2-2	80
Figura 4.13	Vetores de deslocamento. (a) ensaio ECT1A-1; (b) ensaio ECT3-2 e (c) ensaio ECT4A-1.	81
Figura 4.14	Evoluções, durante a etapa de aplicação do geoestático na	82

simulação dos ensaios, da: (a) pressão de líquido; (b) tensão vertical; (c) tensão horizontal e (d) porosidade.

Figura 4.15	Evoluções, durante a etapa da simulação da escavação, da: (a) pressão de líquido; (b) tensão vertical; (c) tensão horizontal e (d) porosidade.	83
Figura 4.16	Malha deformada para o fator de 20 após a etapa da escavação.	84
Figura 4.17	Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT1A-1. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	85
Figura 4.18	Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT2-2. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	85
Figura 4.19	Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT3-2. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	86
Figura 4.20	Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT4A-1. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	86
Figura 4.21	Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT1A-1. (a) estado inicial com a imposição do geoestático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	87
Figura 4.22	Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT2-2. (a) estado inicial com a imposição do geoestático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	87
Figura 4.23	Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT3-2. (a) estado inicial com a imposição do geoestático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	88
Figura 4.24	Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT4A-1. (a) estado inicial com a imposição do geoestático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.	88

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2. COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Tabela 2.1	Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis. (Ferreira, 1995).	24
Tabela 2.2	Potencial de colapso obtido pelo ensaio Expansocolapsômetro em Petrolina. (Fucale, 2000).	28
Tabela 2.3	Principais características do equipamento apresentado por Ferreira (1995), Mahmoud et al., (1995) e Souza Neto (2004).	31

Capítulo 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO NO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA

Tabela 3.1	Classificação do clima, de acordo com a proposta de De Martone (1941). (citado por Souza Neto, 2004).	49
Tabela 3.2	Classificação do clima, de acordo com a proposta de De Martone (1941). (modificado de Souza Neto, 2004).	49
Tabela 3.3	Condições iniciais dos Corpos de Prova utilizados para a determinação da curva característica. (Souza Neto, 2004).	55
Tabela 3.4	Condições iniciais e finais dos Corpos de Prova utilizados para a realização dos ensaios EDSC e EDSV. (Souza Neto, 2004).	57
Tabela 3.5	Tensão de escoamento e parâmetros de compressibilidade obtidos das curvas dos ensaios com sucção controlada EDSC. (Souza Neto, 2004).	59
Tabela 3.6	Relação de todos os furos, ensaios e as respectivas profundidades e tensões de inundações dos ensaios como expansocolapsômetro. (Souza Neto, 2004).	63
Tabela 3.7	Teor de umidade antes e após o ensaio. (Souza Neto, 2004).	64

Capítulo 4. MODELAGEM DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO DO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA

Tabela 4.1	Parâmetros do modelo elastoplástico de Alonso et al. (1990) fornecidos por Souza Neto (2004) e obtidos pela simulação dos ensaios edométricos com sucção controlada (EDSC).	70
Tabela 4.2	Parâmetros mecânicos e hidráulicos utilizados nas simulações.	72
Tabela 4.3	Recalques de colapso obtidos a partir dos ensaios com o expansocolapsômetro e com a modelagem.	81

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A necessidade de se construir em regiões semi-áridas tem levado os engenheiros geotécnicos a aprofundar seus conhecimentos no estudo dos solos não saturados, cuja abordagem é diferente da abordagem clássica da mecânica dos solos saturados, tanto do ponto de vista experimental quanto do ponto de vista conceitual / teórico.

Os solos não saturados, também conhecidos como parcialmente saturados ou parcialmente secos, são aqueles em que seus poros não estão completamente preenchidos por água. A existência de duas fases fluidas (líquida e gasosa) nos vazios desses solos influencia no seu comportamento, uma vez que afetam os mecanismos de transmissão das forças no contato entre as partículas da fase sólida.

Alguns solos não saturados, quando submetidos a um aumento de umidade sofrem uma considerável redução de volume sem que seja necessária a variação da tensão total. Estes solos não saturados são os conhecidos como solos colapsíveis, enfoque desta dissertação.

Na convenção anual da ASCE, em 1976, na Filadélfia, foi apresentada uma definição a respeito deste tipo de solo, na qual dizia que: solos colapsíveis ou meta-estáveis são aqueles não saturados que experimentam um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume quando inundados com ou sem carga adicional (Clemence e Finbarr, 1981).

Este fenômeno complexo de colapso dos solos não saturados é influenciado por diversos fatores, tais como: o tipo de solo (granulometria), peso específico aparente seco, umidade inicial, tipo de permeante, variação no percentual do material argílico, velocidade de inundação e a tensão vertical de inundação.

O município de Petrolândia, no sertão de Pernambuco, a cerca de 530 km da cidade do Recife, foi escolhido por diversos autores, tais como Ferreira (1995), Souza et al. (1995), Fucale (2000) e Souza Neto (2004) para o estudo da variação volumétrica dos seus solos (colapso), uma vez que estas variações ocasionaram diversos danos em residências populares, prédios públicos e salas de aula da escola agrícola (Figura 1.1).



Figura 1.1. Fissura provocada pelo colapso do solo numa vista do interior de uma sala de aula. (Souza Neto, 2004).

Neste trabalho são simulados, através do programa de elementos finitos com acoplamento hidro-mecânico, os ensaios de Souza Neto (2004) com o solo colapsível do município de Petrolândia. Os ensaios simulados são os de campo com o expansocolapsômetro e os de laboratório com os ensaios edométricos

com sucção constante (EDSC) e os edométricos com aumento e redução da sucção (EDSV).

Nesta dissertação utilizou-se, nas análises numéricas, o código computacional de elementos finitos CODE_BRIGHT (COupled DEformation BRine Gás and Heat Transport), desenvolvido por Olivella et al. (1996), juntamente com o pré e pós processador gráfico GID. Este código permite fazer uma análise de problemas acoplados termo-hidro-mecânico e geoquímico em meios porosos deformáveis e multifásicos (Guimarães, 2002).

1.2. OBJETIVO

O objetivo desta dissertação é reproduzir o comportamento de colapso, por inundação, de um solo colapsível do município de Petrolândia, através da modelagem acoplada hidro-mecânica em elementos finitos. Foram reproduzidos ensaios de campo (expansocolapsômetro) e de laboratório (edométrico com sucção constante e edométrico com sucção variável).

Os ensaios de campo foram realizados por Souza Neto (2004) e se constituem em quatro casos, sendo eles ECT1A-1, ECT2-2, ECT3-2 e ECT4A-1. Todos foram realizados na área do colégio agrícola e na mesma profundidade de 1m, porém as tensões de inundação são diferentes, variando de 30 a 100kPa.

Os estudos realizados nesta dissertação têm a finalidade de obter os parâmetros necessários à simulação do comportamento hidro-mecânico destes ensaios que reproduzam com precisão significativa o comportamento do solo e observar a correspondência dos resultados da modelagem com os obtidos em campo. O código computacional empregado na modelagem numérica neste

trabalho foi o CODE_BRIGTH (Olivella et al., 1996) com a utilização do modelo elastoplástico Barcelona Basic Model, o BBM (Alonso et al., 1990).

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação é composta de cinco capítulos, incluindo este que é o introdutório.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica tanto da parte experimental quanto da parte numérica. Compreendendo, inicialmente, uma revisão sobre conceitos de solos não saturados, locais de ocorrência e fatores que influenciam os solos colapsíveis, sucção nos solos não saturados, relação sucção-umidade, métodos diretos (ensaios de laboratório e de campo) de medidas de colapso, além de apresentar uma descrição do modelo constitutivo elastoplástico utilizado nesta dissertação, o BBM.

Serão apresentadas, no Capítulo 3, algumas características do município de Petrolândia, tais como, a descrição, localização, características geotécnicas (ensaios de caracterização e curva característica) e climáticas da área de estudo, além dos resultados dos ensaios realizados em laboratório, edométricos com sucção constante (EDSC) e edométrico com sucção variável (EDSV) e em campo, expansocolapsômetro. Por fim são apresentados os parâmetros obtidos para a utilização na modelagem numérica.

No Capítulo 4 serão apresentadas as simulações numéricas realizadas para reproduzir ensaios de laboratório e de campo nos solos colapsíveis em estudo, usando o expansocolapsômetro através do código computacional de elementos finitos CODE_BRIGTH. Primeiramente é feita uma descrição geral da geometria, malha, condições iniciais e condições de contorno consideradas, em

seguida são apresentados os parâmetros utilizados para o modelo mecânico e hidráulico e por fim serão apresentados e analisados os resultados obtidos na modelagem e comparados com os resultados obtidos em campo.

Por fim, no Capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas nesta dissertação e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

2.1. SOLOS NÃO SATURADOS

Com o desenvolvimento das regiões áridas, semi-áridas e tropicais, surgiu a necessidade de se estudar os solos não saturados, presentes em todo o mundo, para os quais não se pode utilizar os conceitos da mecânica dos solos tradicional, estabelecidos apenas para os solos saturados. O comportamento e o seu emprego na engenharia justificam a importância de se distinguir os solos saturados dos não saturados.

Os solos saturados ocorrem mais freqüentemente, na natureza, em regiões de clima temperado e os não saturados em regiões de climas áridos, semi-áridos e tropicais. Pode-se encontrar solos não saturados em argilas expansivas de alta plasticidade, solos residuais saprolíticos e lateríticos, depósitos de solos aluviais, coluviais e eólicos, que são os não saturados naturais, e em solos compactados, que são os não saturados artificiais. A Figura 2.1 ilustra esquematicamente a divisão da mecânica dos solos e os principais tipos de solos.

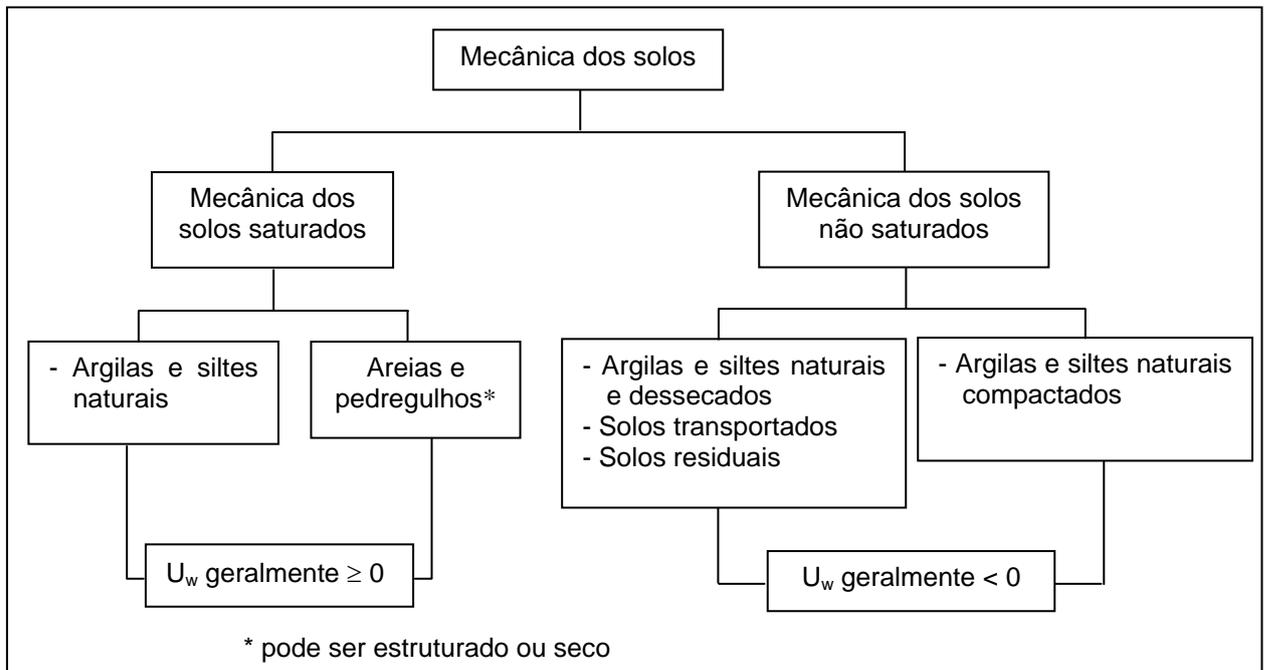


Figura 2.1. Divisão da Mecânica dos Solos. (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Deformações do solo correspondem a variações de forma ou de volume do conjunto, resultantes do deslocamento relativo entre as partículas que os compõem. Estas podem ocorrer de forma rápida ou lenta, após a aplicação das cargas. Verifica-se a deformação rápida em solos arenosos (solicitações drenadas devido a alta permeabilidade destes) ou solos não saturados em geral (expulsão instantânea do ar dos poros do solo). A deformação lenta ocorre em solos argilosos saturados tanto pelo adensamento primário (explicado pela Teoria do Adensamento de Terzaghi) como pelo adensamento secundário (de natureza viscosa).

Os solos saturados são constituídos por apenas duas fases, sólida e líquida, onde, em geral, o princípio das tensões efetivas é válido. Os solos não saturados, sob uma abordagem comumente utilizada, são compostos por três fases e a quantidade relativa destas fases é quem vai definir o seu comportamento. Este sistema trifásico é formado por uma fase sólida, caracterizada pela presença de grãos, partículas sólidas e água adsorvida; uma fase líquida, caracterizada pela presença de água livre; e uma fase gasosa, caracterizada pela presença de ar.

Yoshimi e Osterberg (1963) consideram que há uma relação entre as fases deste sistema trifásico. Sendo a fase sólida constituída por partículas sólidas e água

adsorvida; a fase líquida por água livre, ar dissolvido e sais dissolvidos e a fase gasosa por ar livre e vapor d'água (Figura 2.2).

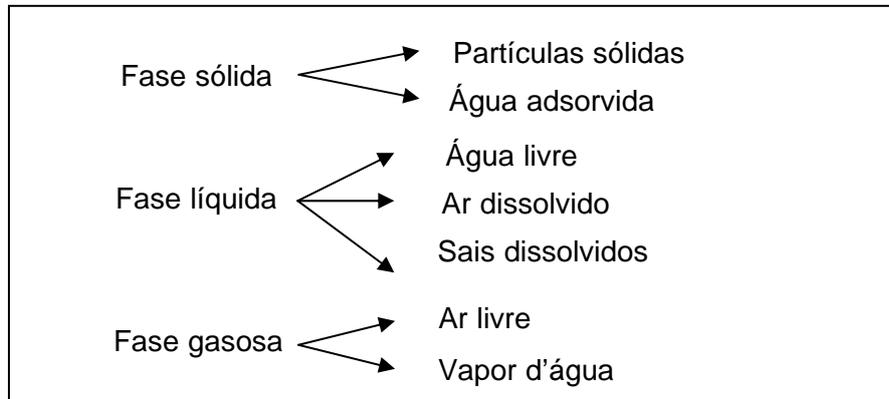


Figura 2.2. Fases do solo e espécies componentes das fases.

Sob o ponto de vista comportamental do solo (em termos de equilíbrio da massa de solo, estado de tensões, resistência e deformação) Fredlund e Morgenstern (1976) propuseram a existência de uma quarta fase, denominada de membrana contrátil, a interface entre a água livre e o ar livre, por considerarem que esta possui propriedades importantes (Figura 2.3). Em termos de comportamento, o solo é visto como uma mistura de duas fases, partículas sólidas e membrana contrátil e a outra, água e ar que fluem, que chegam ao equilíbrio sob ação dos gradientes de tensões aplicadas. Como a espessura da membrana contrátil é da ordem de algumas camadas de moléculas, e na relação peso-volume a parcela da membrana contrátil é desprezível, se comparada com as parcelas correspondentes às demais fases presentes em um sistema caracterizado por um solo não saturado, considera-se, neste caso (relações peso-volume), o solo como um sistema trifásico, incluindo o peso da membrana como parte do peso da água e não considerando seu volume, por isso, a maioria dos autores desconsideram esta fase. Neste trabalho será considerado o solo não saturado como um meio trifásico (Figura 2.4).

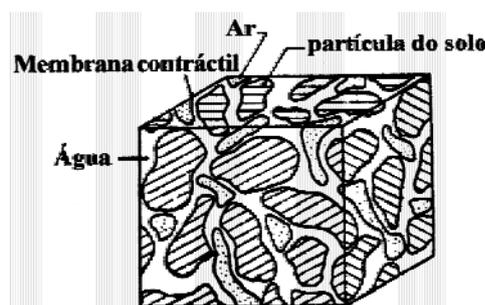


Figura 2.3. Elemento de solo não saturado, segundo Fredlund e Morgenstern (1976).

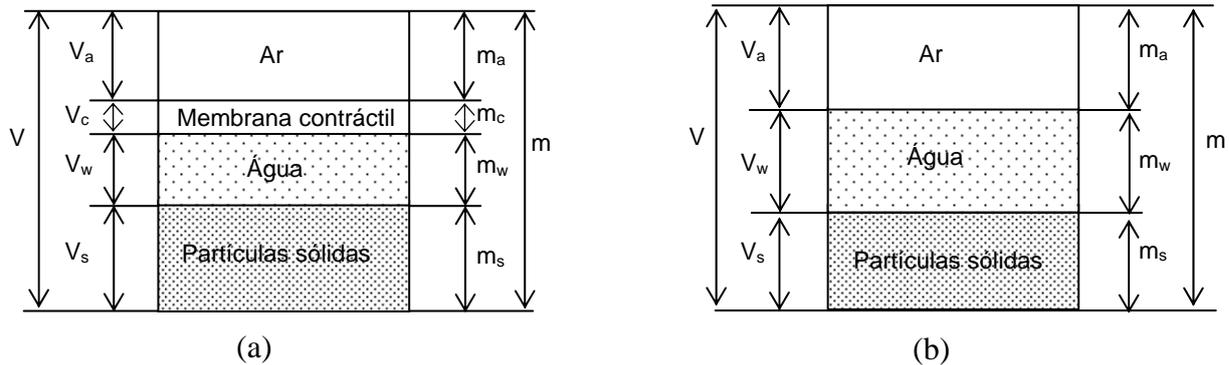


Figura 2.4. Fases dos solos não saturados. a) Sistema quadrifásico; b) Sistema trifásico.

Alguns solos não saturados apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total, são os chamados solos colapsíveis. Ao contrário desses solos, existem solos não saturados que, quando submetidos à saturação, apresentam expansão, são os chamados solos expansivos. Dependendo do nível de carga ao qual está submetido, um mesmo solo pode apresentar colapso ou expansão quando inundado.

2.2. SOLOS COLAPSÍVEIS

Existem solos não saturados que sofrem uma variação significativa no seu volume ao serem acrescidos de água, independente de haver ou não um aumento da carga aplicada. Esta variação pode ser de aumento (expansão) ou de redução de volume (colapso). Estudaremos no presente trabalho o caso da redução de volume, ou seja, os solos colapsíveis.

Nunez (1975) citado por Ferreira (1995), apresentou duas definições de solos colapsíveis. A primeira refere-se a solos que apresentam uma sensível modificação no comportamento tensão-deformação após atingir um valor limite de tensão, sendo menor que o valor da tensão de ruptura do solo. Neste caso, não é necessário que

ocorra modificação substancial na estrutura das partículas, que determine sua quebra, e nem de uma significativa redução de volume. Já a segunda diz que são solos que sofrem colapso da estrutura do esqueleto das partículas quando o nível de tensão excede a certos valores e se aumenta o teor de umidade manifestando-se pela redução brusca dos seus vazios.

Na convenção anual da ASCE, em 1976, na Filadélfia, foi apresentada uma definição a respeito deste tipo de solo, a qual dizia que: solos colapsíveis ou meta-estáveis são aqueles não saturados que experimentam um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume quando inundados com ou sem carga adicional (Clemence e Finbarr, 1981).

A construção em áreas de solos que apresentam esta instabilidade volumétrica quando umedecidos, pode causar sérios problemas, tais como trincas, fissuras ou ruptura de casas, edifícios, reservatórios e canais de irrigação, depressões em pavimentos de rodovias, entre outros.

2.2.1. Locais de Ocorrência

Os solos colapsíveis estão presentes em várias partes do mundo. Várias são as formações que podem apresentar este comportamento; as mais comuns, porém, ocorrem em solos de formação eólicas, aluviais, coluviais, em solos residuais, vulcânicos e compactados.

No Brasil, foram constatados solos naturais colapsíveis em vários estados, tais como, Amazonas, Bahia, Ceará, Goiás, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo, Santa Catarina e no Distrito Federal. No Estado de Pernambuco eles foram encontrados nos municípios de Carnaíba, Gravatá, Itapissuma, Petrolândia, Petrolina, Santa Maria da Boa Vista, e na cidade do Recife.

A identificação no Brasil dos solos colapsíveis está associada a obras de engenharia, tais como, nas barragens, de Três Marias, Jurumirim e Provisão, Ilha

Solteira e São Simão, na região Centro-Sul, apresentados, respectivamente, por Queiroz (1960), Décourt (1968), Vargas (1972) e Viotti (1975); nos conjuntos habitacionais, de Massangana em Petrolina-PE, Petrolândia-PE, Rodelas-BA e Santa Maria da Boa Vista-PE, apresentados por Aragão e Melo (1982), Ferreira (1988), Ferreira e Teixeira (1989) e Ferreira (1990a); no projeto de irrigação, em Bom Jesus da Lapa-BA, em Parnaíba-PI e Uberlândia-MG por Mendonça (1990), Riani e Barbosa (1989) e Costa (1986); projetos de irrigação para apoio à população do Reassentamento Itaparica, Ferreira e Teixeira (1989) e Singner et al (1989).

2.2.2. Fatores que Influenciam no Colapso dos Solos

Vargas (1953) foi, em nível nacional, o primeiro pesquisador a recorrer aos ensaios edométricos na condição natural e inundada para caracterizar o colapso do solo, nas argilas porosas do terciário de São Paulo, como também avaliar fatores externos que influenciam no processo.

Alguns fatores como o tipo do solo, peso específico aparente seco, umidade inicial, tipo de permeante, variação no percentual do material argílico, velocidade de inundação, estado de tensão de inundação têm influência no processo de colapso do solo.

2.2.2.1. Tipo do solo (granulometria)

Segundo Alwail (1990) citado por Guimarães (1997), a areia de Ottawa, misturada com silte de partícula angular com cerca de 10% de argila, tem um potencial de colapso maior se comparada com a mistura da areia com silte de partícula arredondada, desprezando-se o conteúdo de argila, demonstrando, assim, que a composição do silte afeta o potencial de colapso.

Basma e Tuncer (1992) verificaram a influência da granulometria, onde relacionaram o colapso com o coeficiente de uniformidade, C_u , e mostraram que quanto maiores

fossem os valores de C_u maiores seriam os potenciais de colapso. Daí, solos bem graduados, que possuem os valores de C_u maiores terem colapsos superiores a outros solos mal graduados. Analisaram, também, a influência da diferença entre a percentagem de areia e argila na granulometria do solo sobre o potencial de colapso e concluíram que, quanto maior a diferença entre a quantidade de areia e argila, menor seria o potencial de colapso para uma mesma tensão vertical de umedecimento aplicada. A explicação para isto vem do fato de que na fração argilosa existe material ligante nas partículas de grãos menores, e em baixas umidades, as frações argilosas em contato com as partículas de areia propiciam uma resistência cisalhante que resiste à deformação, gerando uma resistência à densificação e, conseqüentemente, um índice de vazios menor. Assim, quando ocorre a inundação do solo, as ligações de argila são parcial ou totalmente destruídas e o solo colapsa.

2.2.2.2. Influência da variação no percentual do material argílico

Ao analisar solos de diferentes áreas dos Estados Unidos, Dudley (1970) observou que os colapsos máximos ocorreram em solos com teores de argila em torno de 12% e que, abaixo de 5%, o colapso foi pequeno, porém no caso do teor de argila acima de 30% verificou-se a expansão. Embora com valores distintos a este apresentado, Lawton et al. (1991) também observou fato semelhante.

Misturas de argilas e areias uniformes do Estado de Utah, nos Estados Unidos, foram utilizados por Rollins et al (1994) em ensaios edométricos inundados à tensão de 100 kPa. Estas argilas variavam de montmoriloníticas sódicas (bentonitas) a caolinitas e suas frações de areia grossa passavam nas peneiras 10 (bentonita), 16 e 70 (caolinita). Rollins et al (1994) observaram que o potencial de colapso aumentava significativamente com o pequeno acréscimo no conteúdo de bentonita, porém o aumento do potencial de colapso era menos intenso para a caolinita, o que pode ser explicado pelo fato de existir uma porcentagem ótima do mineral argílico para o qual o colapso é máximo em muitas misturas.

2.2.2.3. Peso específico aparente seco e umidade inicial

Uma análise da influência do peso específico aparente seco e umidade inicial no potencial de colapso de amostras de solos arenosos, argilosos e siltosos da Jordânia, foi realizada por Basman e Tuncer (1992) e concluíram que, quanto maior o peso específico aparente seco inicial para uma mesma tensão vertical de inundação e umidade inicial, menores eram os potenciais de colapso, devido ao fato de que os solos densos têm menores índices de vazios iniciais e aparentemente uma estrutura mais estável, além de que, quanto maior for o teor de umidade inicial dos solos, para um mesmo grau de compactação e tensão vertical de inundação, menor era o potencial de colapso porque a umidade inicial reduz as forças metaestáveis resultando em menores colapsos, como podem ser verificados na Figura 2. 5.

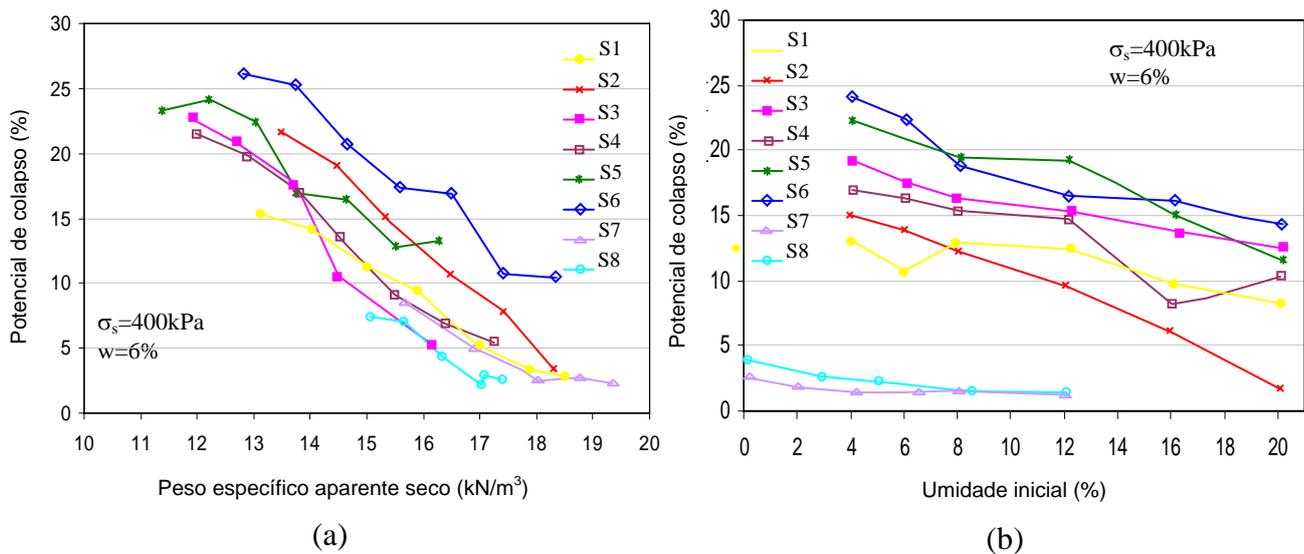


Figura 2.5. a) Efeito do peso específico aparente seco inicial sobre o potencial de colapso; b) Efeito da umidade inicial sobre o potencial de colapso. (Basman e Tuncer, 1992).

Jennings e Knigh (1975), Popescu (1986) e Ferreira (1995) mostram que o colapso tende a aumentar, de forma inversa com a umidade do solo antes da inundação, uma vez que, quanto menor for a umidade, mais rígido será o solo, devido à sucção, e menor será a parcela dos recalques medidos antes da inundação em relação ao recalque total. Pode-se verificar este comportamento na Figura 2.6.

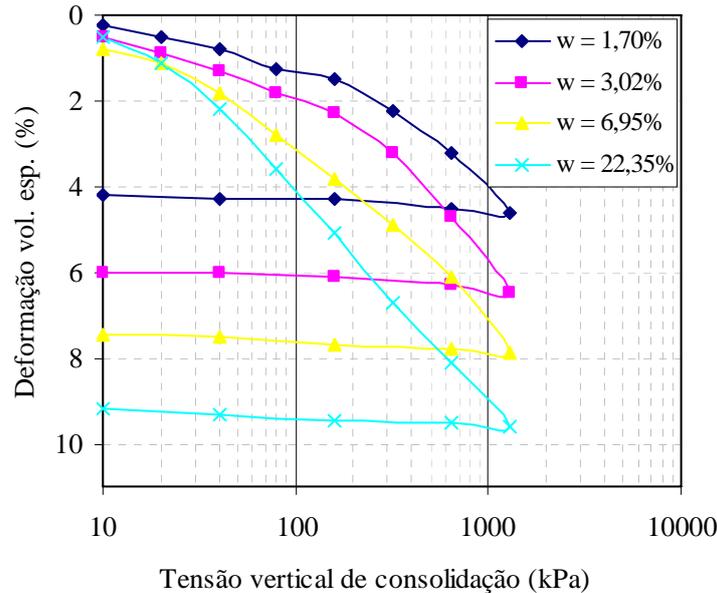


Figura 2.6. Influência da umidade inicial na compressibilidade de uma areia siltosa colapsível. (Ferreira, 1995).

Para que se inicie o colapso duas condições básicas devem ser satisfeitas: a elevação do teor de umidade até um certo valor limite e a atuação de um estado de tensões crítico. Entretanto, existe um grau de saturação crítico (limite inferior), S_r , para gerar a instabilidade da estrutura do solo, característica do colapso. Além desse limite, o acréscimo do grau de saturação implica maiores recalques de colapso, porém até atingir outro valor crítico (limite superior) do grau de saturação, a partir do qual o recalque de colapso deixa de aumentar (Cintra, 1998).

Jennings e Knigh (1975) referem-se apenas ao grau de saturação crítico (limite superior), cujo valor depende da granulometria do solo. Apresentam, baseados em estudos, uma faixa de valores de grau de saturação crítico para diferentes solos colapsíveis:

- $6 < S_r < 10\%$ para pedregulhos finos;
- $50 < S_r < 60\%$ para areias siltosas finas;
- $90 < S_r < 95\%$ para siltes argilosos.

2.2.2.4. Tipo de permeante

Mol e Reginatto (1972) e Reginatto e Ferrero (1973), através de ensaios edométricos duplos, analisaram a influência dos permeantes (água tratada, efluente doméstico, água ácida obtida pela percolação de água destilada), com propriedades físico-químicas diferentes, com pH variando de 7,5 a 8,5, na colapsibilidade em solos de um depósito loess na Argentina. Os autores concluíram que o solo, quando saturado com água tratada, era capaz de suportar uma tensão nitidamente maior, porém era condicionalmente colapsível se saturada com efluente doméstico e verdadeiramente colapsível se umedecido com água ácida.

Análise semelhante foi realizada por Cruz et al (1994) nos solos porosos coluvionares, na região central e oeste do Estado de São Paulo, utilizando como líquido permeante o óleo isolante, a solução ácida de ácido clorídrico, pH entre 1 e 5 e básicas de hidróxido de sódio com pH entre 8 e 13. Constataram que o solo sob tensão nula, quando inundado com líquido com pH até 11, expande. Já para o pH=13, o solo apresentava o colapso da ordem de 2,5%.

No caso da areia amarelo avermelhada de Petrolândia-PE, Ferreira (1995) utilizou permeantes líquidos não orgânicos, água destilada (pH=6,06), água do Rio São Francisco (pH=7,54), água do São Francisco que percola pela areia amarelo avermelhada (pH=6,62) e água da Rede de Abastecimento de Pernambuco (pH=7,94) e observou que os potenciais de colapso encontrados cresciam quando os valores de pH eram superiores a 7 (básico) e inferiores a 7 (ácidos) e apresentavam menores valores para pH neutros.

Com amostras de argilas inorgânicas de Minas Gerais compactadas a pesos específicos aparentes secos próximos aos observados no campo, Galvão et al (1995) realizaram ensaios edométricos e utilizaram como permeantes a água com pH variando entre 4,7 e 7,1. Constataram que havia uma tendência de quanto maior era o pH, menor era o potencial de colapso. De tal modo que para amostras com pH de 4,7, 6,5 e 7,1, os correspondentes potenciais de colapso eram respectivamente de 1,89%, 1,52% e 0,38%. Podendo ser explicado pelo fato das amostras serem remoldadas, com isso as partículas do solo estão mais unidas e a estrutura porosa

inicial não existe. As amostras remoldadas também têm a vantagem de providenciar mais homogeneidade e melhor controle de pH.

2.2.2.5. Velocidade de inundação

A velocidade de inundação nos solos pode ocorrer de forma lenta ou rápida, a depender do tipo de permeante utilizado e da capacidade de absorção deste permeante pelo solo.

Houston et al (1988) realizaram ensaios edométricos, com umedecimento parcial dos corpos de prova, injetando 10 ml de água para cada intervalo de tempo no topo da pedra porosa, com a finalidade de medir as compressões resultantes. Verificaram que os colapsos ocorriam progressivamente com o aumento do grau de saturação através da injeção crescente do permeante. O colapso total ocorria na tensão de 66,3 kPa, quando as amostras estavam próximas da saturação, de modo que acréscimos de umidade após este ponto não resultavam em nenhum colapso.

Cruz et al (1994) fizeram ensaios edométricos em amostras compactadas de solos porosos de São Paulo, de baixa umidade, que, após carregados na tensão vertical de inundação de 80 kPa, eram inundados por percolação de vapor de água em diferentes tempos. Observaram-se colapsos crescentes com o aumento da umidade, sendo o valor máximo alcançado, após se atingir graus de saturação de 80%.

A influência da vazão de inundação na colapsibilidade foi estudada por Ferreira (1995) através de ensaios edométricos com vazões de inundação, variando entre 1,0 e 0,0175 ml/s, e tensão vertical de inundação, de 80, 160 e 320 kPa, em amostras da areia de Petrolândia-PE. Observou-se que a inundação brusca tende a provocar um colapso mais abrupto, mas de menor valor que o que ocorre com os ensaios com inundação lenta. Existe um valor limite da vazão de inundação onde o potencial de colapso não cresce mais com redução da vazão. O decréscimo da vazão de inundação provoca uma diminuição na velocidade de deformação e um acréscimo do tempo para estabilização das deformações do colapso. Logo, os

colapsos não são bruscos, mas variáveis com o tempo, dependendo da vazão com que o solo é inundado.

2.2.2.6. Tensão vertical de inundação

Luttenegger e Saber (1988), Phien-Wej et al.(1992), Ferreira (1995), Futai (1997) e Vilar e Machado (1997) mostram que o potencial de colapso sob condição de compressão edométrica ou hidrostática, tende a aumentar com a tensão de inundação. Atingindo um valor máximo de tensão, a depender do tipo e das condições iniciais do solo, o colapso tende a diminuir.

Luttenegger e Saber (1988) realizaram ensaios edométricos simples e duplos com tensões de inundação variando de 100 a 600 kPa, em amostras de solos de Omaha e Dyersburg, nos Estados Unidos, e observaram que o colapso aumentava com o nível de tensões até um certo valor, onde, a partir do qual não havia o acréscimo do potencial de colapso. Conclusão semelhante foi de Basman e Tuncer (1992) ao analisarem amostras compactadas de solos da Jordânia. Pode ser explicado pelo fato de existir um grau de densificação máximo o qual o colapso pode ser alcançado a um determinado nível de tensão e qualquer acréscimo de tensão causa pouca ou nenhuma variação no potencial de colapso.

Análise da influência de diferentes tensões verticais de adensamento foi realizada por Ferreira (1995) em amostras indeformadas de uma areia de Petrolândia-PE, por meio de ensaios edométricos simples com vazão de inundação de 0,25 ml/s, utilizando para isso a água destilada como permeante. Verificou-se que os valores dos potenciais de colapso eram praticamente os mesmos nas amostras e cresciam com o aumento da tensão, atingindo um pico. A causa, segundo ele, é devido ao fato de que, sob alta tensão e na condição de umidade natural, os poros da estrutura original do solo são reduzidos antes mesmo da redução da sucção, havendo, deste modo, uma redução do colapso com acréscimo da tensão vertical de inundação.

2.3. SUCÇÃO NOS SOLOS NÃO SATURADOS

De certa forma, a sucção expressa a afinidade que o solo tem com a água, sua capacidade de retenção ou absorção; e tende a aumentar a tensão intergranular e, conseqüentemente, a resistência e a rigidez do solo. Do ponto de vista matemático, a sucção é representada por uma pressão negativa no solo.

A sucção pode ser definida como uma forma de energia potencial associada à capacidade apresentada por um material poroso, o solo, em absorver água, quando esta pode se mover no meio poroso em questão. Em outras palavras, a sucção representa a avidéz, caracterizada por uma pressão isotrópica, por água, que um determinado material possui. Tal capacidade de absorção de água é função da mineralogia, da densidade e da umidade apresentada pela massa de solo. Como a umidade está diretamente associada ao grau de saturação do solo, conclui-se que a sucção é função do grau de saturação, apresentando valores decrescentes na medida em que se aumenta a umidade do solo e vice-versa.

As componentes da sucção total (S) são a sucção matricial (S_m), relacionada diretamente com os fenômenos capilares que ocorrem na matriz porosa do meio, e a sucção osmótica (S_o), relacionada com a atividade química da água (função da salinidade da água dos poros). (Equação 2.1).

$$S = S_m + S_o \quad (2.1)$$

Com respeito à influência das componentes da sucção na resistência e deformação do solo, é reconhecida a importância que tem a sucção matricial. Porém, com relação à parcela osmótica, há divergências quanto à sua importância nas variações volumétricas e na resistência do solo, tendo esta alguma influência nos solos finos, segundo o tipo e concentração do soluto presente. Por esse motivo, tem-se considerado como preponderante no comportamento mecânico dos solos não saturados a componente matricial, sendo incorporada às equações de modelos

constitutivos. Sob o ponto de vista prático, a equação da sucção pode ser assim escrita:

$$S_m = u_a - u_w \quad (2.2)$$

Onde, u_a é a pressão no ar e u_w é a pressão na água existente nos poros.

Segundo definição apresentada por Aitchison (1965) em Marinho (1998) para a sucção total e suas componentes em termos de pressão parcial de vapor d'água, sucção total é a sucção equivalente obtida da medição da pressão parcial de vapor d'água em equilíbrio com a água intersticial, em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com água pura "livre", sucção matricial é a sucção equivalente obtida da medição da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água intersticial, em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com uma solução de composição idêntica a da água intersticial e por fim, a sucção osmótica é a sucção equivalente obtida através da medição da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com uma solução de composição idêntica a da água intersticial, em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com água pura "livre".

2.3.1. Relação Sucção-Umidade: curva de retenção

As relações sucção-umidade ou sucção-grau de saturação desempenham um importante papel na caracterização do comportamento dos solos não saturados, relacionando a umidade com a sucção em um determinado ponto do solo, permitindo assim o acompanhamento da variação da sucção em função da variação no teor de umidade do solo. A representação gráfica desta relação se denomina curva característica ou curva de retenção e sua posição relativa, forma e inclinação da curva está diretamente relacionada à estrutura e à composição granulométrica do solo (Figura 2.7).

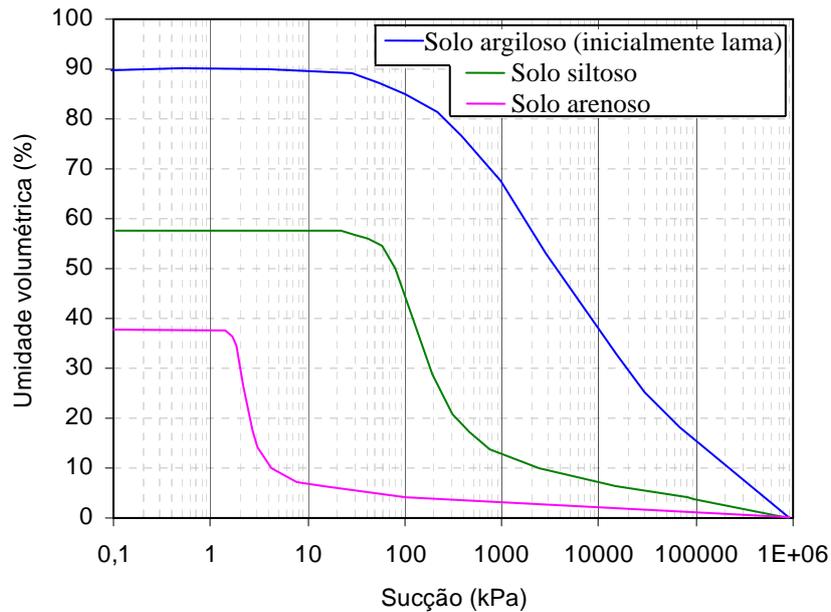


Figura 2.7. Curvas de retenção para solos arenosos, siltosos e argilosos. (Fredlund e Xing, 1994)

Da curva de retenção (Figura 2.8) obtém-se o grau de saturação residual (S_{r_l}), grau de saturação máxima (S_{r_m}), valor de entrada de ar no solo ($p_a - p_w$) e o índice de distribuição do tamanho dos poros (λ).

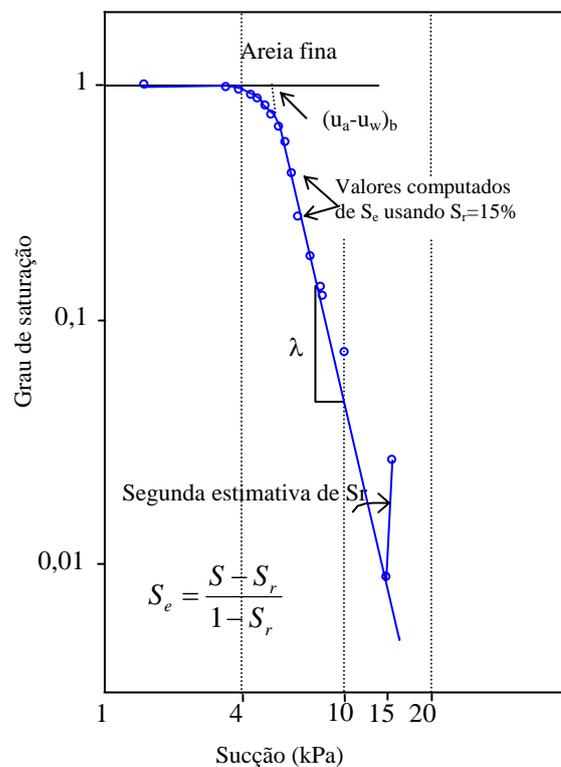


Figura 2.8. Sucção versus grau de saturação. (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Segundo Costa (2000), solos com granulometria uniforme apresentam grande variação no grau de saturação para pequenas variações na sucção, devido à pequena quantidade de água adsorvida e solos com granulometria bem distribuída, esta variação do grau de saturação com a sucção é mais suave devido, neste caso, à maior retenção de água pela fração fina. (Figura 2.9). A estrutura (efeito capilar e a distribuição dos poros) é o principal fator responsável pela variação no teor de umidade do solo para pequenos valores de sucção e a textura e a superfície específica para a situação de altos valores de sucção.

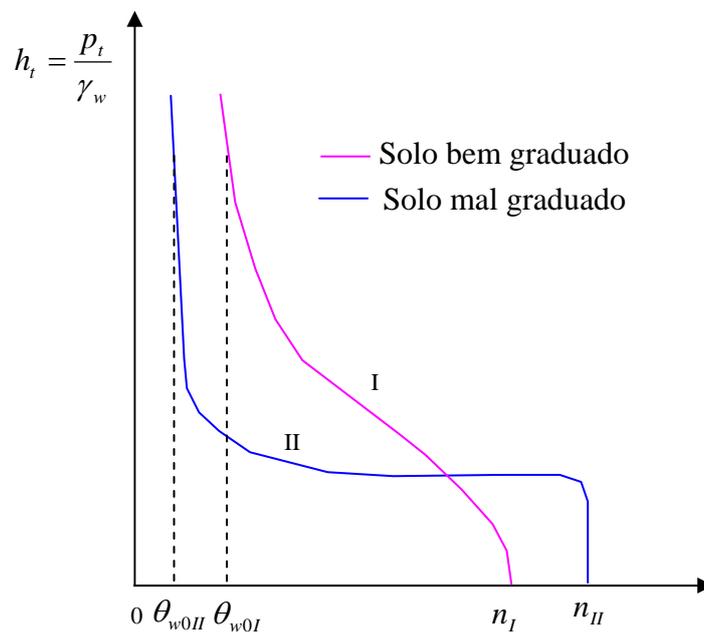


Figura 2.9. Curvas de retenção típicas de solo durante drenagem. (Bear, 1979).

A curva de retenção pode ser modelada por várias relações empíricas e neste trabalho será utilizada a de Van Genuchten (1980) (Equação 2.3).

$$s_e = \frac{s_l - s_{rl}}{s_{ls} - s_{rl}} = \left[1 + \left(\frac{p_a - p_w}{p_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (2.3)$$

onde s_e é o grau de saturação efetivo, s_l é o grau de saturação na fase líquida, s_{rl} é o grau de saturação residual, s_{ls} é o grau de saturação máxima, p_a é a pressão de ar, p_w é a pressão da água e λ e p_0 são parâmetros do material.

2.3.2. Histerese

As curvas características, correspondentes aos processos de umedecimento e de secagem, tendem a não coincidir, afetando diretamente as condições de fluxo do solo não saturado, uma vez que existirão para um determinado valor de sucção dois ~~um~~ diferentes valores de umidade (Figura 2.10). Este fenômeno, chamado de Histerese, é atribuído a diversas causas, tais como, a diferença dos ângulos de contato nos processos de umedecimento (avanço do menisco) e secagem (retorno do menisco), a presença de ar ocluído nos poros, alterações na estrutura dos solos devido ao umedecimento e à secagem e geometria não uniforme dos poros intercomunicados.

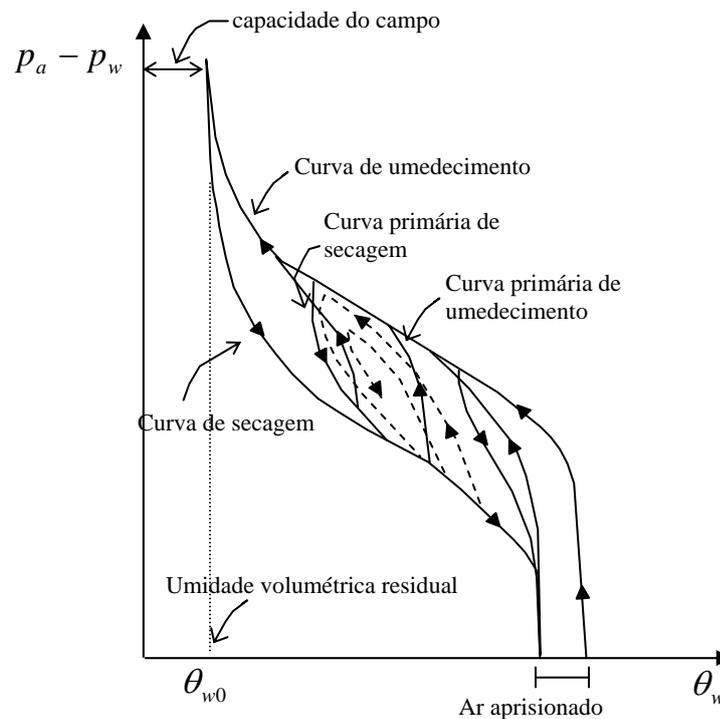


Figura 2.10. Histerese da curva de retenção. (Bear, 1979).

2.4. IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS E QUANTIFICAÇÃO DO COLAPSO

Quando da elaboração de projetos de engenharia, é de essencial importância o estudo do solo para a verificação de existência ou não de solos colapsíveis, uma vez que a não realização deste estudo pode ocasionar danos, ou seja, insucesso, às obras de engenharia. A classificação utilizada usualmente na mecânica dos solos baseia-se no SPT, granulometria e índice de consistência. Porém, com estes índices não se tem uma previsão exata já que estes ensaios afetam a estrutura do solo e desprezam fatores importantes como o estado de tensão e a umidade.

Muitos pesquisadores, visando identificar os solos colapsíveis, têm apresentado métodos de identificação que podem ser diretos ou indiretos e se baseiam em propriedades, índices ou ensaios (Ferreira, 1995). Os indiretos apresentam informações que orientam e indicam a potencialidade ao colapso, uma vez que utilizam índices físicos e limites de consistência, mas não fornecem informações quantitativas; já os diretos apresentam a medida do potencial de colapso através de ensaios edométricos simples e duplos (Figura 2.11) e ensaios de campo. Na Tabela 2.1, a seguir, apresentam-se um resumo destes métodos e as referências bibliográficas em que se encontram.

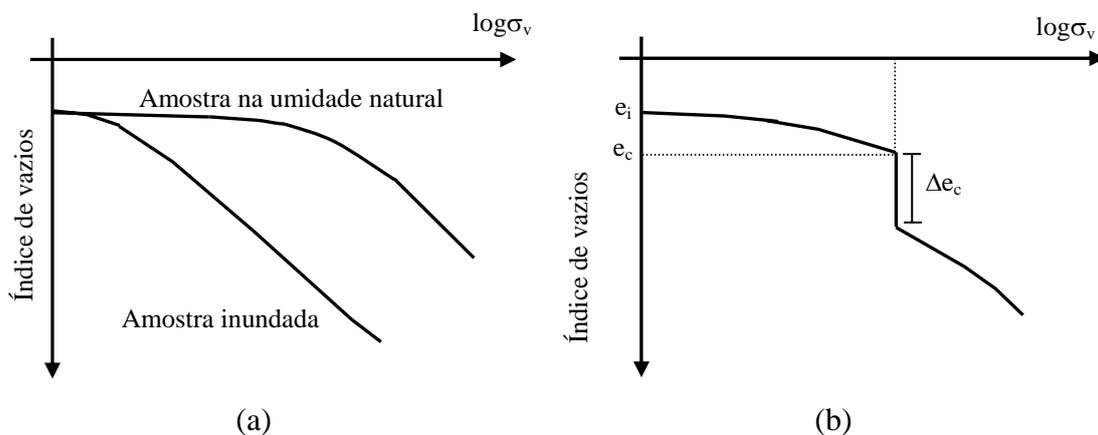


Figura 2.11. Trajetórias seguidas nos ensaios edométricos: (a) Carregamento na umidade natural ou com inundação prévia; (b) Inundação sob carregamento.

Tabela 2.1. Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis. (Ferreira, 1995).

MÉTODOS	SUB-DIVISÕES	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
INDIRETO	IDENTIFICATIVOS	Microscopia eletrônica de varredura	Collins e McGown (1974), Wolle et al. (1978)
	ORIENTATIVOS	Pedologia	Ferreira (1990) e Ferreira (1993)
		Ensaio expedito	Arman e Thornton (1972) e Jennings e Knight (1975)
	QUALITATIVOS	Índices físicos	Denisev (1951) ¹ , Priklonskij (1952) ¹ , Gibbs e Bara (1962 e 1967), Feda (1966), Kassif e Henkin (1967), Design of Small Dams (1960 e 1974) ² , Código de Obras da URSS (1977)
			Ensaio de campo – cone
		Ensaio SPT-T	
DIRETO	AVALIATIVOS	Ensaio edométrico duplo	Reginatto e Ferrero (1973)
	QUANTITATIVOS	Ensaio edométrico simples	Bally et al. (1973), Jennings e Knight (1975), Vargas (1978), Lutenegeger e Saber (1988)
		Ensaio de campo	Ferreira e Lacerda (1993)

¹Citado por Feda (1966); ²Bureau of Reclamation; ³ Citado por Resnik (1989).

Será apresentado um breve comentário a respeito do método direto por meio de ensaios edométricos em laboratório, para depois se detalhar o ensaio de campo.

2.4.1. Métodos Diretos

2.4.1.1. Ensaios de laboratório

Vários autores, tais como Reginatto e Ferrero (1973), Jennings e Knight (1975), Abelev (1948), Lutenegger e Saber (1988), Vargas (1978), entre outros, apresentaram diversas propostas, baseadas em ensaios de laboratório, com a finalidade de servir de apoio para se avaliar a possibilidade do solo ser ou não colapsível.

Reginatto e Ferrero (1973) propuseram um método de previsão e identificação da potencialidade ao colapso para solos, usando, para isso, ensaios edométricos duplos. A utilização destes ensaios tem a vantagem de levar em consideração as tensões atuantes e assim quantificar o potencial. Detalhes do modelo proposto podem ser encontrados em Ferreira (1995).

2.4.1.2. Ensaios de campo

Com o objetivo de avaliar a colapsibilidade por meio de ensaios de campo, Ferreira et al (1987) utilizaram ensaios de placa e provas de carga em estacas, em solos do Estado de São Paulo, e Ferreira e Teixeira (1989) com solos de Santa Maria da Boa Vista-PE. Já Kratz de Oliveira et al. (1999) apresentaram um modelo que utiliza resultados de ensaios pressiométricos duplos, semelhantes ao proposto em 1975 por Jennings e Knight, que utilizaram ensaios edométricos duplos. Dourado (2005) com base em ensaios pressiométricos de Petrolândia apresenta uma proposta de classificação da colapsibilidade do solo.

Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram um equipamento que permite obter em campo a curva carga-deslocamento e a relação tensão-deformação do solo em diferentes profundidades de um perfil com controle da vazão de inundação. Este equipamento, chamado de “Expansocolapsômetro”, dispõe de grandes recursos técnicos e é de fácil utilização. Possibilita, em campo, a medição da deformação

(colapso ou expansão) do solo quando da aplicação de carga e/ou da inundação, sem a retirada de amostras indeformadas, preservando a umidade e a estrutura do solo. Este equipamento é composto de dois sistemas onde o primeiro é de aplicação de carga ao solo, podendo ser utilizado em diferentes profundidades do perfil e é semelhante a um ensaio de placa (diâmetro de 100mm) e o segundo de controle de vazão, como pode ser verificado na Figura 2.12. Estes sistemas são independentes, sendo possível aplicar qualquer trajetória de tensão vertical ao solo e inundá-lo em qualquer nível de tensão.

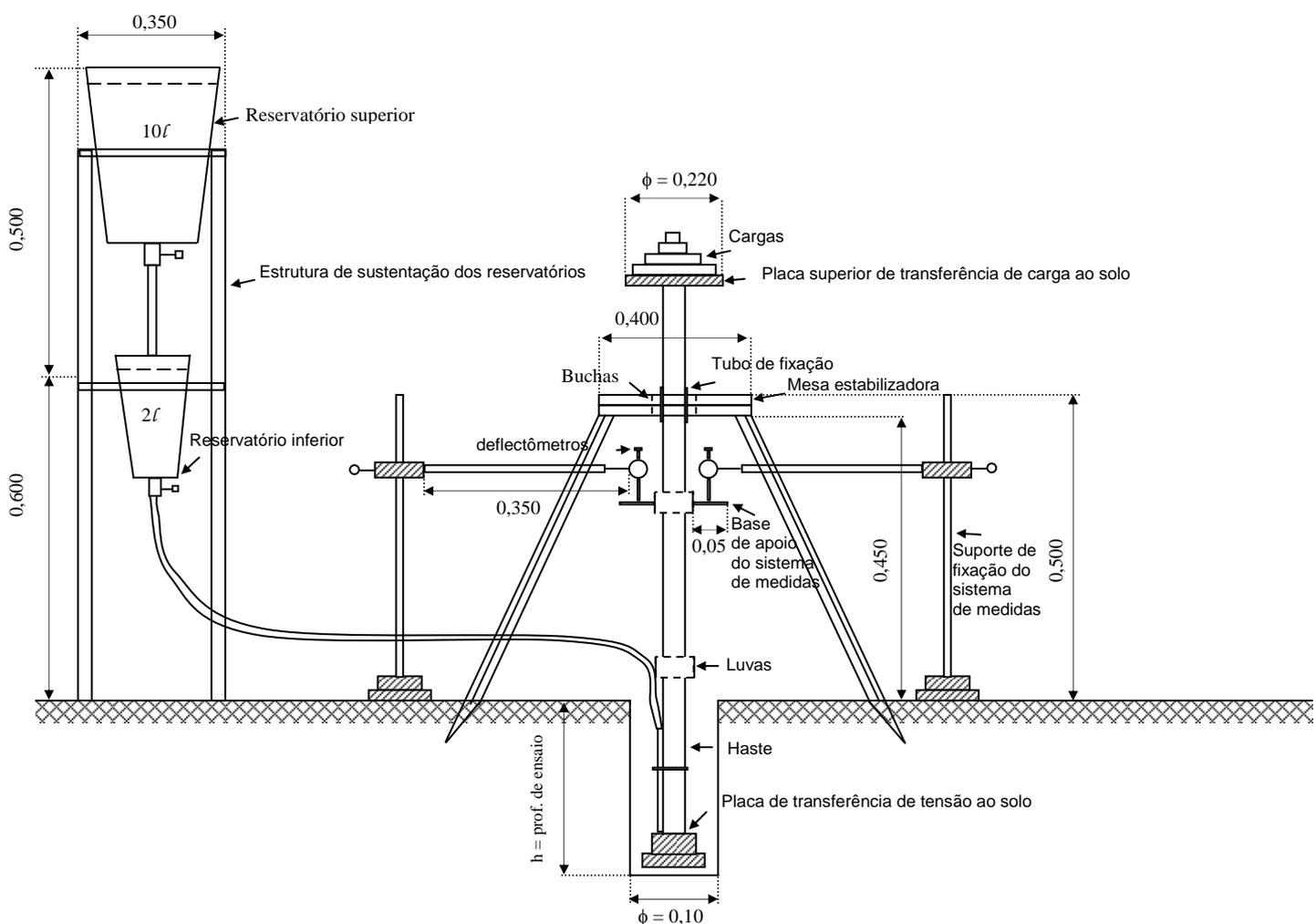


Figura 2.12. Expansocolapsômetro. (Ferreira e Lacerda, 1993).

No ensaio, o carregamento é feito por estágios até uma tensão determinada, onde, a partir daí, se faz a inundação. O potencial de colapso pode ser obtido através da Equação 2.4, após a estabilização dos recalques. Uma descrição detalhada do

equipamento, do modo de execução do ensaio e dos resultados encontra-se em Ferreira e Lacerda (1993).

$$PC = \left(\frac{\Delta H}{H} \right) \cdot 100\% \quad (2.4)$$

Onde, ΔH é o recalque devido à inundação e H é a espessura da camada envolvida no processo de umedecimento (zona de aumento da umidade).

Os autores utilizaram o equipamento no município de Petrolândia-PE, a fim de avaliar as deformações ocasionadas pela percolação da água ao longo da profundidade e os resultados obtidos podem ser observados na Figura 2.13, que mostra a variação da deformação com a profundidade e se verifica que cresce até atingir um valor máximo a uma profundidade de 1,25 m onde começa a decrescer.

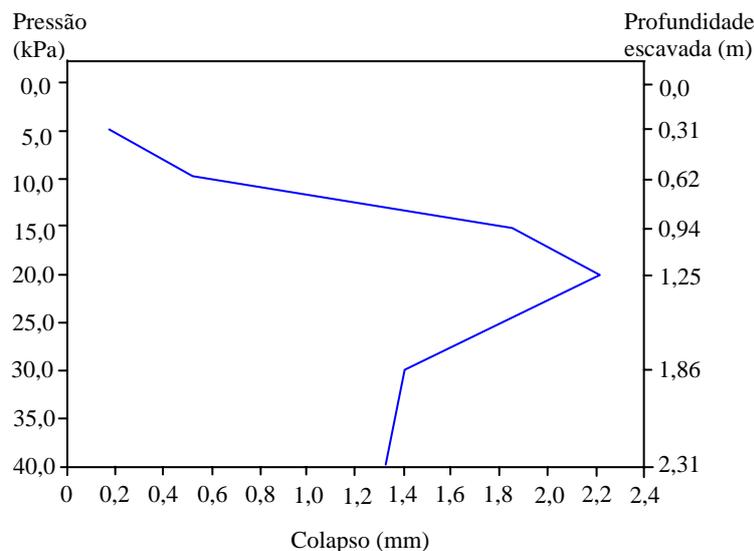


Figura 2.13. Variação do colapso com a profundidade. (Ferreira e Lacerda, 1993).

Mahmoud et al. (1995) desenvolveram um equipamento semelhante à proposta de Ferreira e Lacerda (1993), chamado de “Down-Hole Collapse Test” (Figura 2.14), para determinar a variação de volume dos solos por meio de ensaios de placa (diâmetro entre 75 e 150mm). Para detalhes ver Souza Neto (2004).

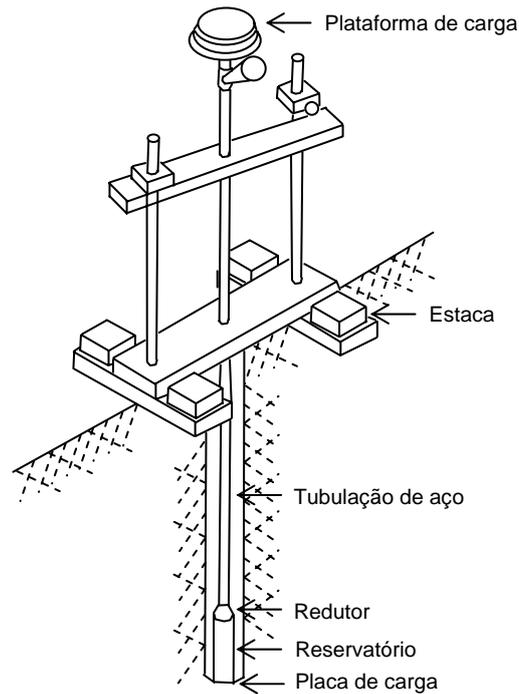


Figura 2.14. Down Hole Collapse Test. (Mahmoud et al., 1995).

Fucale (2000) realizou 9 (nove) ensaios de campo no município de Petrolina-PE com o Expansocolapsômetro e um resumo contendo informações como a profundidade da realização dos ensaios, a tensão de inundação e o potencial de colapso são apresentados na Tabela 2.2. Apresenta-se também, aqui, para este mesmo município, a Figura 2.15 que mostra o colapso variando com o tempo.

Tabela 2.2. Potencial de colapso obtido pelo ensaio Expansocolapsômetro em Petrolina. (Fucale, 2000).

Ensaio	Prof. do ensaio (m)	Tensão de inundação (kPa)	Potencial de colapso (%)
1	1	140	8,48
2	2	160	0,25
3	0,8	30	1,47
4	0,8	140	3,14
5	0,5	130	1,18
6	0,9	50	0,65
7	0,5	50	1,38
8	0,6	180	0,79
9	0,8	180	5,97

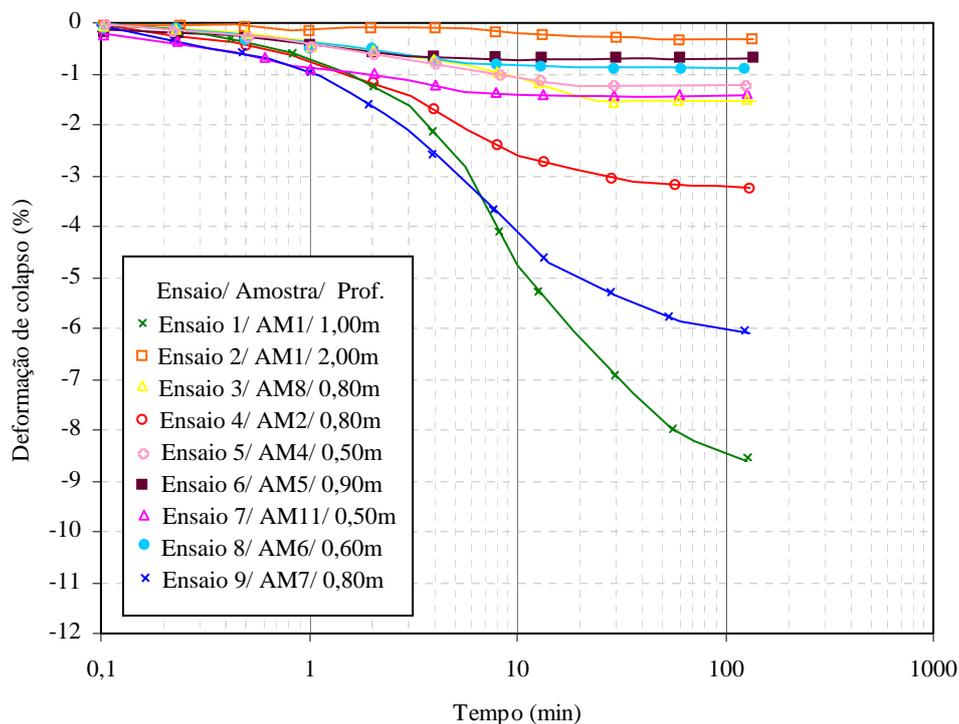


Figura 2.15. Variação da deformação de colapso com o tempo em Petrolina-PE. (Fucale, 2000).

Uma nova versão para o ensaio Expansocolapsômetro foi apresentada por Ferreira et al. (2002) na qual permite estimar a tensão de ruptura das camadas de solo e pode ser utilizada para ensaios com tensões até 640kPa. (Souza Neto, 2004).

Souza Neto (2004) apresentou uma versão aprimorada das propostas apresentadas por Ferreira e Lacerda (1993) e por Mahmoud et al. (1995), uma vez que os protótipos dos equipamentos apresentados, tinham alguma limitação operacional (Figura 2.16). O fato de se aplicar as cargas na parte superior do equipamento, enquanto o instrumento de medição dos recalques estava na parte inferior, gerava um certo desconforto durante as leituras, aliado ao fato do risco de tombamento dos pesos, principalmente quando se utiliza em ensaios com tensões mais elevadas, são algumas das limitações. Associando-se também no caso da sapata do equipamento de Mahmoud et al (1995) possuir um reservatório interno com a finalidade de uniformizar o processo de umedecimento, porém, por ser engastada, pode resultar em não uniformização das tensões de contato em caso da existência de alguma

imperfeição do furo. Este problema apresentado pela proposta de Mahmoud et al. (1995) é minimizado na proposta de Ferreira (1995), uma vez que o contato sapata-haste comporta-se como uma rótula, permitindo uma melhor acomodação da sapata com o solo. Na Tabela 2.3, a seguir, é apresentado um resumo das principais características dos modelos.

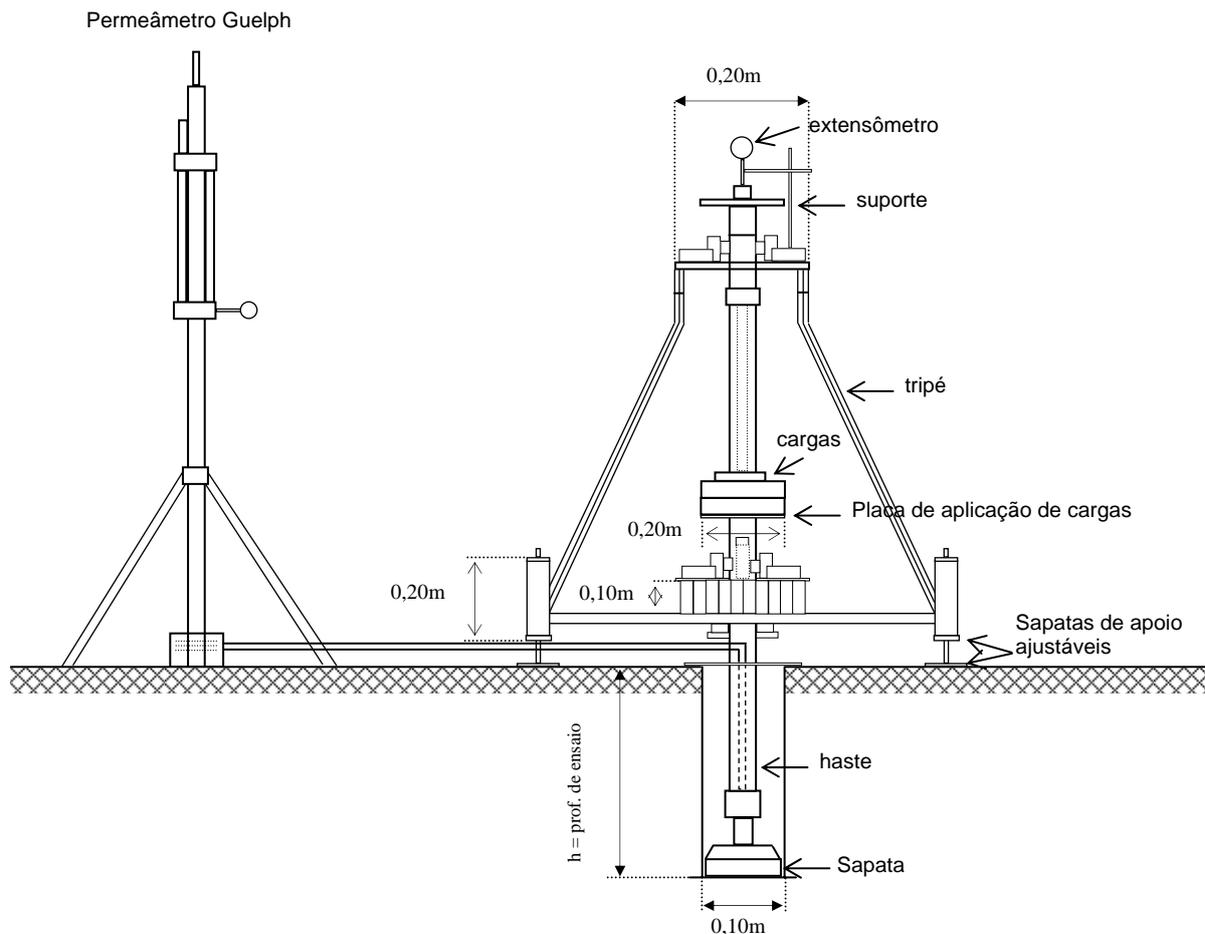


Figura 2.16. Expansocolapsômetro com acoplamento do permeômetro Guelph. (Souza Neto, 2004).

Tabela 2.3. Principais características do equipamento apresentado por Ferreira (1995), Mahmoud et al. (1995) e Souza Neto (2004).

ITEM	FERREIRA (1995)	MAHMOUD et al. (1995)	SOUZA NETO (2004)
Base fixa	* Mesa estabilizadora com rolamento central tipo agulha com diâmetro fixo.	* Tripé composto por dois conjuntos (um superior e um inferior) com três rolamentos externos, eqüidistantes 120° e ajustáveis ao diâmetro da base.	* Tripé apoiado em sapatas de apoio ajustáveis e é composto por dois conjuntos (um superior e um inferior) com três rolamentos externos, eqüidistantes 120°.
Sapata	* Diâmetro de 100mm; * Contato sapata-haste mediante encaixe formando uma espécie de rótula.	* Diâmetro 75 a 150mm, composta de um reservatório interno, engastada à haste.	* Diâmetro de 100mm; * Contato sapata-haste mediante conexão tipo luva.
Sistema de Inundação	* A inundação é realizada por um conduto fixado externamente à haste lançando água diretamente sobre a sapata; * Há controle de vazão uma vez que os sistemas de carregamento e de inundação são independentes.	* A inundação é realizada internamente (dentro da sapata) utilizando para isso a própria haste como conduto. * Não há controle de vazão.	* A inundação é realizada por meio de um conduto que atravessa internamente a haste e conecta-se à sapata; * Pode ter ou não o controle da vazão.
Medição de recalques	* Através de Extensômetros localizados na parte inferior do equipamento.	* Através de Extensômetros localizados na parte inferior do equipamento.	* Através de Extensômetros fixados na base do conjunto de rolamentos superior por meio de um suporte sendo apoiado sobre um prolongamento da haste.

Posteriormente, no Capítulo 3, será apresentada a metodologia empregada na realização deste ensaio em Petrolândia-PE, bem como os resultados obtidos que servirão como base para a modelagem numérica.

2.5. MODELAGEM NUMÉRICA HIDRO-MECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS

Para o caso dos solos não saturados, muitos pesquisadores verificaram que o princípio das tensões efetivas, proposto por Terzaghi (1936), não se verificava. Jennings e Burland (1962) e Bishop e Blight (1963) mostraram a necessidade em se considerar duas variáveis tensoriais independentes para se obter a tensão efetiva que descrevesse o comportamento deste solo. Estas variáveis tensoriais independentes são combinações da tensão total (σ), da pressão de água (p_w) e da pressão do ar (p_a).

As combinações mais usadas destas variáveis tensoriais são $(\sigma - p_a)$ e $(p_a - p_w)$ e a modificação nelas, leva a deformações volumétricas e variação do grau de saturação, influenciando no fenômeno de fluxo.

2.5.1. Problema Hidro-Mecânico

O fluxo de água e ar em meios não saturados provoca a variação nas pressões da água e do ar, modificando o estado de tensões do solo e induzindo a deformações. Logo, para uma modelagem hidro-mecânica destes solos deve-se considerar as equações de continuidade do ar e da água, relativas ao regime de fluxo e as equações de equilíbrio para o problema tensão-deformação. (Costa, 2000).

O fluxo multifásico de água e ar no meio poroso é tratado como uma combinação de fluxo miscível e imiscível. Sendo o primeiro caracterizado pela interação entre as

fases, ou seja, o ar pode estar dissolvido na água ou o vapor de água está presente no ar e o segundo caracterizado pela separação através de uma interface ar-água.

Lloret e Alonso (1980) consideram o fluxo simultâneo de ar e de água como uma combinação de fluxo miscível e imiscível, onde a parcela imiscível de cada fluido é admitida como contínuo e ocupando completamente o domínio de fluxo e a parcela miscível corresponde ao ar dissolvido na água e ao vapor de água presente no ar. (Costa, 2000).

A equação de conservação de massa refere-se ao balanço de massa das fases que compõem o meio poroso. Considerando um volume elementar representativo (REV) do meio poroso V , a conservação de massa diz que a quantidade de massa acumulada em V é igual ao fluxo de massa que o atravessa, acrescido da quantidade de massa injetada através de fontes ou sumidouros. (Santos, 2002).

Neste trabalho, o problema hidráulico será caracterizado unicamente pela equação de conservação da massa de água (equação de fluxo de água). Considera-se que a pressão de gás é constante em todo solo e igual à atmosférica e por isso não se faz necessário resolver a equação de conservação de massa desta fase. Esta hipótese é bastante consistente com a aplicação aqui apresentada, onde admite-se que o gás sai instantaneamente do solo quando o mesmo é inundado.

A equação de conservação da massa da fase líquida é expressa em termos da lei de Darcy generalizada (Equação 2.5) e a porosidade considerada é a porosidade efetiva, uma vez que o fluido poderá se movimentar no meio, através dos poros interconectados, já que os poros isolados não constituem caminhos para o fluxo.

$$\frac{\partial(\rho_w \cdot \phi \cdot S_w)}{\partial t} + \nabla(\rho_w q_w) = f_w \quad (2.5)$$

Onde, ρ_w é a densidade da fase líquida, ϕ é a porosidade do material, S_w é a saturação da fase líquida, q_w é o fluxo de Darcy da fase líquida e f_w é o termo fonte/sumidouro da fase líquida.

2.5.2. Modelo Constitutivo Hidráulico

Uma equação constitutiva fundamental para o problema hidráulico é a lei de Darcy (1856) generalizada. (Equação 2.6).

$$\mathbf{q}_l = \mathbf{K}_w (\nabla p_w + \rho_w \mathbf{g}) \quad (2.6)$$

Onde, \mathbf{q}_l é o fluxo volumétrico da água, \mathbf{K}_w é o tensor de permeabilidade da água, p_w é a pressão de água, ρ_w é a densidade da água e \mathbf{g} é o vetor gravidade.

A permeabilidade da água é dada pela Equação 2.7:

$$K_w = \frac{\mathbf{k} K_{rel}}{\mu_w} \quad (2.7)$$

Onde, \mathbf{k} é o tensor de permeabilidade intrínseca do meio poroso, K_{rel} é a permeabilidade relativa e μ_w é a viscosidade da água.

A permeabilidade intrínseca é obtida através da porosidade e a permeabilidade relativa é dada em função do grau de saturação como podem ser vista a seguir nas Equações 2.8 e 2.9 para um material isotrópico.

$$\mathbf{k} = k_{ref} \frac{\phi^3}{(1-\phi)} \frac{(1-\phi_{ref})^2}{\phi_{ref}^3} \mathbf{I} \quad (2.8)$$

$$K_{rel} = S_e^3 \quad (2.9)$$

Em que, ϕ_{ref} é a porosidade de referência, k_{ref} é a permeabilidade intrínseca para a porosidade de referência, S_e^3 é o grau de saturação efetiva que se relaciona com a sucção através da curva de retenção como mostrado no item 2.3.1. e \mathbf{I} é o tensor identidade.

2.5.3. Modelo Constitutivo Mecânico

Os primeiros modelos constitutivos para solos não saturados, com destaque para as propostas de Fredlund (1979) e de Alonso et al. (1988), surgiram a partir da década de 70 e foram do tipo elástico onde se considerava uma relação linear entre as variáveis de tensão e deformação. Alonso et al. (1987) apresentaram as bases conceituais para o desenvolvimento de um modelo elastoplástico para solos não saturados, onde se analisa o comportamento deformacional do solo, segundo duas componentes de deformação, as expressões analíticas são apresentadas em Alonso et al. (1990). Embora com algumas limitações, como não considerar a anisotropia nem a existência de um colapso máximo, este modelo, o BBM, tem sido capaz de mostrar a maioria dos aspectos do comportamento dos solos não saturados.

Josa et al. (1992) sugeriram uma mudança na equação da superfície de escoamento LC do modelo BBM, a fim de modelar o colapso máximo. Wheeler e Sivakumar (1995), tentando suprir algumas divergências com o modelo de Alonso et al. (1990), apresentaram um outro modelo, baseado no BBM, alterando as equações constitutivas da curva de escoamento LC e eliminando a pressão de referência, permitindo assim modelar a diminuição ou o aumento da rigidez com a sucção.

Futai (1997) apresenta um modelo elastoplástico que tem como base os modelos de Alonso et al. (1990) e de Wheeler e Sivakumar (1995). Este modelo propôs modificações nas equações dos parâmetros variáveis com a sucção, visando assim se adequar a solos que apresentam o $\lambda(s)$ crescente com a sucção.

A seguir, serão apresentados o modelo elastoplástico, os aspectos conceituais e as equações constitutivas do modelo de Alonso et al. (1990), que é o utilizado nesta dissertação.

2.5.3.1. Modelos Elastoplásticos

No modelo elastoplástico, a análise do comportamento deformacional de um solo é feita segundo duas componentes de deformação, uma elástica e a outra plástica. A primeira é limitada por uma superfície de escoamento que, quando atingida, levará a uma deformação plástica.

Alonso et al. (1990) propuseram o primeiro modelo elastoplástico, conhecido como BBM (Barcelona Basic Model), para descrever o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados. Este modelo é capaz de reproduzir o aumento da rigidez do solo, da resistência ao cisalhamento e da tensão de pré-adensamento com a sucção, como também, a depender do nível de tensões, a ocorrência de colapso e/ou expansão, além de deformações volumétricas dependentes de trajetória de tensões, de sucção e tensões iniciais e finais. Pode-se encontrar uma descrição qualitativa deste modelo e sua relação com o comportamento observado, em Alonso et al (1987).

2.5.3.1.1. Modelo de Alonso et al (1990) - BBM

Alonso et al (1987) apresentaram um modelo conceitual para um solo não saturado de moderada expansividade e para um estado de tensão isotrópico, no qual inclui o conceito de endurecimento plástico controlado pela tensão média líquida (p) e a sucção matricial (s). (Equação 2.10).

$$p = \sigma_m - u_a$$
$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \quad (2.10)$$

As principais características do modelo são o fato de que, com o aumento da sucção a rigidez do solo aumenta e as deformações volumétricas são independentes do caminho de tensões quando envolve redução de sucção ou carregamento e dependentes quando envolve aumento de sucção.

O espaço elástico, num plano p versus s , será definido por duas curvas de escoamento, são elas: load collapse (LC) e a suction increase (SI) que é paralela ao eixo de tensão isotrópica. A primeira é definida pela tensão de escoamento isotrópica em diferentes valores de sucção, já a segunda é definida pela sucção S_0 que é considerada como sendo a máxima sucção experimentada pelo solo. (Figura 2.17).

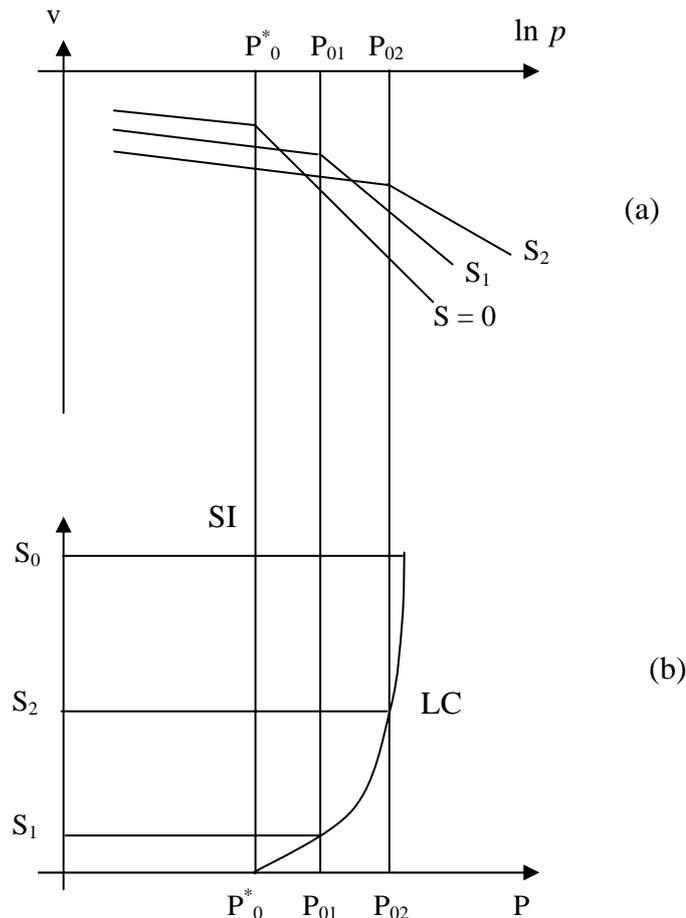


Figura 2.17. a) caminho de tensões para carregamento isotrópico p e sucção s constantes; b) superfícies de escoamento SI e LC. (Alonso et al., 1987).

Qualquer variação p e/ou s no estado de tensão dentro do espaço limitado pela SI e LC resultará em deformações elásticas, recuperáveis. Porém, se ultrapassar este limite, resultará em deformações plásticas, irreversíveis. Vários caminhos de tensão poderão resultar na ampliação do espaço elástico, como, por exemplo, o aumento da sucção, s , acima do limite S_0 irá deslocar a SI como também a redução da sucção sob uma tensão isotrópica constante, ou aumento da tensão isotrópica sob sucção constante resultarão no deslocamento da LC.

Alonso et al (1990) desenvolveram um modelo para solos não saturados leve a moderadamente expansivos. Este modelo foi idealizado para o estado de tensão isotrópico e triaxial, tomando-se como base o Cam Clay Modificado. O BBM surgiu a partir de observações de resultados de ensaios edométricos e tomando por base o modelo do estado crítico. Na formulação do modelo foram utilizadas quatro variáveis de estado, tensão total média excedente sobre a pressão do ar (p), sucção matricial (s), tensão desvio (q), para considerar o efeito das tensões cisalhantes e volume específico (v) (Equações 2.11, 2.12, 2.13 e 2.14).

$$p = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \right] - p_a \quad (2.11)$$

$$s = p_a - p_w \quad (2.12)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.13)$$

$$v = 1 + e \quad (2.14)$$

O volume específico para a condição isotrópica e o parâmetro de rigidez é definido por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.15)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r) \exp(-\beta s) + r] \quad (2.16)$$

$$r = \lim_{s \rightarrow \infty} \left(\frac{\lambda(s)}{\lambda(0)} \right) \quad (2.17)$$

Onde, p^c é a tensão de referência onde $v = N(s)$, $\lambda(s)$ é o parâmetro de rigidez relacionado ao trecho virgem para um carregamento isotrópico com uma determinada sucção (s) constante, $\lambda(0)$ é o parâmetro de compressão virgem para a condição saturada ($s = 0$), β é o parâmetro que controla a taxa do aumento da rigidez do solo com a sucção e r é a constante relacionada à rigidez máxima do solo.

Fazendo uma comparação entre uma amostra de solo saturada ($s = 0$) e outra sob uma sucção constante qualquer ($s = s_1$) submetidos a um carregamento isotrópico, verifica-se que, para a segunda, o escoamento se dará a uma tensão p_0 maior que a tensão de escoamento p_0^* .

Admitindo-se a trajetória de tensões 1-2-3 (Figura 2.18) onde o solo é inicialmente descarregado de p_0 para p_0^* a uma sucção constante (caminho 1-2) e depois a uma redução na sucção de s_1 para zero a uma tensão constante p_0^* (caminho 2-3), pode-se calcular assim o volume específico para os pontos 1 e 3 que se encontram na mesma curva de escoamento (Equação 2.18).

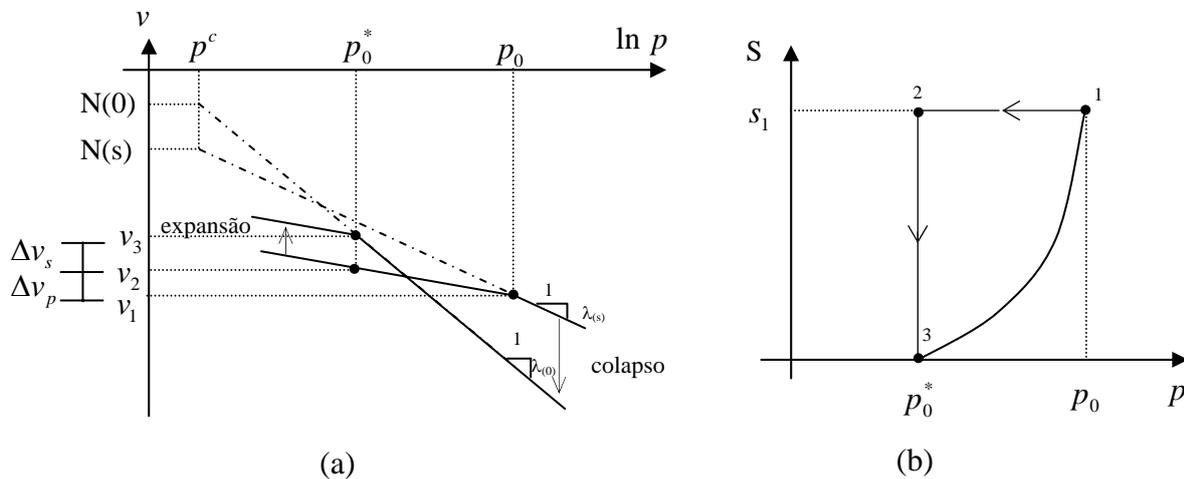


Figura 2.18. Relação entre as tensões de escoamento p_0 e p_0^* . (a) curvas de compressão para o solo saturado e não saturado; (b) trajetória de tensão e curvas de escoamento para o plano de estado de tensão (p,s). (Alonso et al., 1990).

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \tag{2.18}$$

Onde, Δv_p é a variação volumétrica correspondente ao carregamento e descarregamento com sucção constante, caminho 1-2 e Δv_s é a variação volumétrica correspondente ao descarregamento da sucção, caminho 2-3.

As variações de volume verificadas no caminho 1-2, referente às trajetórias de carregamento e descarregamento na região elástica com a sucção constante e no

caminho 2-3, referente ao descarregamento da sucção, ou seja, ao umedecimento, podem ser expressos através das Equações 2.19 e 2.20, respectivamente.

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (2.19)$$

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (2.20)$$

Onde, κ é o parâmetro de rigidez elástica para variação de tensão p , κ_s é o parâmetro de rigidez elástica para variação da sucção s e p_{at} é a pressão atmosférica.

Aplicando na Equação 2.18 as Equações 2.15, 2.19 e 2.20, temos:

$$N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (2.21)$$

Por fim, com a simplificação da Equação 2.21, pode-se obter uma relação entre p_0 e p_0^* que definirá uma família de curvas de escoamento. A LC, que representa o aumento da tensão de escoamento com a sucção a partir da tensão de pré-adensamento saturada p_0^* será definida pela Equação 2.22 no plano (p,s).

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (2.22)$$

Onde, p_0^* é a tensão de pré-adensamento na condição saturada e κ é o índice de compressão para o trecho de descarregamento e recarregamento da tensão isotrópica, considerado independente da sucção.

As compressões volumétricas elásticas no trecho 1-2, $d\varepsilon_{vp}^e$, que corresponde ao aumento de p com sucção constante e no trecho 2-3, $d\varepsilon_{vs}^e$, onde há uma variação da sucção com p constante são dadas por:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{k}{v} \frac{dp}{p} \quad (2.23)$$

$$d\varepsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (2.24)$$

Com o aumento da sucção, ainda de acordo com o modelo, acima do valor máximo (s_0) já suportado pelo solo anteriormente, irão ocorrer deformações plásticas, irrecuperáveis, e uma outra superfície de escoamento SI será definida (Equação 2.25) e o incremento das deformações volumétricas plásticas serão dadas pelas Equações 2.26 e 2.27.

$$s = s_0 \quad (2.25)$$

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (2.26)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (2.27)$$

Alonso et al. (1990) propõe a Lei de Endurecimento (Equações 2.29 e 2.30) que considera o acoplamento entre as duas curvas de escoamento LC e SI (Equação 2.28) que terão a sua posição definida pelas deformações plásticas.

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (2.28)$$

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.29)$$

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \tag{2.30}$$

Considerando agora, para o mesmo modelo Cam Clay Modificado, o efeito das tensões cisalhantes por meio da tensão desvio (Equação 2.13), temos as deformações cisalhantes ε_s dadas pela Equação 2.31. A superfície de escoamento para uma determinada sucção em um plano (p,q) é dada por uma elipse que exibirá no eixo da tensão isotrópica p uma tensão de escoamento p_0 relacionada a LC, como pode ser verificado na Figura 2.19. Segundo Alonso et al. (1990), para uma limitada faixa de tensões é aceitável a consideração de que o efeito da sucção será indicado por um aumento na coesão mantendo a inclinação da linha de estados críticos constante. Considerando uma relação linear da coesão com a sucção a elipse interceptará o eixo isotrópico p no ponto dado pela Equação 2.32.

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \tag{2.31}$$

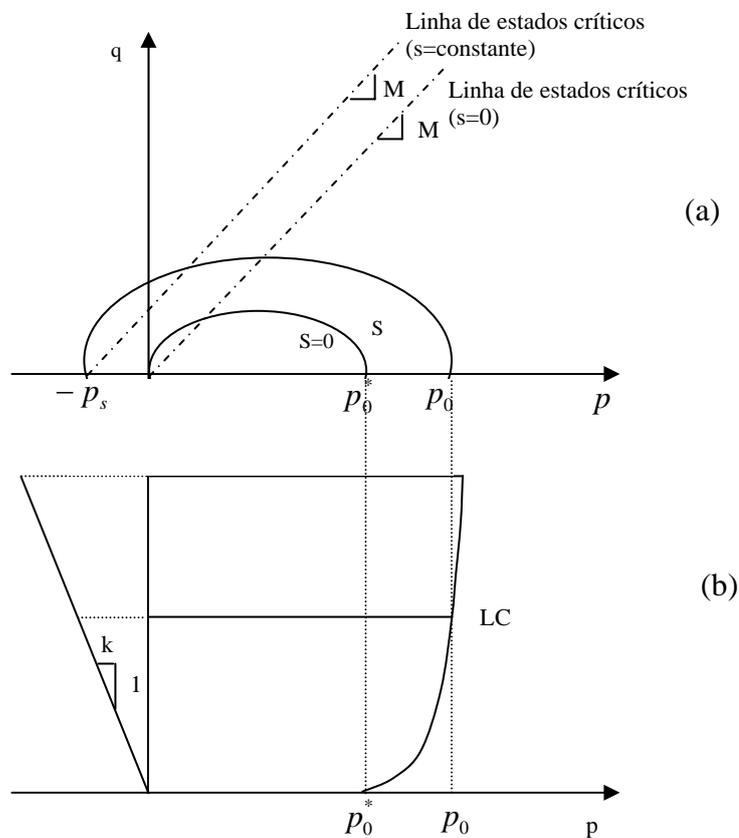


Figura 2.19. Superfícies de escoamento. (a) no espaço (p,q); (b) no espaço (p,s). (Alonso et al., 1990).

$$p = -p_s = -\kappa s \quad (2.32)$$

Onde, κ é uma constante que relaciona o aumento da coesão com a sucção.

Através da Equação 2.33 tem-se a superfície de escoamento e na Figura 2.20 observa-se uma visão tridimensional das superfícies de escoamento.

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (2.33)$$

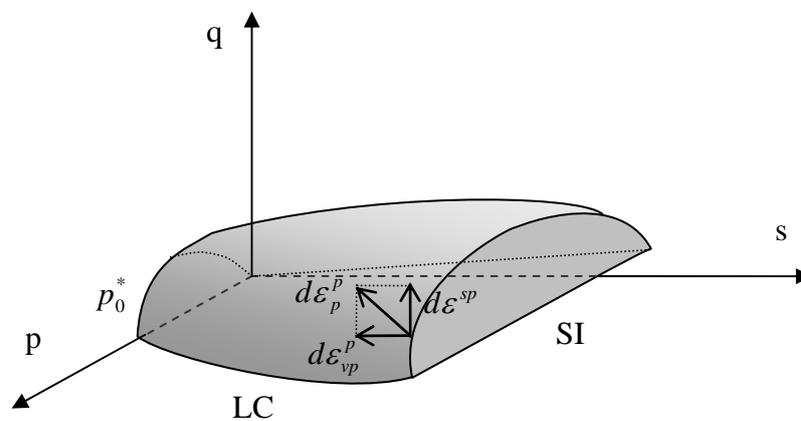


Figura 2.20. Superfícies de escoamento no plano (p,q,s). (Alonso et al., 1990).

As deformações elásticas ocasionadas por variação em q são dadas pelas Equações 2.34 e 2.35 onde G é o módulo cisalhante que varia com p , já as deformações plásticas são dadas pela Equação 2.36 em que o parâmetro α encontrado nesta equação indica a condição de associatividade ($\alpha=1$, plasticidade associada e $\alpha \neq 1$, plasticidade não associada) na lei de plasticidade e é dado pela Equação 2.37 quando se considera que a deformação lateral é nula.

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3}G\right)dq \quad (2.34)$$

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (2.35)$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (2.36)$$

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \left[\frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}} \right] \quad (2.37)$$

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO NO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA

3.1. INTRODUÇÃO

Serão apresentadas neste capítulo, algumas características do município, tais como, descrição da área de estudo, ensaios realizados em laboratório e em campo, bem como os respectivos resultados apresentados por Souza Neto (2004). Características geológicas, a cobertura vegetal, bem como uma série de estudos de campo e de laboratório, realizados nos solos colapsíveis de Petrolândia, podem ser encontrados com detalhes em Ferreira (1995) e Souza Neto (2004).

3.2. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O município de Petrolândia, no sertão de Pernambuco (Figura 3.1), a cerca de 530 km da cidade do Recife, foi escolhido por diversos autores, tais como Ferreira (1995), Fucile (2000) e Souza Neto (2004) para o estudo da variação volumétrica dos seus solos, uma vez que estas variações ocasionaram diversos danos em residências populares, edifícios públicos e salas de aula da escola agrícola.



Figura 3.1. Localização do município de Petrolândia no Estado de Pernambuco. (modificado de Fucale, 2000).

Na Figura 3.2 encontram-se indicados os locais utilizados para estudo por Ferreira (1995) e Souza Neto (2004). Souza Neto (2004) utilizou como área de estudo o colégio agrícola localizado no perímetro urbano do município de Petrolândia-PE, o qual teve seus anexos interditados, após a estação chuvosa, devido às fissuras/trincas que surgiram.



Figura 3.2. Localização da área estudada (colégio agrícola) por Souza Neto (2004) no município de Petrolândia-PE. (Souza Neto, 2004).

A locação dos furos de sondagens, bem como das demais atividades realizadas em campo por Souza Neto (2004), no município de Petrolândia pode ser verificado na Figura 3.3.

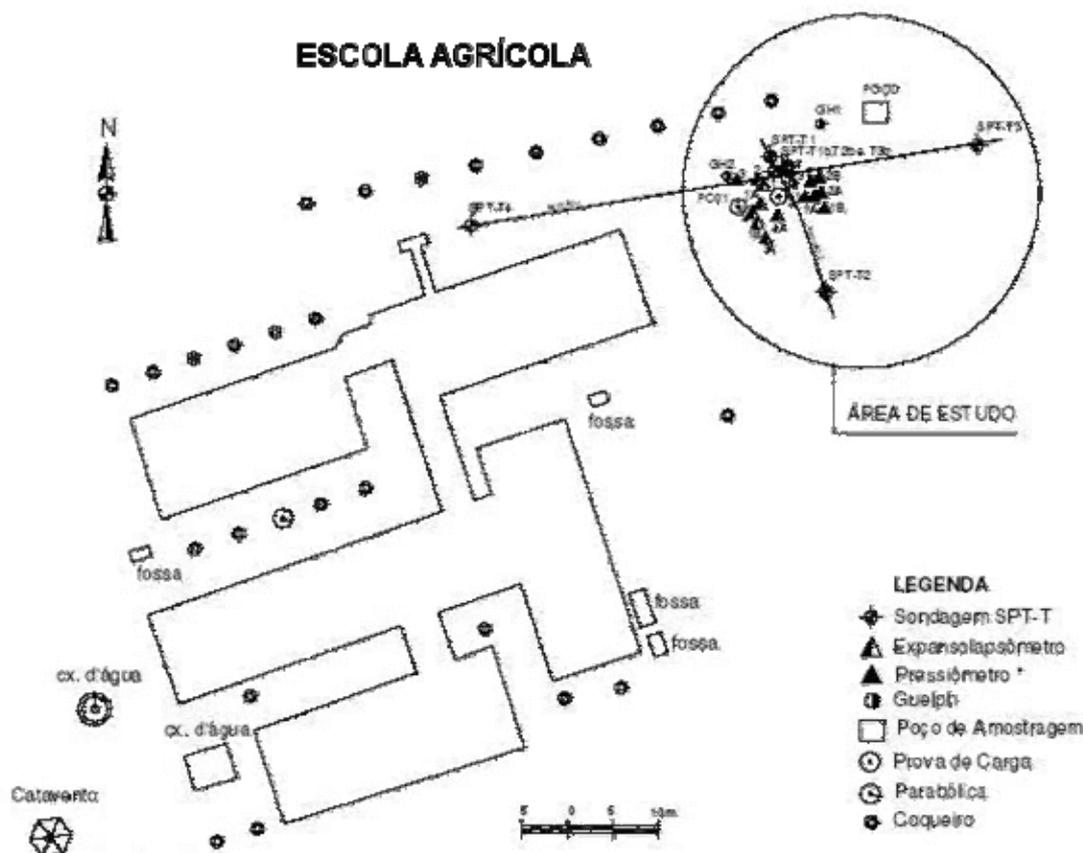


Figura 3.3. Locação da área estudada (colégio agrícola) por Souza Neto (2004). (Souza Neto, 2004).

3.3. CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA

A Figura 3.4, apresentada abaixo, foi obtida através dos dados fornecidos pelo Laboratório de Meteorologia de Pernambuco/ Fundação Instituto Tecnológico de Pernambuco (LAMEPE/ITEP) e apresentado por Souza Neto (2004) referente às precipitações pluviométricas mensais no período de 2000-2002 e a média mensal

dos últimos 30 anos de observação (1973-2002). Observa-se, através da Figura 3.4, que a estação chuvosa começa em dezembro e se estende até o mês de março e a estação seca entre maio e novembro. Dados pluviométricos publicados pela SUDENE e analisados por Ferreira (1995), mostram uma concordância com os dados fornecidos por Souza Neto (2004), uma vez que indicam os meses entre janeiro e março como os mais chuvosos e entre agosto e outubro como mais secos.

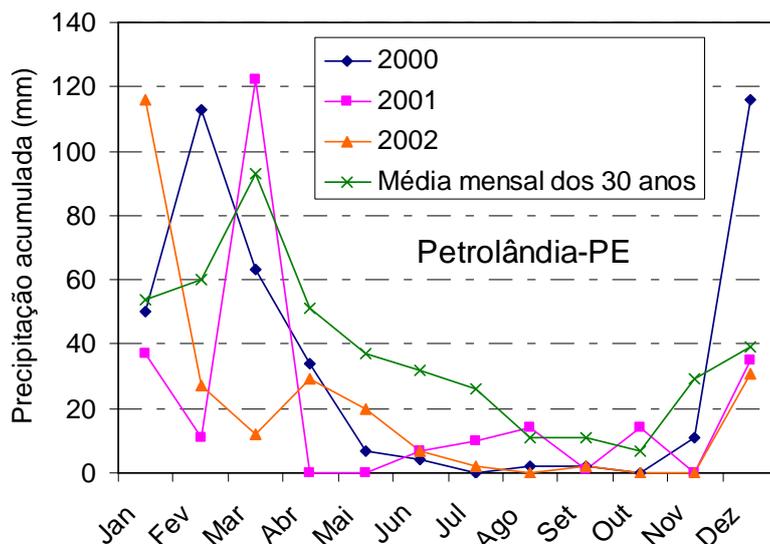


Figura 3.4. Precipitações pluviométricas mensais no período de 2000-2002 e a média mensal dos últimos 30 anos de observação (1973-2002) no município de Petrolândia-PE. (Souza Neto, 2004).

Ferreira (1995) e Souza Neto (2004) apresentam uma média anual pluviométrica dos últimos 30 anos no município de Petrolândia, muito próximas, sendo de 437,5 mm a encontrada pelo primeiro e 450 mm pelo segundo. Ferreira (1995) apresenta, também através de dados obtidos para o período de agosto de 1992 a junho de 1994 a média mensal das temperaturas máximas entre 31-35,2°C e mínimas entre 18,3-23°C e cita a proposta apresentada por De Martonne (1941) para classificar o clima segundo o índice de aridez que dá uma aferição empírica da evaporação em função de valores de temperatura, embora não leve em conta um dado importante que é a perda de água devido ao escoamento. Na Tabela 3.1 é apresentada a expressão que define o índice de aridez e a respectiva classificação de De Martonne (1941).

Tabela 3.1. Classificação do clima, de acordo com a proposta de De Martone (1941). (citado por Souza Neto, 2004).

Índice de Aridez (A)	Classificação DE MARTONNE (1941)	
$A = \frac{P}{T + 10}$	A > 20	- Úmido
	20 > A > 5	- Semi-árido
	A < 5	- Deserto

Onde: P – precipitação em mm durante um determinado período (mês, ano);

T – temperatura média em graus centígrados durante o mesmo período de tempo.

A Tabela 3.2 que classifica o clima do município de Petrolândia, em sua maioria, como semi-árido e deserto, foi obtida por Ferreira (1995) e modificada por Souza Neto (2004) através da aplicação da proposta De Martonne (1994), utilizando para isto os dados pluviométricos referentes ao período de 2000 a 2002 e considerando a temperatura média do período de 1964-1979 de 25,4°C.

Tabela 3.2. Classificação do clima, de acordo com a proposta de De Martone (1941). (modificado de Souza Neto, 2004).

AUTOR	ANOS	PRECIPITAÇÃO ANUAL (mm)	ÍNDICE DE ARIDEZ (A)	CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO DE MARTONNE (1941)
FERREIRA (1995)	1984	372	10,6	Semi-árido
	1985	944	25,8	Úmido
	1986	444	12,3	Semi-árido
	1987	150	4,2	Deserto
	1988	---	---	---
	1989	478	13,8	Semi-árido
	1990	178	4,8	Deserto
	1991	472	12,9	Semi-árido
	1992	289	7,7	Semi-árido
	1993	59,4	1,5	Deserto
SOUZA NETO (2004)	2000	402	11,4	Semi-árido
	2001	266	7,5	Semi-árido
	2002	246	7	Semi-árido

3.4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Foram realizados por Souza Neto (2004) diversos estudos de campo tais como, sondagem de simples reconhecimento com ensaio de penetração e medida de torque cujo objetivo era avaliar a variação espacial do perfil e sua respectiva resistência à penetração e o torque, coleta de amostras amolgadas para ensaios de caracterização (granulometria e limites de consistência) e amostras indeformadas para a obtenção de índices físicos (peso específico, índice de vazios, grau de saturação e porosidade), teor de umidade e de sucção no solo. A Figura 3.5 apresenta alguns resultados obtidos pelo autor através destes ensaios de campo. Mais resultados e modo de execução dos ensaios, detalhes da distribuição espacial, modo de retirada e acondicionamento das amostras encontram-se detalhadamente exposto em Souza Neto (2004) e serão apresentados neste trabalho quando oportuno.

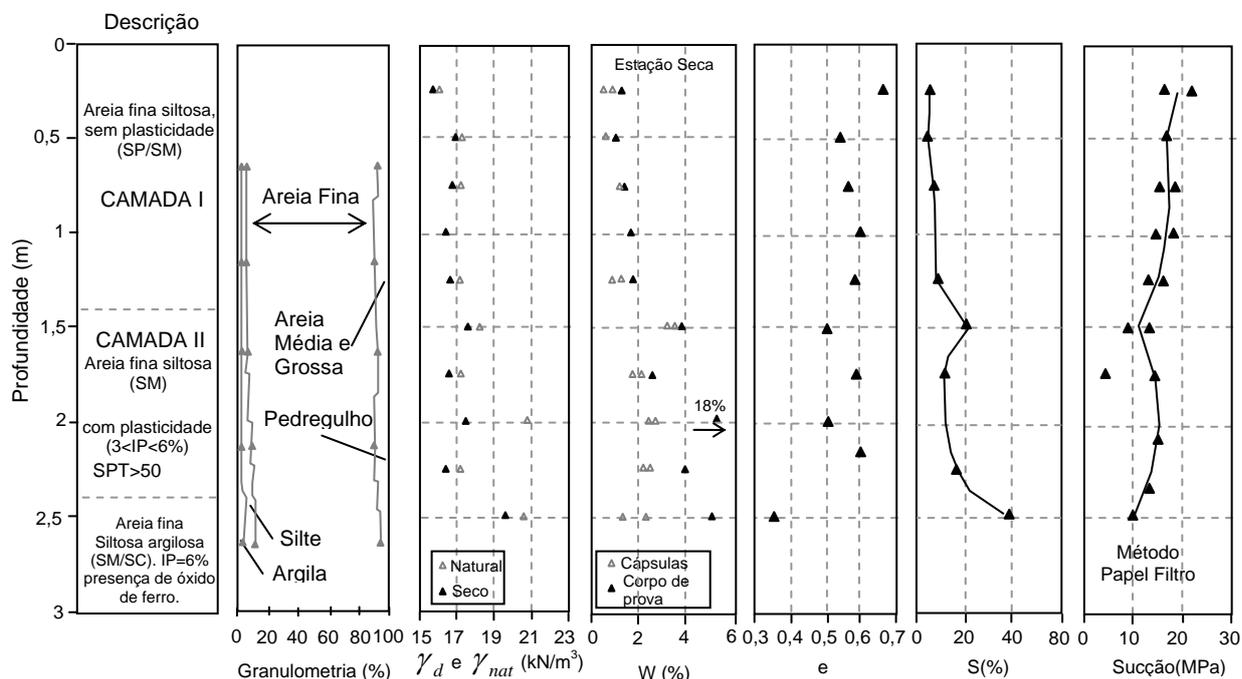


Figura 3.5. Variação da granulometria sem o uso de defloculante, peso específico, umidade, índice de vazios, grau de saturação e sucção com a profundidade, obtidos durante a amostragem realizada no mês de junho/2001. (Souza Neto, 2004).

3.4.1. Amostragem

A amostragem realizada no município, em julho de 2001, por Souza Neto (2004), teve por objetivo a obtenção de amostras deformadas e indeformadas para a realização dos devidos ensaios. A escolha do local para a retirada dessas amostras foi baseada na proximidade das obras danificadas e da existência de área suficiente para a realização dos ensaios. A Figura 3.6 apresentada pelo autor resume a campanha de amostragem e mostra a cota do nível do terreno, quantidade e posição dos blocos em relação ao bulbo de pressão e as respectivas profundidades.

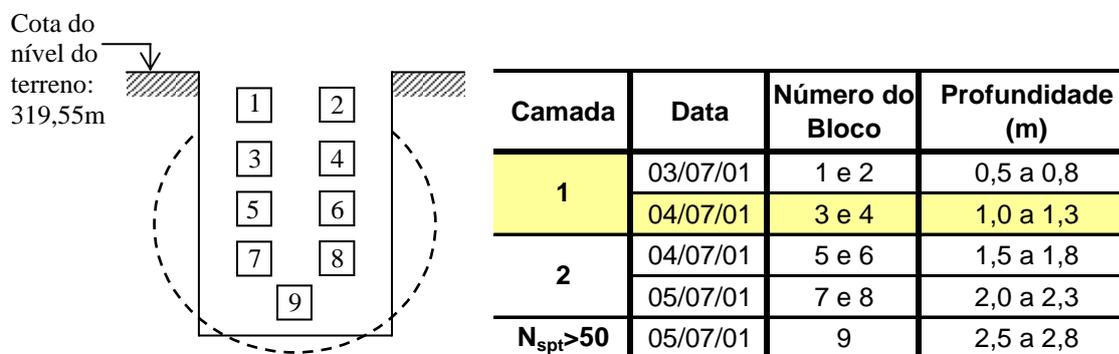


Figura 3.6. Localização dos blocos nas respectivas profundidades. (Souza Neto, 2004).

3.4.2. Ensaios de Caracterização

De acordo com as metodologias presentes nas normas brasileiras, foram realizados por Souza Neto (2004) os ensaios de caracterização do solo do município de Petrolândia. Os resultados obtidos, para a profundidade de 1,0-1,3m, indicam que se trata de uma areia fina siltosa mal-graduada (SP-SM), com percentual de argila entre 7 e 16%, com maior concentração a partir da profundidade de 1,5m.

3.4.3. Curva Característica

Souza Neto (2004) obteve, pelo método do papel filtro, as curvas características de umedecimento do solo de Petrolândia para as profundidades de 0,5-0,8m, 1,0-1,3m, 1,5-1,8m e 2,0-2,3m, uma vez que são estas que representam o processo do colapso. Nesta pesquisa serão estudadas as amostras localizadas a profundidade de 1,0-1,3m, blocos 3 e 4, obtidos pelo autor.

Os primeiros pontos obtidos pelo autor para a curva característica foram para a amostra no estado natural, ou seja, não saturado, na estação seca da região e os demais submetidos ao processo de umedecimento. Este umedecimento foi estendido até alcançar uma umidade máxima (superior à de campo), mas que não houvesse risco de ocorrer a desestruturação do corpo de prova e, após este procedimento, era iniciado um processo de secagem visando verificar a ocorrência ou não da histerese. Previu o autor que as amostras estavam com a umidade abaixo da residual, entre 1 e 6%, uma vez que a sucção obtida e exposta na Figura 3.5 encontra-se entre 10 e 20MPa. O autor apresenta também uma descrição detalhada a respeito do procedimento para obtenção dos corpos de prova, da sucção matricial, as formas de umedecimento da amostra e seu controle.

Nas Figuras 3.7, 3.8a e 3.8b estão apresentadas as curvas características de secagem e de umedecimento obtidas por Souza Neto (2004) para a profundidade estudada no presente trabalho, tendo no eixo das ordenadas a umidade gravimétrica (relação entre os pesos da água e do solo seco), umidade volumétrica e grau de saturação respectivamente. Nas duas últimas figuras as curvas foram ajustadas segundo a equação de Van Genuchten (1980) e na Figura 3.8a é apresentado os valores dos parâmetros da equação.

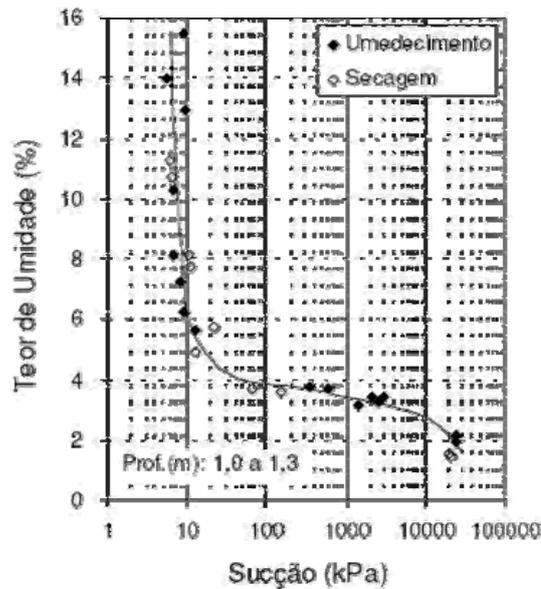


Figura 3.7. Curva característica: Teor de umidade (%) versus sucção (kPa). Blocos 3 e 4 (prof. 1,0-1,3m). (Souza Neto, 2004).

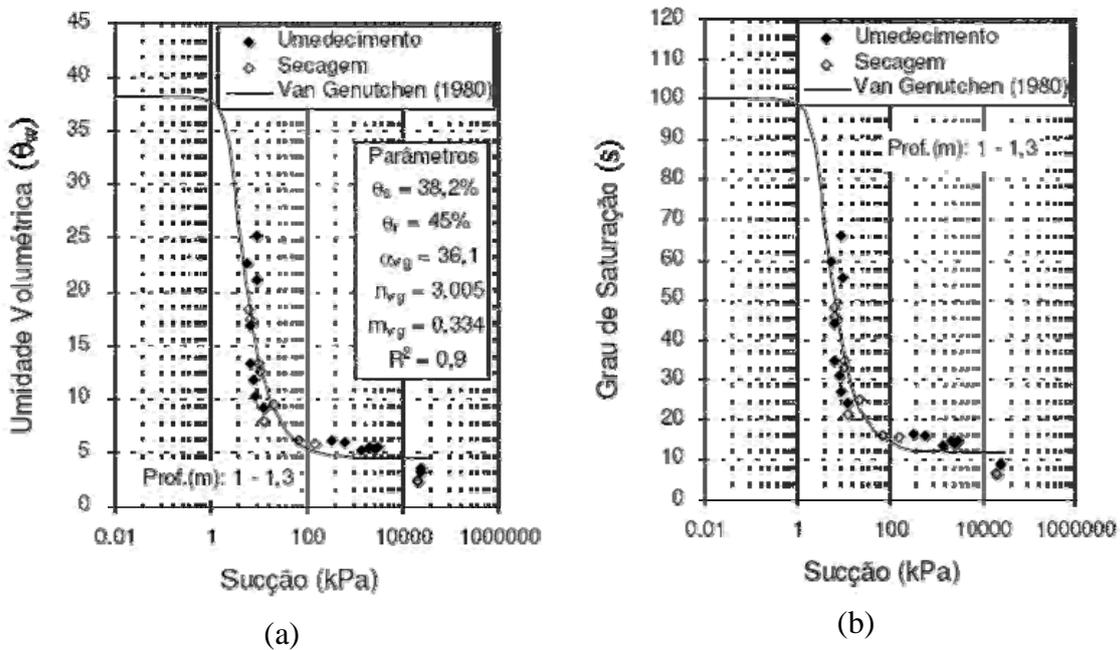


Figura 3.8. Curvas características ajustadas segundo a equação de Van Genutchen (1980): (a) Umidade volumétrica versus sucção (kPa); (b) Grau de saturação versus sucção (kPa). Blocos 3 e 4 (prof. 1,0-1,3m). (Souza Neto, 2004).

Pode-se observar nas curvas características apresentadas que há um trecho inicial em que se verifica uma grande variação no teor de umidade para uma pequena variação de sucção e um trecho seguinte com o fenômeno inverso. Observa-se também, através desta figura, que não se verifica o fenômeno da histerese e que as diferenças nos valores referentes ao umedecimento e à secagem podem ser devido provavelmente à diferença estrutural do próprio solo. Caso a histerese fosse

evidenciada, os dados experimentais referentes à secagem posicionariam acima da curva de umedecimento, representada na Figura 3.7 pela linha cheia, obtida por interpolação gráfica aos pontos correspondentes.

As umidades volumétricas utilizadas na Figura 3.8a foram obtidas segundo a Equação 3.1. A formulação de Van Genuchten (1980) pode ser expressa também em função de umidades volumétricas como é mostrado na Equação 3.2, e seus parâmetros podem ser determinados através do procedimento gráfico adotado por Fredlund e Xing (1994) e exposto na Figura 3.9.

$$\theta_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} \tag{3.1}$$

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha_{vg} \cdot h)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}} \tag{3.2}$$

Onde, θ_w é a umidade volumétrica, θ_r é a umidade volumétrica residual, θ_s é a umidade volumétrica de saturação, S é o grau de saturação, e é o índice de vazios, h é a sucção do solo e $\alpha_{vg}, n_{vg}, m_{vg}$ são parâmetros de ajuste.

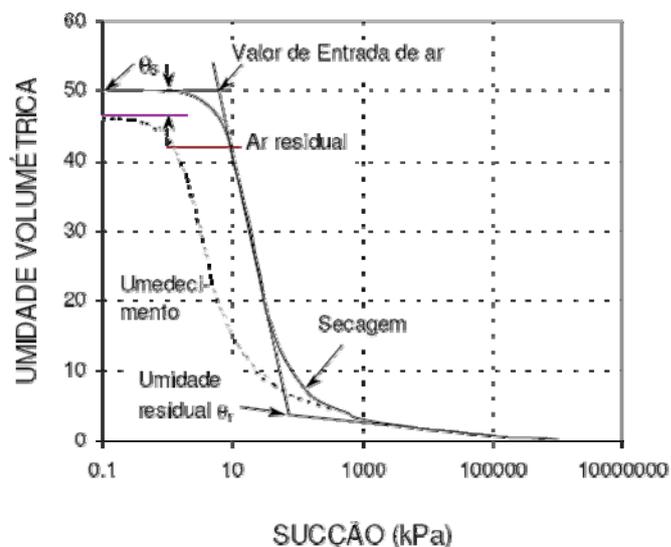


Figura 3.9. Curva característica. Representação esquemática do procedimento gráfico de obtenção dos parâmetros. (Fredlund e Xing, 1994).

São apresentadas na Tabela 3.3 as condições iniciais dos corpos de prova obtidos por Souza Neto (2004), o qual considerou que o índice de vazios do corpo de prova era constante, uma vez que não foi observado durante a execução do ensaio indícios de variações volumétricas significativas tais como a separação entre o solo e o anel. Com as condições iniciais dos corpos de prova tornou-se possível a determinação das umidades de saturação gravimétrica e volumétrica e com isso a curva característica do solo.

Tabela 3.3. Condições iniciais dos Corpos de Prova utilizados para a determinação da curva característica. (Souza Neto, 2004).

Profundidade (m)	Número do CP	W ₀ (%)	γ _s (kN/m ³)	e ₀	S ₀ (%)	Umidade de Saturação	
						W _s (%)	θ _s (%)
0,5 - 0,8	01	0,53	15,9	0,67	2,09	25,4	0,40
	02	0,61	15,9	0,68	2,38	25,3	40
1,0 - 1,3	03	1,32	16,3	0,62	5,65	23,3	38
	04	1,13	16,3	0,62	4,82	23,5	38
1,5 - 1,8	05	2,55	16,1	0,64	10,52	24,2	39
	06	2,55	16,6	0,59	11,48	22,2	37
2,0 - 2,3	07	2,23	17,1	0,54	10,8	20,6	35
	08	2,23	17,3	0,53	11,2	19,9	34

3.5. OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS EMPREGADOS NA MODELAGEM NUMÉRICA

Souza Neto (2004) realizou diversos ensaios edométricos em amostras dos solos de Petrolândia-PE no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. Os ensaios edométricos com sucção controlada foram realizados com o objetivo de se obter os parâmetros do solo a serem utilizados nos modelos constitutivos e na modelagem numérica. A presente pesquisa irá utilizar os resultados obtidos pelo autor nos ensaios edométricos com sucção constante (EDSC) e o com aumento e redução da sucção (EDSV) uma vez que estes ensaios fornecem os devidos parâmetros necessários.

Serão apresentados e discutidos os respectivos resultados dos ensaios e a determinação dos parâmetros do modelo de Alonso et al. (1990). Detalhes sobre a forma de execução dos ensaios, dos critérios de estabilização das deformações e de escolha do valor da sucção máxima empregada nos ensaios encontram-se bem exemplificado e ilustrado em Souza Neto (2004).

3.5.1. Ensaios em Laboratório: EDSC e EDSV

Os ensaios com sucção constante e com carregamento e descarregamento da tensão vertical (EDSC) e os com tensão vertical constante e variação da sucção (EDSV) realizados nas amostras com profundidade de 1,0-1,3m (Camada I), no município, tinham por objetivo fornecer alguns parâmetros, tais como, a tensão de escoamento em função da sucção ($\sigma_{vm(s)}$), os de compressibilidade relacionados com a reta virgem ($\lambda_{(s)}$) e com a reta de descarregamento ou recarregamento da tensão ($\kappa_{(s)}$) ambos em função da sucção no primeiro ensaio e os parâmetros de compressibilidade λ_s e κ_s e s_0 no segundo ensaio.

A metodologia empregada nos ensaios EDSC foi a seguinte, os corpos de prova foram mantidos a uma tensão mínima de 2,6 kPa e a uma determinada sucção (50, 100, 500 ou 1500) até haver a estabilização da sucção, após este tempo o corpo de prova foi submetido a um carregamento por estágios até a tensão geostática, sendo posteriormente descarregado e re-carregado até a tensão de 1335 kPa onde, por fim, era descarregado até a tensão de 10 kPa. Já nos ensaios EDSV o corpo de prova foi carregado até uma tensão próxima da geostática e esperado o tempo da estabilização das deformações; após isso, foi-se aumentando por estágios o valor da sucção até 1500kPa e reduzida até 50 kPa onde tornou-se a aumentar a tensão até 1335kPa e reduzir-se até 10,4 kPa, esperando-se durante o carregamento e descarregamento o tempo para a estabilização das deformações. Devido a problemas de perda de pressão na sucção de 400 kPa o autor optou por não continuar o ensaio para a amostra na profundidade estudada, 1,0-1,3m.

A Tabela 3.4 apresenta um resumo das condições iniciais e finais dos corpos de prova para os dois modos de ensaios com sucção controlada além de uma coluna que mostra as umidades volumétricas obtidas com base nos dados das condições iniciais e finais de cada corpo de prova (e_f e S_f).

Tabela 3.4. Condições iniciais e finais dos Corpos de Prova utilizados para a realização dos ensaios EDSC e EDSV. (Souza Neto, 2004).

Amostra Prof. (m)	Ensaio Tipo	Numero do CP	$\Delta(u_a-u_w)$ kPa	(u_a-u_w) kPa	Inicial				Final				θ
					W_0 (%)	γ_{so} kN/m ³	e_0	S_0 (%)	W_f (%)	γ_{sf} kN/m ³	e_f	S_f (%)	
3 e 4 (1,0 - 1,3) Camada I	EDSC	74	----	50	1,91	15,5	0,70	7,2	3,11	17,1	0,54	15,0	0,053
		75	----	100	2,12	15,4	0,71	7,8	2,59	16,6	0,59	11,8	0,044
		76	----	500	1,35	15,5	0,71	5,1	2,08	16,7	0,59	9,4	0,035
		77	----	1500	1,79	15,6	0,69	6,9	2,38	16,3	0,62	10,2	0,039
	EDSV	92	25 a 200	----	20,2	16,1	0,64	82,7	3,66	17,2	0,54	17,9	0,063

São apresentadas, abaixo, as curvas, e versus $\log \sigma_v$ e ε_v versus $\log \sigma_v$, obtidas através dos ensaios EDSC respectivamente nas Figuras 3.10a e 3.10b. Das curvas e versus $\log \sigma_v$, determinou-se as tensões de escoamento ($\sigma_{vm(s)}$), os parâmetros de compressibilidade C_c , C_s e C_r para cada amostra de uma dada sucção.

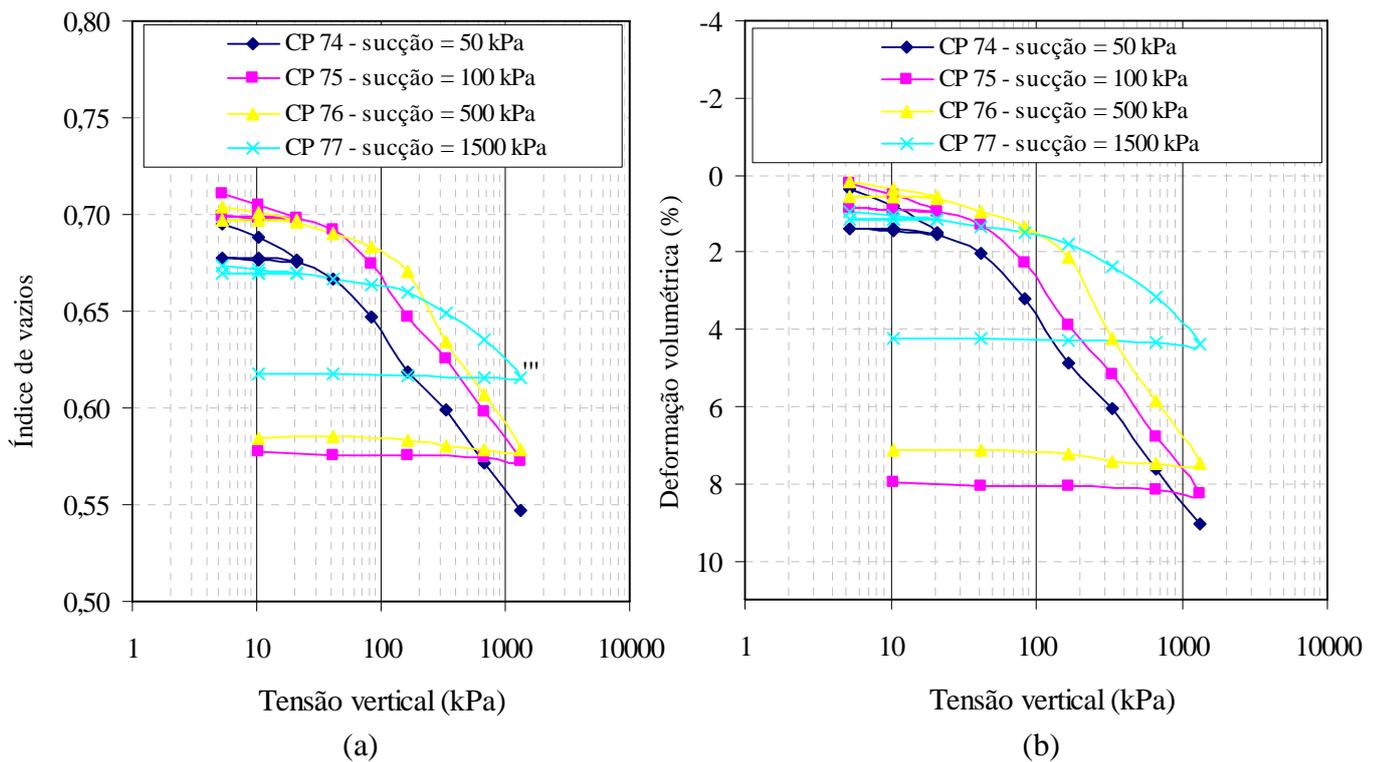


Figura 3.10. Resultados dos ensaios edométricos com sucção controlada EDSC na amostra de 1,0-1,3 m. a) e versus $\log \sigma_v$; b) ε_v versus $\log \sigma_v$. (Souza Neto, 2004).

A Tabela 3.5 mostra os parâmetros do solo obtidos através das curvas dos ensaios EDSC, além dos parâmetros $\lambda_{(s)}$ e $\kappa_{(s)}$ obtidos pelas Equações 3.3 e 3.4 de posse dos valores de C_c e C_s respectivamente. Observa-se na Tabela 3.5 que para os corpos de prova 76 e 77 foram obtidos dois valores para os parâmetros de compressibilidade que pode ser explicado em virtude dos ensaios realizados nestes corpos de prova não apresentarem linearidade no trecho virgem sendo então necessário um ajuste de dois segmentos de reta.

Tabela 3.5. Tensão de escoamento e parâmetros de compressibilidade obtidos das curvas dos ensaios com sucção controlada EDSC. (Souza Neto, 2004).

Amostra Prof. (m)	Ensaio Tipo	Numero do CP	$(u_a - u_w)$ kPa	Parâmetros do solo					
				$\sigma_{vm(s)}$ (kPa)	C_c	C_s	C_r	$\lambda_{(s)}$	$\kappa_{(s)}$
3 e 4 (1,0 - 1,3) Camada I	EDSC	74	50	33	0,083	----	0,002	0,036	----
		75	100	50	0,085	0,003	0,001	0,037	0,001
		76	500	130	0,122	0,003	0,0001	0,053	0,001
					0,092			0,044	
		77	1500	200	0,053	0,001	0,0007	0,023	0,0005
					0,064			0,028	

$$\lambda_{(s)} = \frac{C_c}{2,3} \tag{3.3}$$

$$\kappa_{(s)} = \frac{C_s}{2,3} \tag{3.4}$$

Onde, $\lambda_{(s)}$ e $\kappa_{(s)}$ serão utilizados nos modelos elastoplásticos.

De acordo com os dados obtidos na Tabela 3.5, é possível se traçar um gráfico da variação da tensão de escoamento $\sigma_{vm(s)}$ com a sucção, ou curvas de escoamento LC experimental. Esta curva representa um estado limite entre o comportamento elástico e o comportamento elastoplástico do solo, onde qualquer variação no estado de tensão dentro deste limite deverá resultar em deformações volumétricas elásticas. Na Figura 3.11 pode-se verificar que a cada aumento na sucção conduz a incrementos cada vez menores da tensão de escoamento, o que está de acordo com a proposta de Alonso et al. (1990) em que considera que há uma tensão de escoamento a partir da qual a sucção tenderá ao infinito.

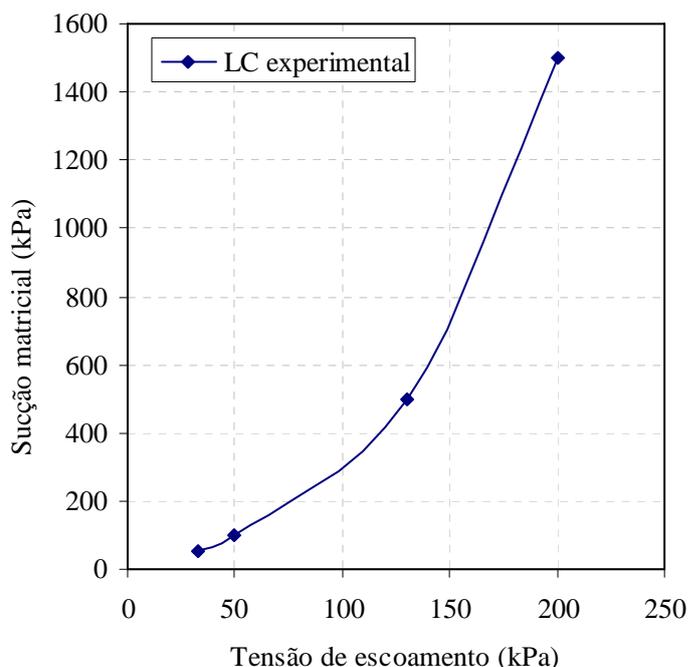


Figura 3.11. LC experimental. (modificada de Souza Neto, 2004).

Wheeler e Sivakumar (1995), Futai (1997) e Machado e Vilar (1997) confirmam o observado na Tabela 3.5 onde o parâmetro $\lambda_{(s)}$ aumenta com a sucção até um valor máximo, onde passa a decrescer. Alonso et al. (1990), embora considerem a dependência do $\kappa_{(s)}$ com a sucção, admitem, para efeito de simplificação, que em seu modelo constitutivo seja considerado constante. Isso porque, o solo torna-se mais rígido com o aumento da sucção e com isso as deformações no trecho elástico são menores e por isso o $\kappa_{(s)}$ também.

São apresentadas nas Figuras 3.12a, 3.12b e 3.12c as curvas tensão vertical (σ_v) versus sucção matricial (s), tensão vertical (σ_v) versus volume específico (v) e sucção matricial (s) versus volume específico (v) obtidas através dos resultados dos ensaios EDSV apresentados na Tabela 3.4. Com a realização deste ensaio obteve-se o valor de 0,0013 para o parâmetro de compressibilidade κ_s na profundidade 1,0-1,3m. Através da Figura 3.12a observa-se que as variações volumétricas ocasionadas pela mudança de sucção ocorreram principalmente no espaço de comportamento elástico do solo.

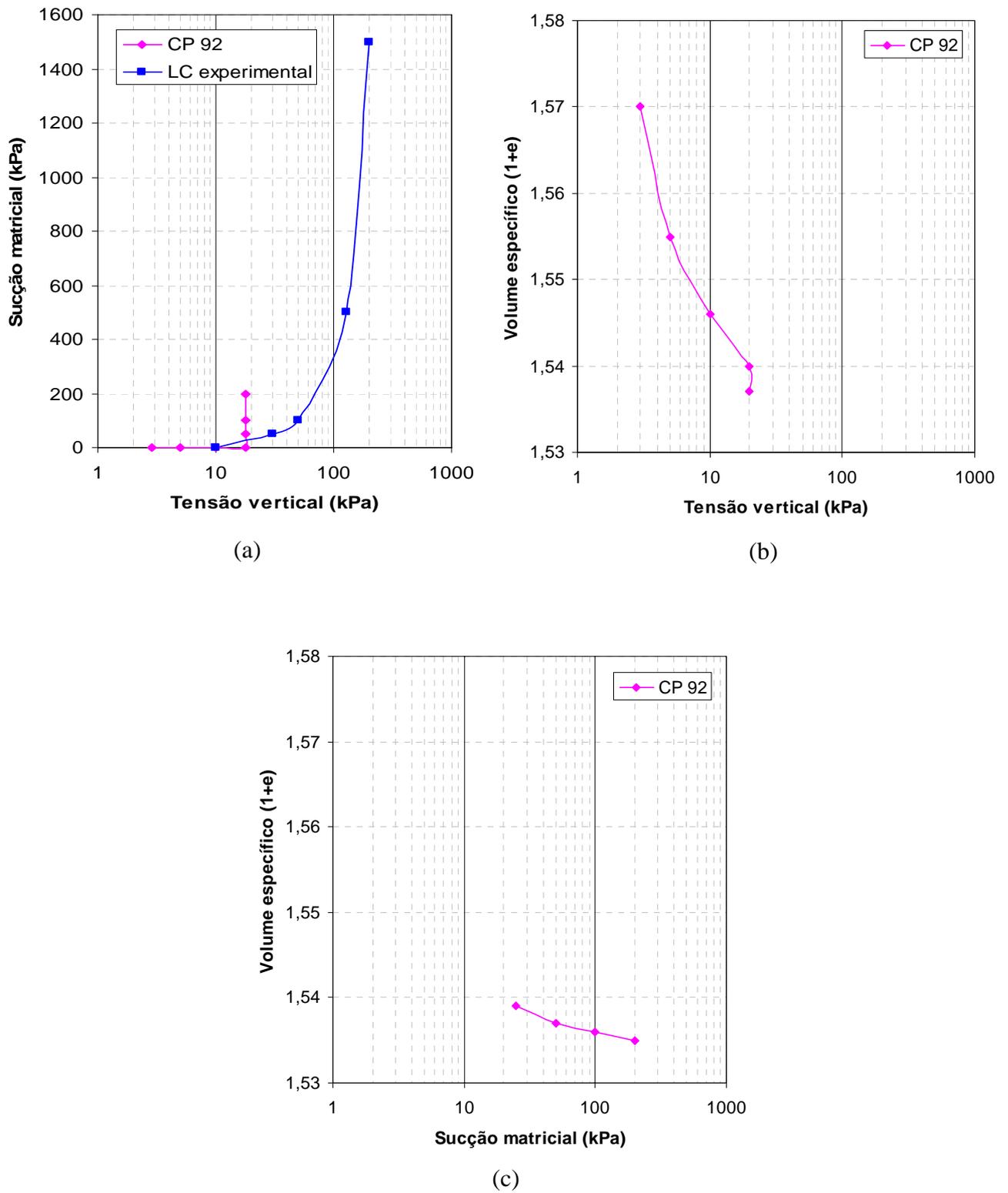


Figura 3.12. Resultados dos ensaios edométricos com sucção variável EDSV na amostra de 1,0-1,3 m. a) σ_v versus s ; b) σ_v versus volume específico (v) e c) s versus v . (Souza Neto, 2004).

3.5.2. Ensaio de Campo: Expansocolapsômetro

O expansocolapsômetro, equipamento de grandes recursos técnicos e de fácil utilização, é um ensaio de campo que foi realizado na escola agrícola, localizada no município de Petrolândia-PE, com o objetivo de se obter a curva tensão-deformação (colapso) do solo quando da aplicação de carga e/ou da inundação em várias profundidades de um perfil; neste trabalho a profundidade estudada é a compreendida entre 1,0-1,3 m.

Na Figura 3.3, apresentada anteriormente, é indicado o local e os furos onde foram realizados estes ensaios de campo na escola agrícola. As determinações das posições e distância mínima (1,0m) entre os ensaios foram feitas de forma a evitar que houvesse qualquer interferência, devido à inundação, de um ensaio no outro e as profundidades foram definidas de modo a envolver a região do bulbo de tensões envolvida no processo do colapso esquematicamente mostrada na Figura 3.13, onde se pode verificar que a profundidade foi devidamente dividida a cada 0,50m, de modo a coincidir as profundidades de realização dos ensaios com as profundidades das amostras indeformadas retiradas e utilizadas nos ensaios edométricos para ser possível, com isso, fazer um comparativo dos resultados destes ensaios.

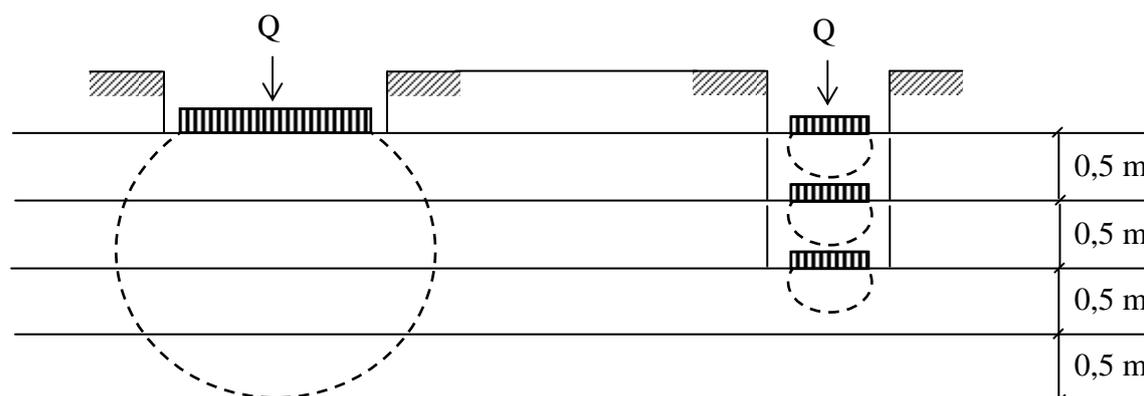


Figura 3.13. Profundidades dos ensaios realizados com o expansocolapsômetro e a indicação do bulbo de tensões. (Souza Neto, 2004).

Ao todo foram realizados por Souza Neto (2004) catorze ensaios com o expansocolapsômetro na área, sendo distribuídos em três profundidades, 0,5, 1,0,

1,5m nos oito furos. Na Tabela 3.6 são mostrados todos os ensaios com as suas respectivas profundidades de realização e tensão de inundação. Sendo destacados os ensaios que serão utilizados na presente dissertação.

Tabela 3.6. Relação de todos os furos, ensaios e as respectivas profundidades e tensões de inundações dos ensaios como expansocolapsômetro. (Souza Neto, 2004).

Furo	Ensaio	Prof. (m)	σ_{vi} (kPa)
1	ECT ₁₋₁	0,5	100
	ECT ₁₋₃	1,5	100
1B	ECT _{1B-1}	0,5	100
1A	ECT _{1A-1}	1,0	100
2	ECT ₂₋₁	0,5	60
	ECT ₂₋₂	1,0	60
	ECT ₂₋₃	1,5	60
3	ECT ₃₋₁	0,5	30
	ECT ₃₋₂	1,0	30
	ECT ₃₋₃	1,5	30
3A	ECT _{3A-1}	1,0	30
4	ECT ₄₋₁	0,5	15
	ECT ₄₋₂	1,5	15
4A	ECT _{4A-1}	1,0	30

Segundo relatado por Souza Neto (2004) a forma de execução dos ensaios consistiu do nivelamento e limpeza da área a ser ensaiada, colocação e nivelamento dos equipamentos para a realização do ensaio e a aplicação de tensão em estágio a uma razão $\Delta\sigma/\sigma=1$ até a inundação, procedimentos que se assemelharam ao proposto por Ferreira (1995). Após a estabilização dos recalques na tensão de inundação aplicou-se uma carga hidráulica no Guelph suficiente para manter o nível de água no reservatório situado na extremidade do mesmo e o solo era inundado sob uma vazão em torno de 0,25 ml/s, através da torneira do reservatório, medindo-se então os recalques de colapso até a estabilização. No caso do Ensaio ECT3A-1 foi adicionada água em quantidade após a estabilização dos recalques com a finalidade de se observar se ocorreriam recalques adicionais, água esta que se procurou monitorar o consumo com o tempo através da bureta interna do Guelph.

Após o término de cada ensaio coletaram-se amostras de solo a cada 0,125m com a finalidade de obter o teor de umidade que é apresentado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Teor de umidade antes e após o ensaio. (Souza Neto, 2004).

Ensaio	Prof. (m)	σ_{vi} (kPa)	Teor de Umidade (%)	
			Inicial	Final
ECT _{1A-1}	1,0	100	2,28	----
	1,125		----	6,38
ECT ₂₋₂	1,0	60	2,32	----
	1,625		----	10,29
	1,750		----	3,45
ECT ₃₋₂	1,0	30	1,97	----
ECT _{3A-1}	1,0	30	1,83	----
	1,125		----	12,31
	1,250		----	6,574
ECT _{4A-1}	1,0	30	1,83	----
	1,125		----	8,76

Através dos dados obtidos na realização do ensaio com o expansocolapsômetro, tornou-se possível a obtenção do gráfico do tempo x recalque que é apresentado na Figura 3.14, Souza Neto (2004) preferiu apresentar este gráfico em função da raiz do tempo por questão de melhor visualização. Através de uma análise dos gráficos verifica-se que há uma concordância entre os ensaios em relação ao tempo de estabilização dos recalques, a única discordância é verificado no ensaio ECT3A-1 que como mencionado pelo autor foi desconsiderado das análises, uma vez que apresenta discordância em relação aos ensaios realizados com a mesma tensão de inundação e profundidade não só no tempo de estabilização, mas também na magnitude do recalque, sendo justificada esta diferença por possível má distribuição de tensão no contato solo-sapata causada por alguma imperfeição no nivelamento da base do furo.

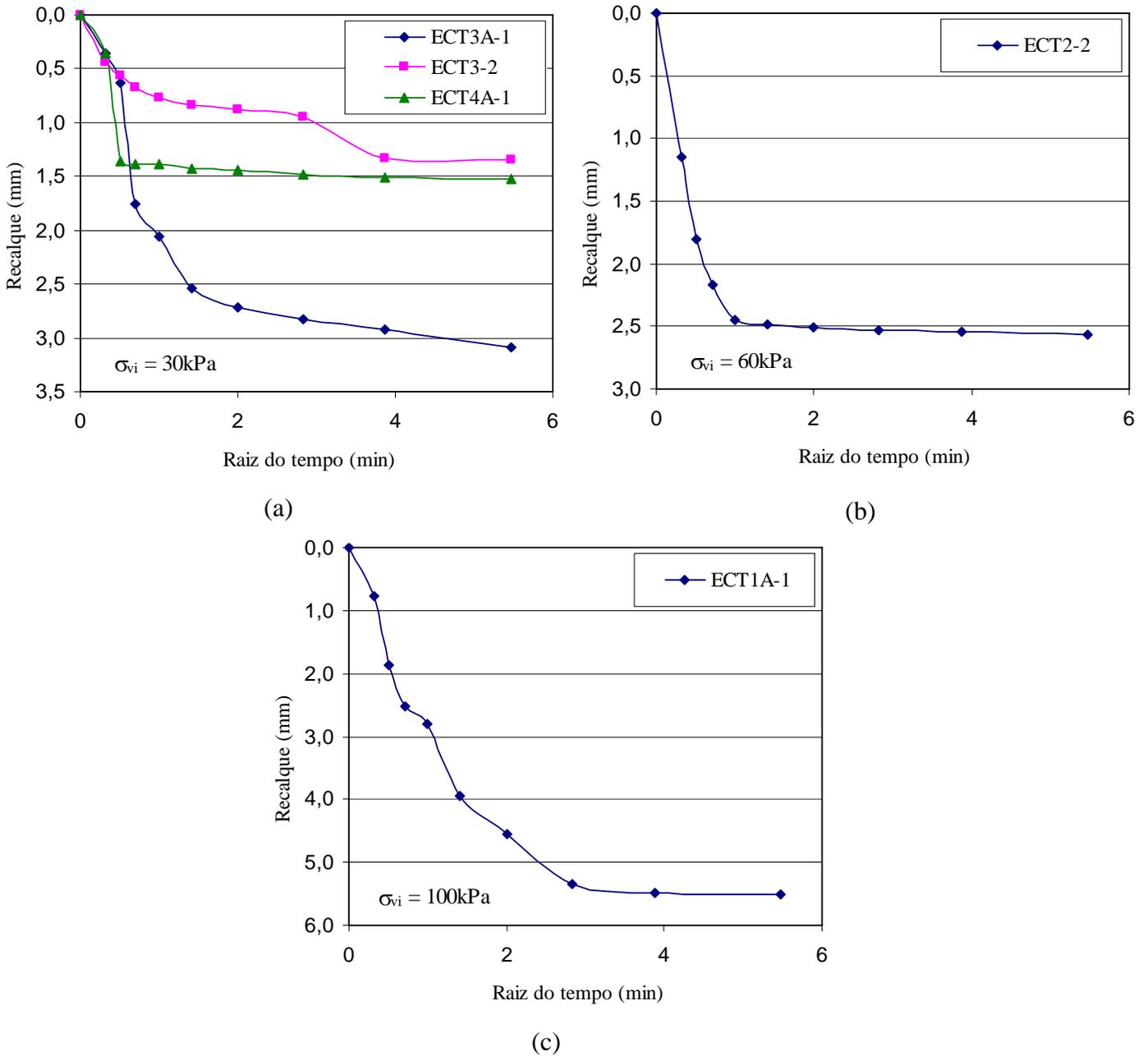


Figura 3.14. Gráfico da raiz do tempo x recalque obtidos pelo ensaio de campo Expansocolapsômetro para a profundidade de 1,0m. (a) tensão de inundação de 30 kPa; (b) tensão de inundação de 60 kPa e (c) tensão de inundação de 100 kPa. (Modificado de Souza Neto, 2004).

Na Figura 3.15 são apresentadas as curvas obtidas através dos ensaios com expansocolapsômetro (ECT) para cada tensão de inundação onde pode-se observar a magnitude dos recalques de colapso e verificar que há uma acentuação no valor

dos recalques a partir de uma tensão de 15kPa quando se aumenta o carregamento devido ao aumento no valor da tensão de inundação.

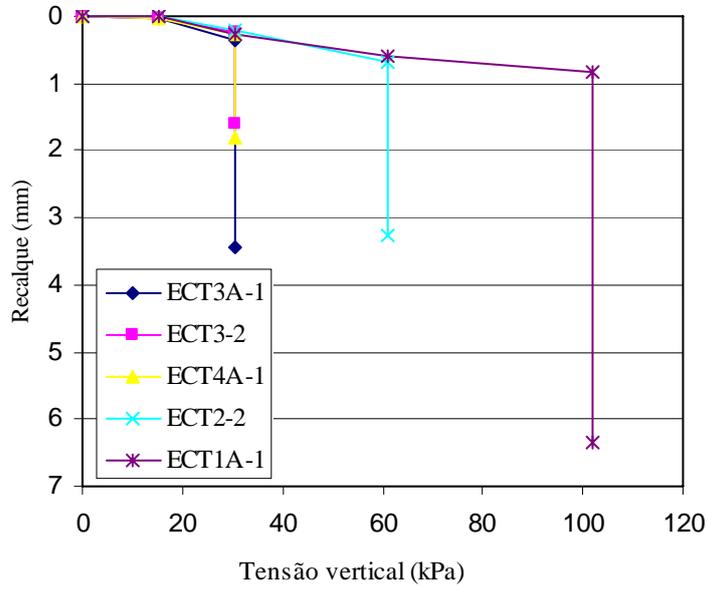


Figura 3.15. Gráfico da tensão vertical x recalque obtidos pelo ensaio de campo Expansocolapsômetro para a profundidade de 1,0m para diferentes tensões de inundação. (Souza Neto, 2004).

CAPÍTULO 4

MODELAGEM DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO DO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLÂNDIA

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as simulações numéricas realizadas para reproduzir ensaios de laboratório e de campo, em solos colapsíveis, usando o expansocolapsômetro através do código computacional de elementos finitos CODE_BRIGTH. Primeiramente, são apresentados os parâmetros obtidos, em seguida é feita uma descrição geral da geometria, malha, condições iniciais e condições de contorno consideradas e por fim serão apresentados os resultados obtidos.

4.2. MODELAGEM NUMÉRICA

Nesta dissertação utilizou-se o código computacional CODE_BRIGTH (COupled DEformation, BRine, Gás and Heat Transport) nas análises numéricas, juntamente com o pré e pós processador gráfico GID. Este código computacional, desenvolvido por Olivella et al. (1996) e complementado por Guimarães (2002), é um programa de elementos finitos no qual é possível fazer uma análise do problema acoplado termo-hidro-mecânico e geoquímico em meios porosos deformáveis e multifásicos.

4.2.1. Ensaios de Laboratório

4.2.1.1. Determinação dos parâmetros do modelo de Alonso et al. (1990)

A fim de se obter os parâmetros do modelo elastoplástico proposto por Alonso et al. (1990), para a utilização na simulação, analisaram-se os resultados dos ensaios edométricos EDSC (ensaio edométrico com sucção controlada) e EDSV (ensaio edométrico com aumento e redução de sucção) realizados por Souza Neto (2004).

Do ensaio EDSV foi obtido o parâmetro de compressibilidade κ_s , já os parâmetros P_0^* (tensão de pré-adensamento do solo na condição saturada), $\lambda_{(0)}$ (inclinação da curva de carregamento plástico saturado), κ (inclinação da curva de carregamento elástico na umidade natural), p^c (estimado através das variações das deformações de colapso com a tensão vertical aplicada), r e β (estimados quando se conhece κ , $\lambda_{(0)}$, P_0^* e a tensão de pré-adensamento na umidade natural) foram obtidos dos ensaios EDSC.

Nas Figuras 4.1a, 4.1b, 4.1c e 4.1d são apresentados os resultados destes ensaios edométricos, EDSC, obtidos em laboratório por Souza Neto (2004) e as simulações, realizadas para cada ensaio, sendo a simulação 1 a realizada com os parâmetros fornecidos pelo autor para a modelagem numérica e a simulação 2 a realizada, nesta dissertação com a alteração do valor do parâmetro $\lambda_{(0)}$, modificado afim de se obter um melhor ajuste desses ensaios.

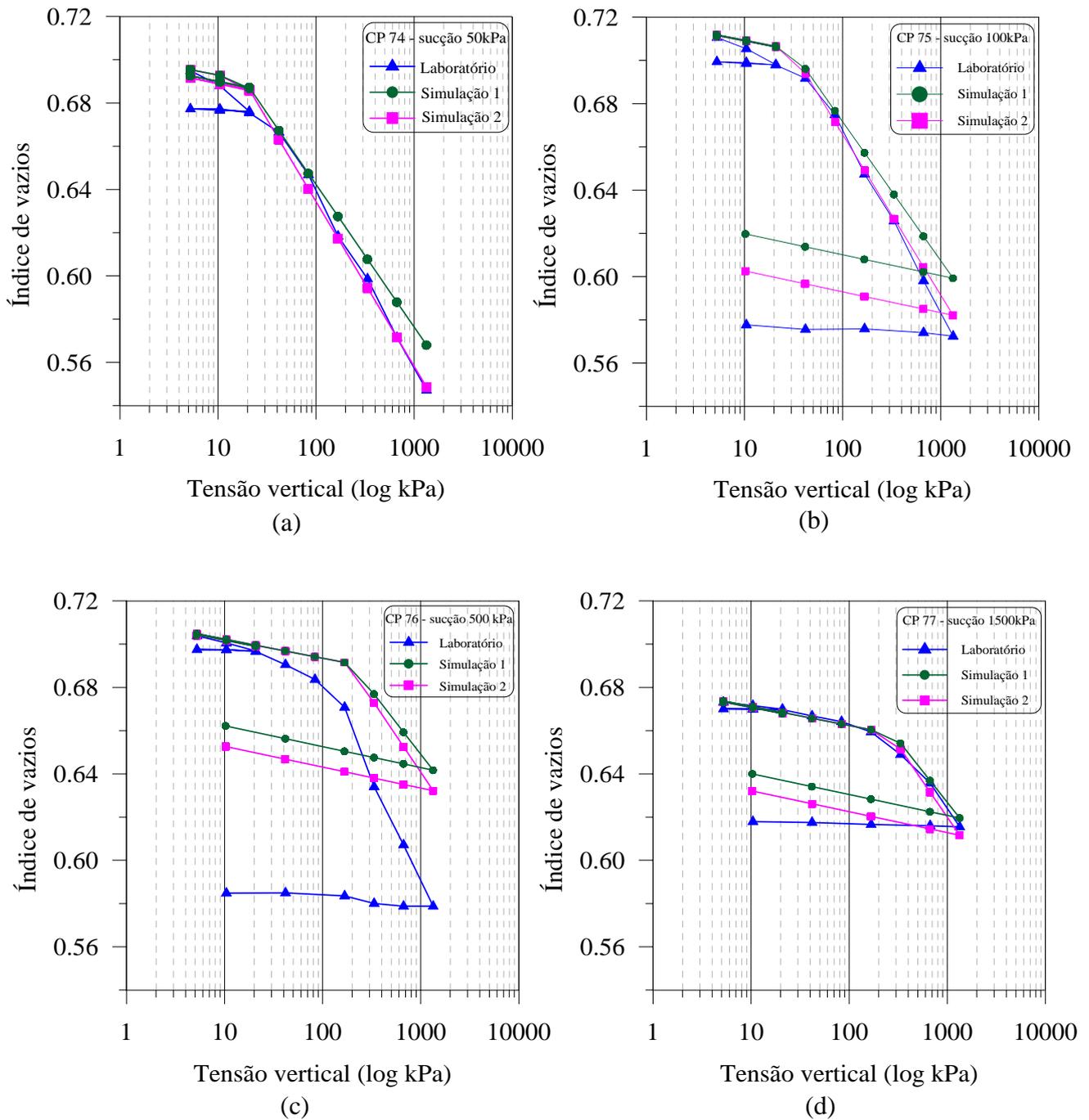


Figura 4.1. Resultados obtidos dos ensaios edométricos (EDSC) e de simulações a sucções diferentes.

Os valores obtidos por Souza Neto (2004), através de processo numérico utilizando um programa com mínimos quadrados, para os parâmetros do BBM apresentaram uma boa concordância com os valores obtidos pela simulação destes ensaios só

diferindo no valor do $\lambda_{(0)}$. Os valores fornecidos, correspondente a simulação 1, são apresentados na Tabela 4.1 como também os valores usados na simulação 2.

Tabela 4.1. Parâmetros do modelo elastoplástico de Alonso et al. (1990) fornecidos por Souza Neto (2004) e obtidos pela simulação dos ensaios edométricos com sucção controlada (EDSC).

	Parâmetros						
	P_0^* (kPa)	$\lambda_{(0)}$	κ	P^c (kPa)	r	β (kPa ⁻¹)	κ_s
Simulação 1 (Souza Neto, 2004)	10	0,0285	0,0017	$1,093 \cdot 10^{-6}$	0,8525	0,0047	0,0013
Simulação 2	10	0,0328	0,0017	$1,093 \cdot 10^{-6}$	0,8525	0,0047	0,0013

4.2.2. Ensaios de Campo

Na análise numérica do caso em estudo, ensaios com o expansocolapsômetro, que se trata de um problema hidro-mecânico, a simulação é constituída de três etapas: pré-processamento, processamento e pós-processamento.

O pré-processamento e o pós-processamento são realizados através do GID que é um programa que foi desenvolvido pelo CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos em Ingeniería). O pré-processamento constitui a etapa em que se define o tipo de problema, as propriedades dos materiais, a geometria, a malha, as condições iniciais e de contorno, os intervalos de tempo e se geram os arquivos de entrada para a fase seguinte, a do processamento, fase esta em que são realizados todos os cálculos, utilizando o programa de elementos finitos CODE_BRIGTH. Por fim vem a fase do pós-processamento onde são mostrados todos os resultados solicitados.

A modelagem numérica do expansocolapsômetro realizada consistiu em quatro casos (ECT1A-1, ECT2-2, ECT3-2 e ECT4A-1), todos realizados à mesma profundidade (1m) diferindo apenas com relação à tensão de inundação. Em todos

os casos foram analisados os resultados obtidos da pressão de água, do grau de saturação, da porosidade e da tensão vertical.

A geometria utilizada para os quatro casos em estudo encontra-se ilustrada na Figura 4.2 onde se pode observar a placa, onde serão aplicados o carregamento e posteriormente a inundação, e o solo. Observa-se no detalhe da Figura que a lateral da placa na modelagem não coincidiu com o próprio solo, uma vez que se verificou a ocorrência de influência nos resultados obtidos na modelagem (imposição das condições de contorno do problema hidráulico). Com esta alteração tornou-se possível a colocação de condições iniciais e de contornos diferentes para a placa e o solo nesta região.

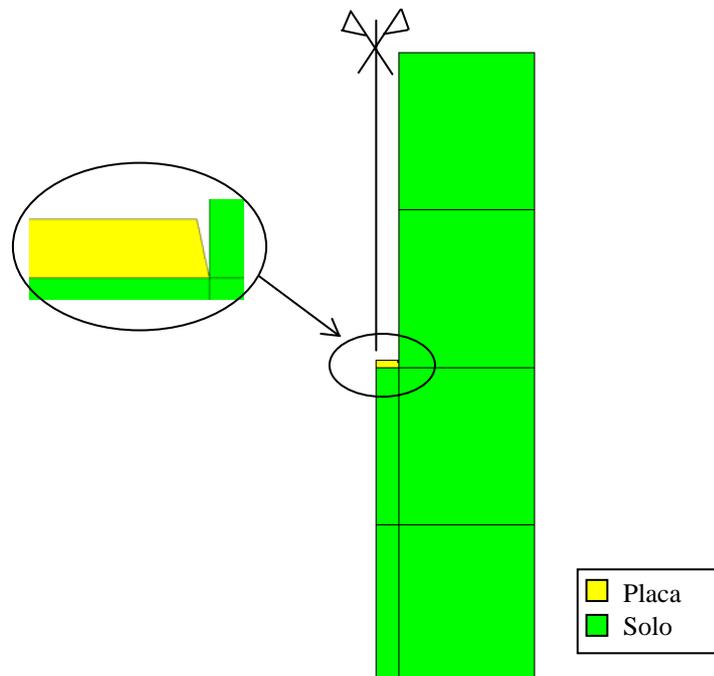


Figura 4.2. Geometria básica de todos os casos e os materiais.

Para a simulação utilizou-se uma malha estruturada de elementos finitos com 562 nós e 505 elementos quadrangulares, realizando-se um maior refinamento da malha nas proximidades da placa, como pode ser observado na Figura 4.3 onde também é mostrada em detalhe a placa metálica.

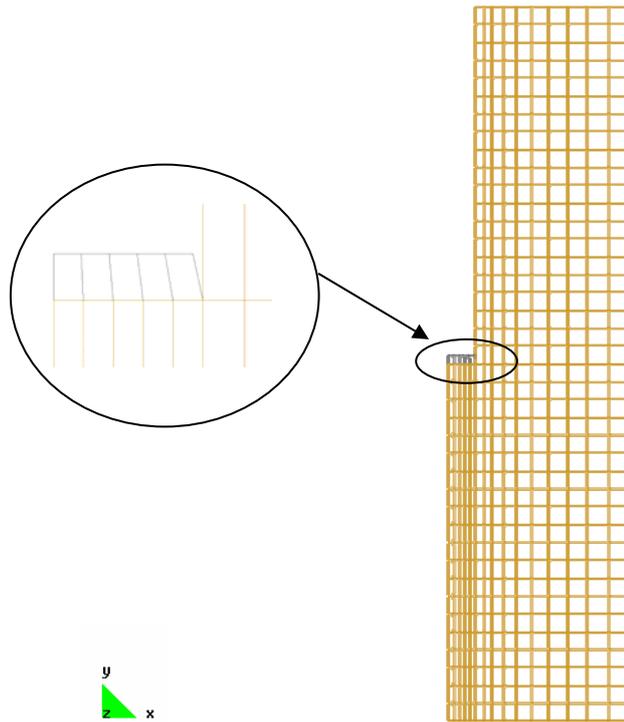


Figura 4.3. Malha de elementos finitos.

Os parâmetros utilizados para o modelo mecânico foram os obtidos através das simulações feitas com os ensaios de laboratório (Simulação 2) os quais foram apresentados na Tabela 4.1 e os parâmetros para o modelo hidráulico foram a permeabilidade intrínseca e a curva de retenção (Modelo de Van Genutchen, 1980). Na Tabela 4.2 é apresentado um resumo dos parâmetros mecânicos e hidráulicos utilizados.

Tabela 4.2. Parâmetros mecânicos e hidráulicos utilizados nas simulações.

Parâmetros											
Mecânicos							Hidráulicos				
P_0^* (kPa)	$\lambda_{(0)}$	κ	P^* (kPa)	r	β (kPa ⁻¹)	κ_s	k (m ³)	Curva de retenção			
								P_0 (kPa)	λ	S_{gr}	S_{ls}
10	0,0328	0,0017	$1,093 \cdot 10^{-6}$	0,8525	0,0047	0,0013	10^{-14}	2,77	0,334	0,117	0,998

Nas Figuras 4.4 e 4.5 são apresentadas as condições de contorno mecânicas e hidráulicas.

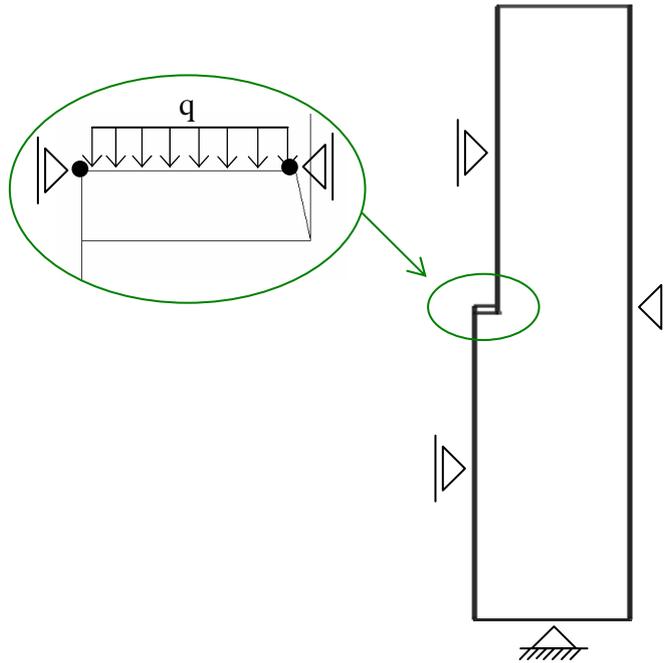


Figura 4.4. Condições de contorno mecânicas

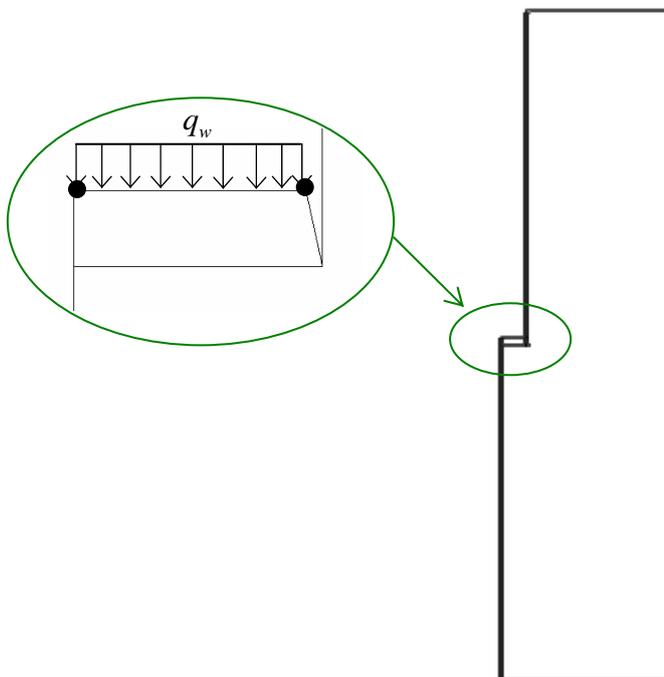


Figura 4.5. Condições de contorno hidráulicas

Observa-se, através da Figura 4.4, da condição de contorno mecânica que na parte superior da placa é aplicado o carregamento sob o qual a inundação é feita. Já na Figura 4.5 da condição hidráulica há a aplicação de uma vazão de água constante de 0,01kg/s na parte superior da placa. A placa foi considerada como muito permeável permitindo a passagem total da água aplicada.

A modelagem hidro-mecânica do ensaio de inundação sob tensão com expansocolapsômetro seguiu as seguintes etapas: aplicação do geostático, escavação do furo, aplicação do carregamento e por fim a inundação.

Na geração do estado inicial geostático considerou-se uma rigidez muito alta (fictícia) para o solo e a tensão de pré-adensamento saturada $p_o^* = 0,010MPa$ constante para toda malha. Aplicou-se então a gravidade restringindo o deslocamento horizontal das paredes do furo gerando o estado inicial de tensões (geostático) relativa à situação de antes da execução do furo. Também foi aplicada, na placa, uma carga equivalente ao peso das terras escavas na execução do furo. Para o problema hidráulico, aplica-se uma sucção de 10MPa na altura da placa, que é a sucção inicial estimada em campo obtida através dos dados fornecidos por Souza Neto (2004) e apresentados nas Figuras 3.5 e 3.7 em que a primeira fornece o teor de umidade para a profundidade estudada e na segunda, curva característica, entra-se com o teor de umidade e obtém-se o valor da sucção correspondente.

Desta análise se obtém o estado inicial de tensões e distribuição de pressão de líquido referente à situação antes da escavação do furo (condição inicial). Além disso obtém-se a distribuição da tensão de pré-adensamento p_o^* onde da superfície do terreno até uma profundidade de 0,6m vale 0,01MPa (solo pré-adensado) e abaixo dessa profundidade cresce de acordo com o estado geostático aplicado (solo normalmente adensado). Para os ensaios, a profundidade da placa foi de 1,0 a 1,3 m, que correspondem a camadas levemente pré-adensadas do solo segundo valores adotados. A Figura 4.6 ilustra a distribuição da tensão de pré-adensamento considerada para a situação imediatamente antes da execução do furo.

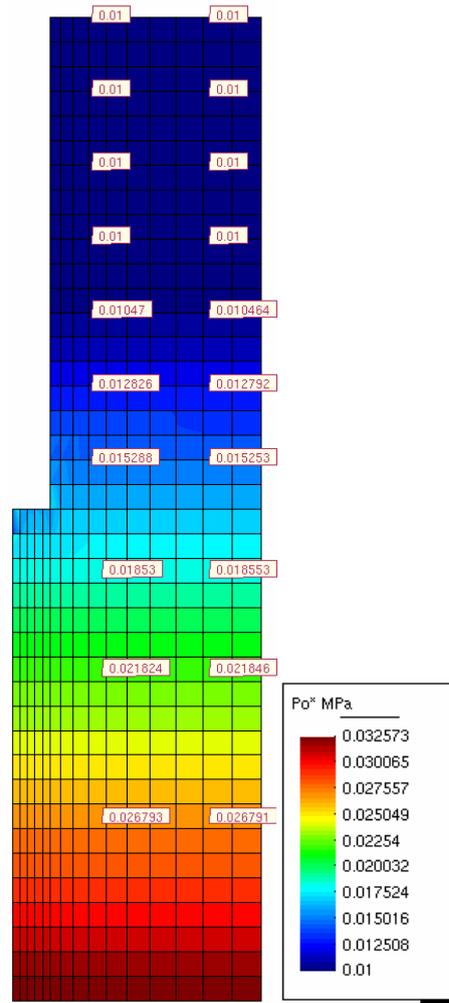
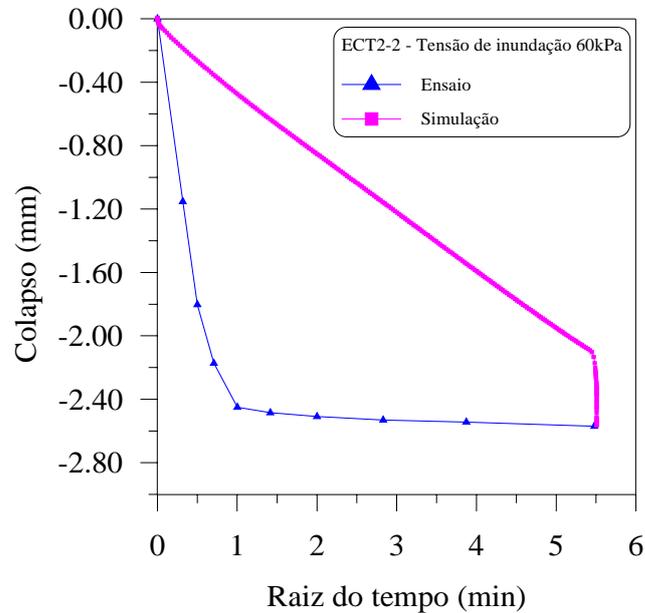


Figura 4.6. Distribuição da tensão de pré-adsensamento no tempo imediatamente anterior a execução do furo.

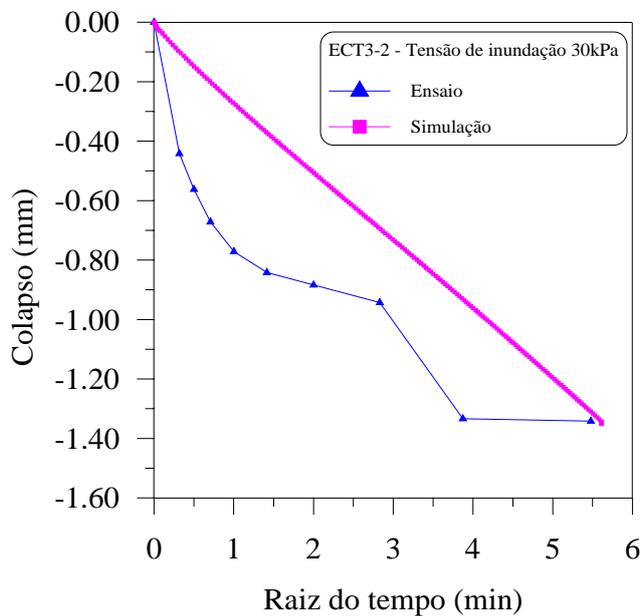
Gerado o estado inicial geostático, realizou-se a etapa seguinte de escavação do furo que consistiu na liberação dos deslocamentos horizontais das paredes do furo e retirada da carga na placa equivalente ao peso das terras. Nesta etapa fixou-se os parâmetros reais do solo.

Já com a escavação feita, passa-se à realização da etapa de carregamento da placa, onde se aplicam incrementos de carga conforme trajetória seguida no ensaio até se alcançar a tensão de inundação, tensão esta específica para cada caso. Por fim aplicou-se, também na placa metálica, a água e observou-se o colapso ocorrido no solo devido à inundação.

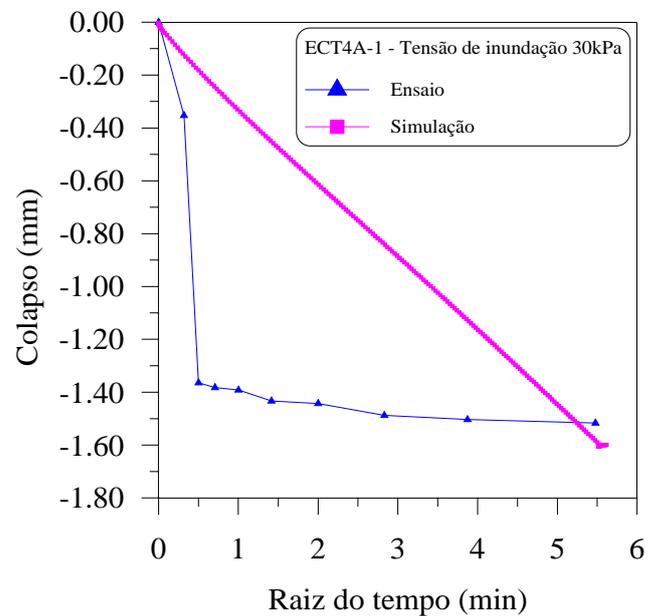
As Figuras 4.7a, 4.7b e 4.7c apresentam os colapsos medidos em campo no ponto situado sob a placa e os resultados obtidos pela simulação numérica para os quatro casos em estudo.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.7. Resultados obtidos dos colapsos medidos em campo e das simulações dos ensaios com o expansocolapsômetro a diferentes tensões de inundação. (a) tensão de inundação de 60kPa; (b) e (c) tensão de inundação de 30kPa.

Observa-se, através das Figuras acima, que os colapsos previstos se assemelham aos dos ensaios de campo. A diferença nos gráficos entre a curva do ensaio de campo e a da simulação dá-se ao fato que na simulação adotou-se uma vazão com distribuição linear com o tempo devido ao fato de que não se possuía dados da forma de aplicação (consumo de água ao longo do tempo) e da quantidade total de água infiltrada nos ensaios de campo.

Com esses resultados numéricos fica patente a importância de se medir ao longo do tempo de execução do ensaio o volume de água que se infiltra no solo. Na Figura 4.7 conclui-se que o colapso no solo é diretamente proporcional ao volume de água infiltrada, lembrado que na simulação esta infiltra-se a uma vazão constante no tempo, coincidindo com a curva carga-recalque linear apresentada pelo modelo (ou seja, taxa de deslocamento constante).

Na Figura 4.7a observa-se um colapso maior ao final do ensaio para uma tensão de inundação de 60 kPa. Este resultado é muito interessante e mostra um efeito de não linearidade do colapso ao longo do tempo quando se inunda a uma vazão constante. Atribui-se esse efeito ao colapso das camadas mais profundas do solo abaixo da placa. Este efeito não foi visto nos ensaios inundados a 30 kPa provavelmente porque a menor carga destes ensaios faz com que o estados de tensão nas camadas mais profundas se situe longe da superfície LC do modelo BBM. Assim, mesmo quando hidratadas, estas camadas têm potencial de colapso reduzido.

Ao tentar modelar o ensaio ECT1A-1 com tensão de inundação de 100kPa (maior que a dos demais ensaios analisados) verificou-se um excesso de tração na zona do solo adjacente à placa (Figura 4.8) que levou a valores de p_0^* próximos à zero devido ao amolecimento do material. Esta é uma limitação do modelo BBM, herdada do modelo de referência para o estado saturado (CamClay), quando devido ao amolecimento do material (estado de tensões tendendo à tração) levam a degeneração da superfície de fluência, que tende a um ponto no espaço p versus q (Figura 4.9). Para resolver este problema seria necessário a consideração de uma superfície de resistência à tração do material desacoplada da superfície do BBM

(Figura 4.10). Esta implementação se faz necessária para análises de ensaios a altas cargas, onde em algum ponto do domínio de análise ocorre tração do solo.

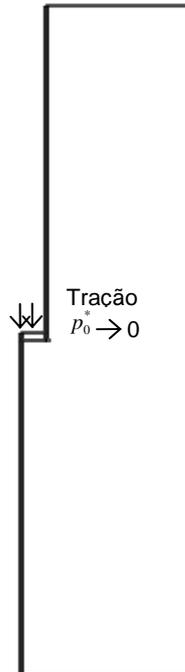


Figura 4.8. Figura ilustrando a zona de tração para o caso do ensaio ECT1A-1.

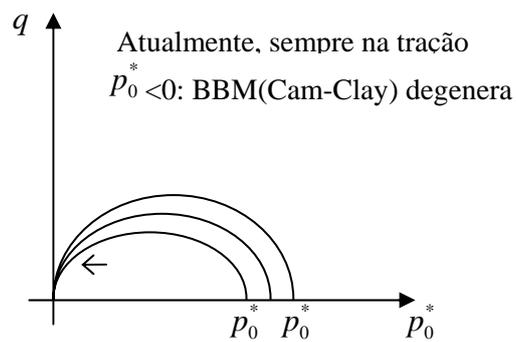


Figura 4.9. p versus q para o modelo atual.

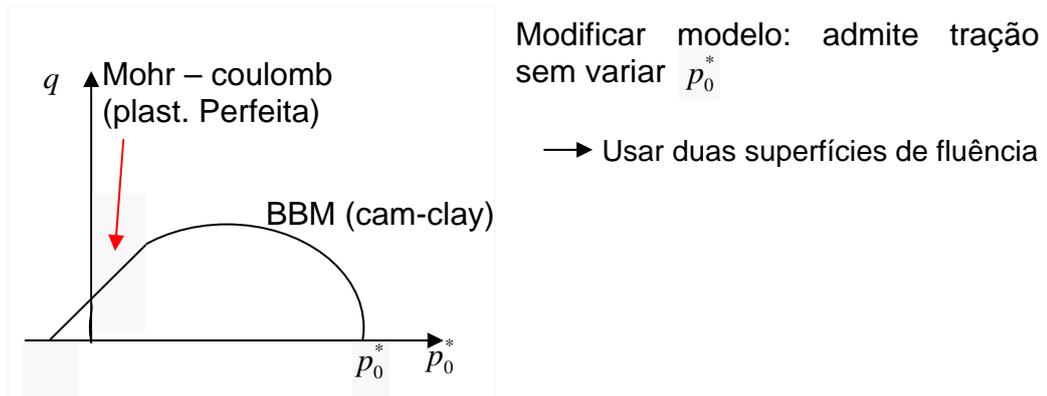


Figura 4.10. Modificação em p versus q onde se admite duas superfícies de fluência.

A malha da deformada do solo, obtida através do CODE_BRIGHT, bem como os vetores de deslocamento para o caso ECT2-2 são apresentados respectivamente nas Figuras 4.11 e 4.12.

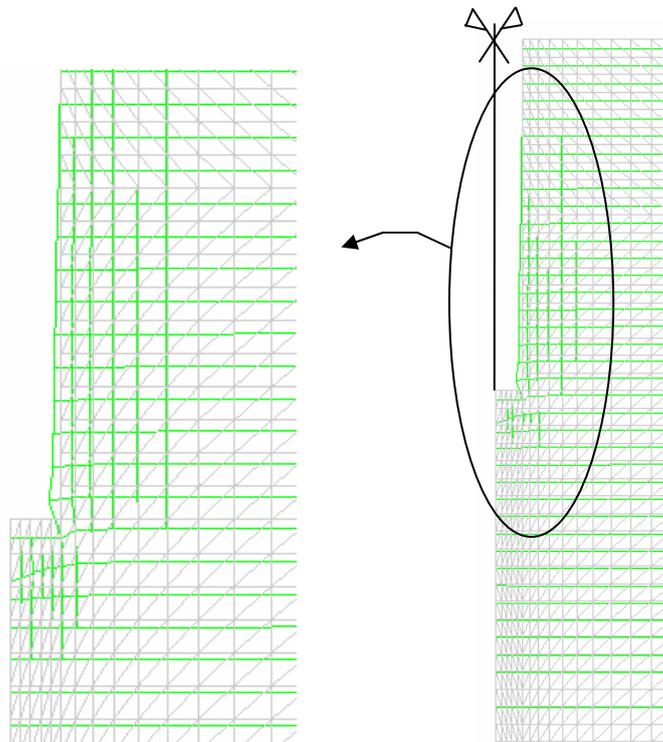


Figura 4.11. Malha de referência e malha da deformada final para um fator de 5 após a realização do ensaio ECT2-2.

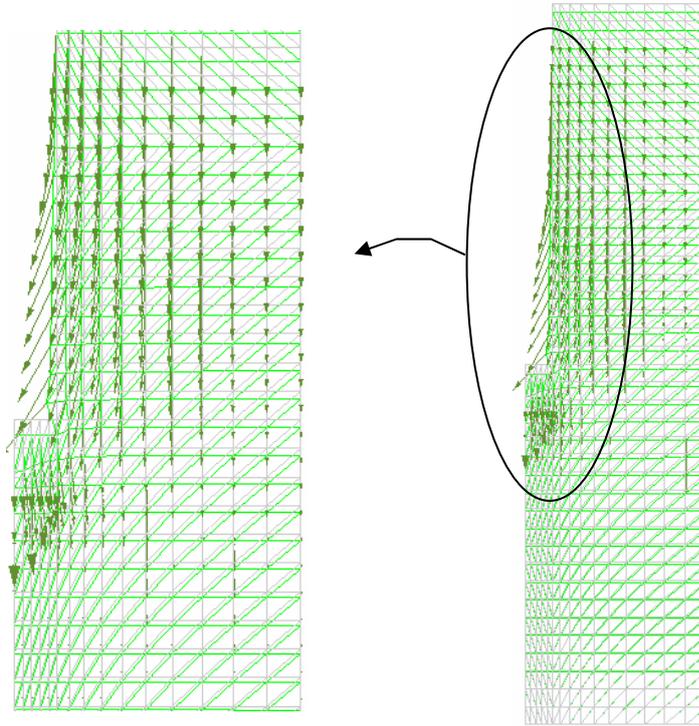


Figura 4.12. Vetores de deslocamento final do ensaio ECT2-2.

Através das Figuras 4.11 e 4.12 é possível verificar os deslocamentos totais, colapso, sofridos pelo solo em decorrência da realização de todo o ensaio: aplicação do geostático, escavação, aplicação do carregamento até a tensão de 60kPa e inundação.

A seguir, nas Figuras 4.13a, 4.13b e 4.13c, são apresentados, também, em detalhe, os vetores de deslocamento para os ensaios ECT1A-1, ECT3-2 e ECT4A-1. Observa-se uma semelhança entre os vetores de deslocamento dos ensaios ECT3-2 e ECT4A-1, o que era de se esperar, uma vez que a tensão de inundação de ambos foi a mesma.

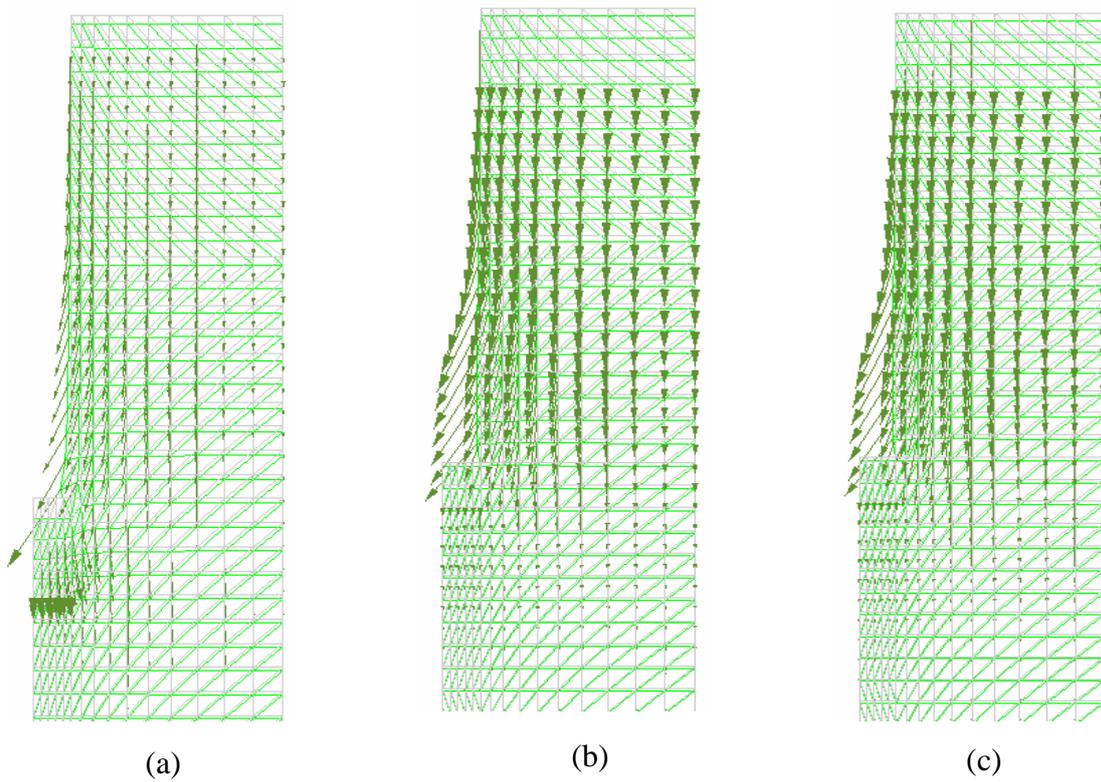


Figura 4.13. Vetores de deslocamento. (a) ensaio ECT1A-1; (b) ensaio ECT3-2 e (c) ensaio ECT4A-1.

O valor do colapso obtido no ensaio com o expansocolapsômetro e o da modelagem, para todos os casos, pode ser observado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Recalques de colapso obtidos a partir dos ensaios com o expansocolapsômetro e com a modelagem.

Ensaio	σ_{vi} (kPa)	Colapso (mm)	
		ensaio	simulação
ECT1A-1	100	5,52	0,949
ECT2-2	60	2,57	2,56
ECT3-2	30	1,35	1,3504
ECT4A-1	30	1,54	1,595

Nas Figuras 4.14a, 4.14b, 4.14c e 4.14d são apresentadas, respectivamente, as pressões de líquido (água), as tensões verticais, as tensões horizontais e a

porosidade para a etapa da simulação da aplicação do geostático nos casos estudados.

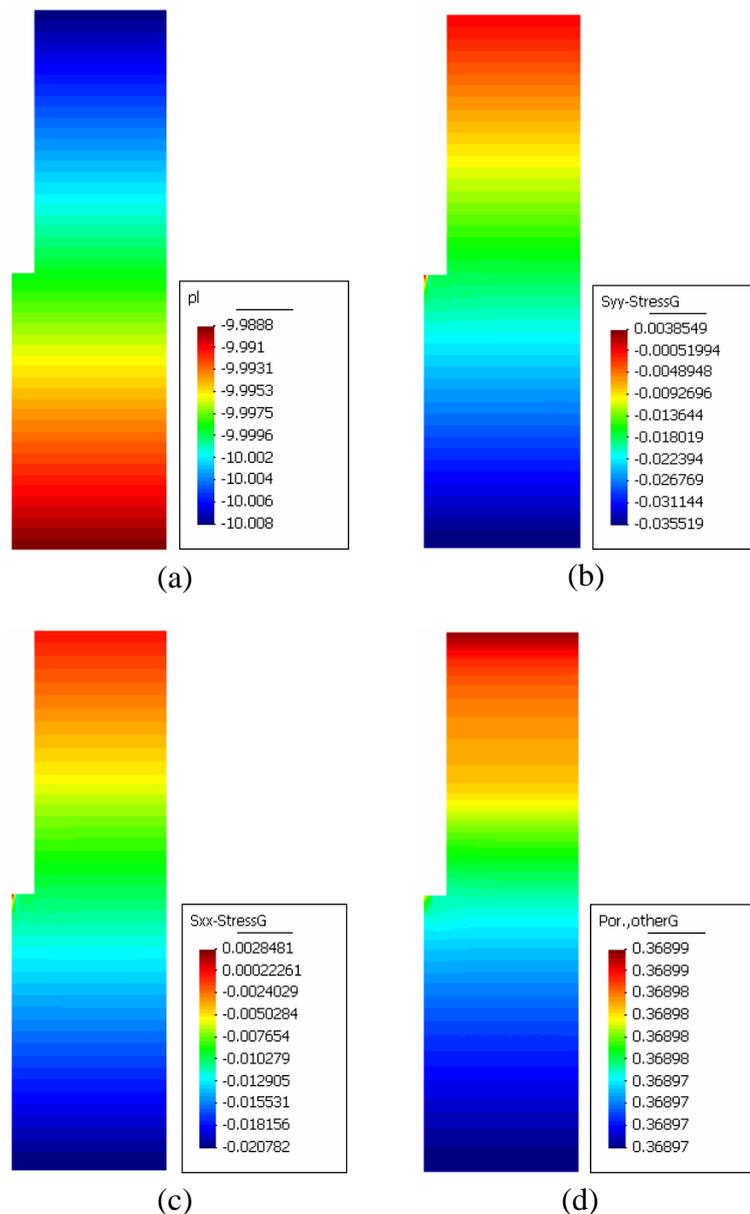


Figura 4.14. Evoluções, durante a etapa de aplicação do geostático na simulação dos ensaios, da: (a) pressão de líquido; (b) tensão vertical; (c) tensão horizontal e (d) porosidade.

Na Figura 4.14a pode-se observar a distribuição de pressão de água correspondente ao estado inicial imposto pela aplicação da gravidade (estado geostático). Observa-se que a sucção inicial está em torno de 10MPa que é a sucção inicial medida em campo. As Figuras 4.14b e 4.14c apresentam as variações das tensões verticais e

horizontais no solo unicamente devido à aplicação do geostático e na Figura 4.14d é apresentada a porosidade.

As Figuras 4.15a, 4.15b, 4.15c e 4.15d apresentam as pressões de líquido (água), as tensões verticais, as tensões horizontais e a porosidade para a etapa da simulação após escavação do furo no solo.

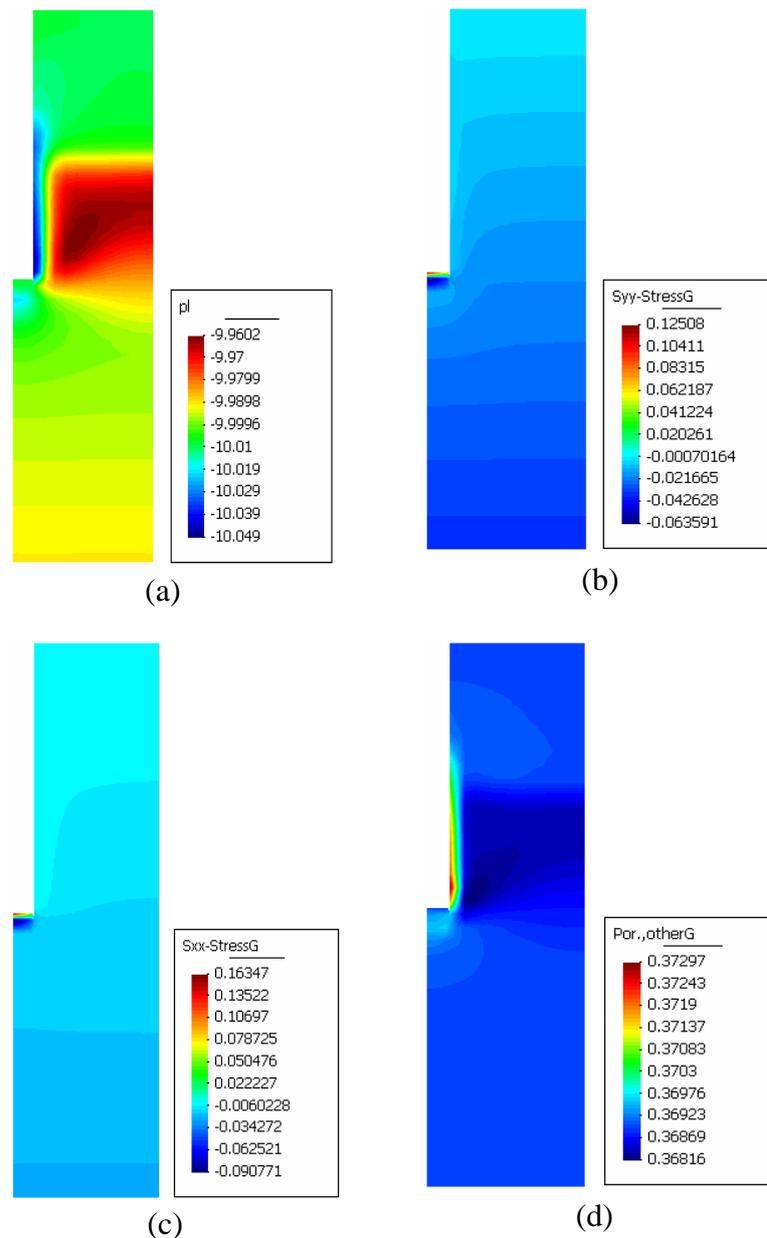


Figura 4.15. Evoluções, durante a etapa da simulação da escavação, da: (a) pressão de líquido; (b) tensão vertical; (c) tensão horizontal e (d) porosidade.

Os deslocamentos sofridos pelo solo devido à aplicação do geoestático e da execução da escavação, são apresentados através da Figura 4.16, onde é possível observar que ocorre uma expansão no solo no local da placa e na parede lateral. Esta expansão ocorre devido à escavação realizada no solo que gera um alívio de tensões refletindo também na variação da porosidade na lateral do furo como apresentada na Figura 4.15d. As Figuras 4.15b e 4.15c representam as tensões verticais e horizontais devido a escavação do furo.

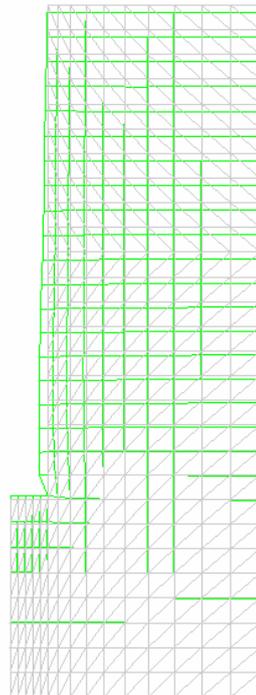


Figura 4.16. Malha deformada para o fator de 20 após a etapa da escavação.

Nas Figuras 4.17a, 4.17b, 4.17c, 4.18a, 4.18b, 4.18c, 4.19a, 4.19b, 4.19c, 4.20a, 4.20b a 4.20c, são apresentadas as evoluções da pressão de líquido durante a etapa de inundação do solo (estágio inicial da inundação, tempo intermediário da etapa de inundação e tempo final de inundação) para os quatro casos estudados.

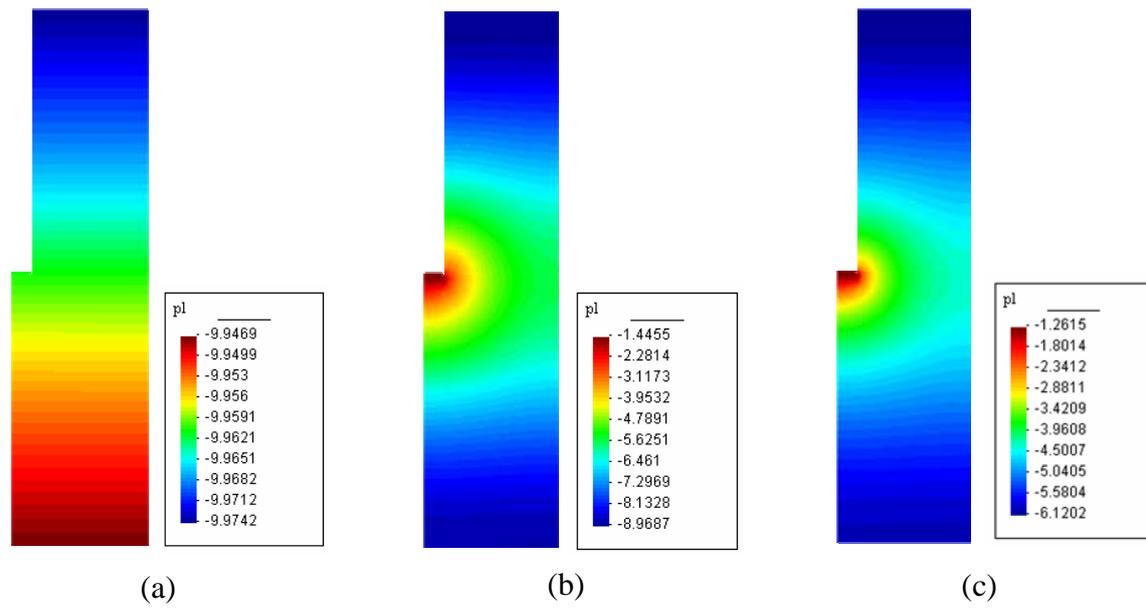


Figura 4.17. Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT1A-1. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

Na Figura 4.17a observa-se a distribuição de pressão de água correspondente ao estado inicial da fase de inundação. Nas Figuras 4.17b e 4.17c pode-se observar como a pressão de água aumenta nas proximidades da placa devido à infiltração de água a uma vazão constante.

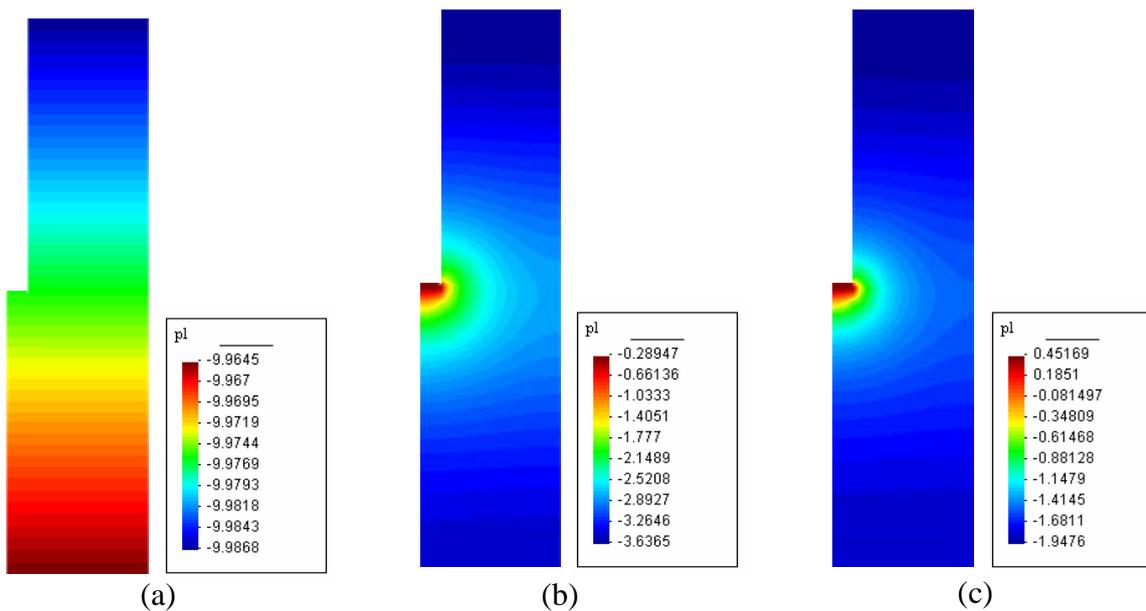


Figura 4.18. Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT2-2. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

Igualmente ao caso anterior apresentado, pode-se observar nas Figuras 4.18a, 4.18b, 4.18c, 4.19a, 4.19b, 4.19c, 4.20a, 4.20b a 4.20c, que à medida que o tempo passa e se impõe a vazão na parte inferior da placa, o solo vai se hidratando e as pressões de líquido vão aumentando.

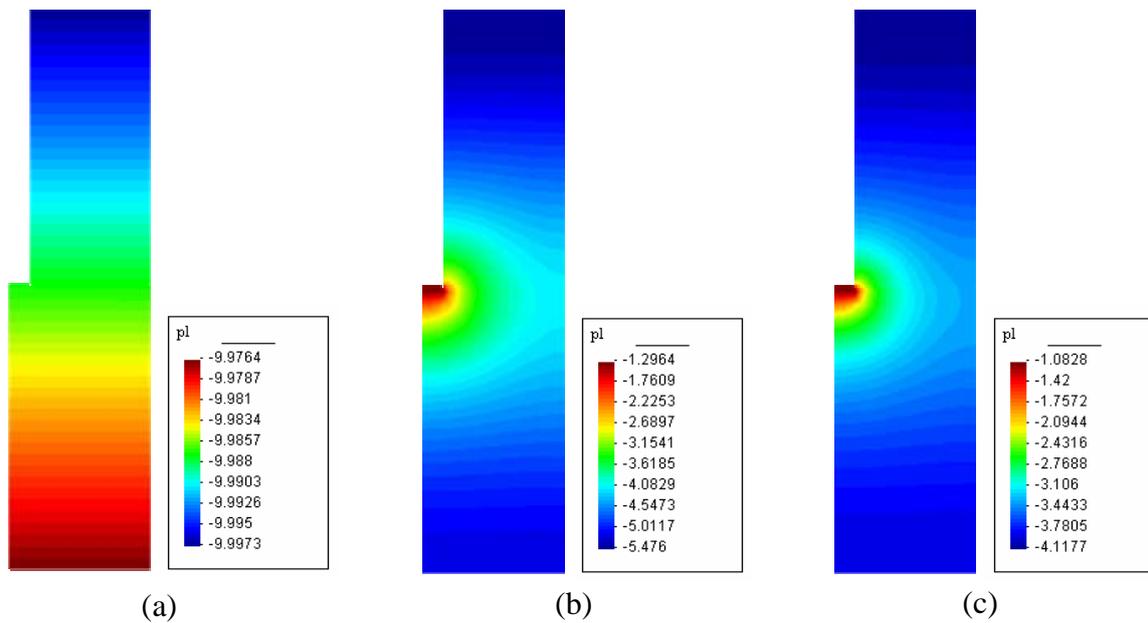


Figura 4.19. Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT3-2. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

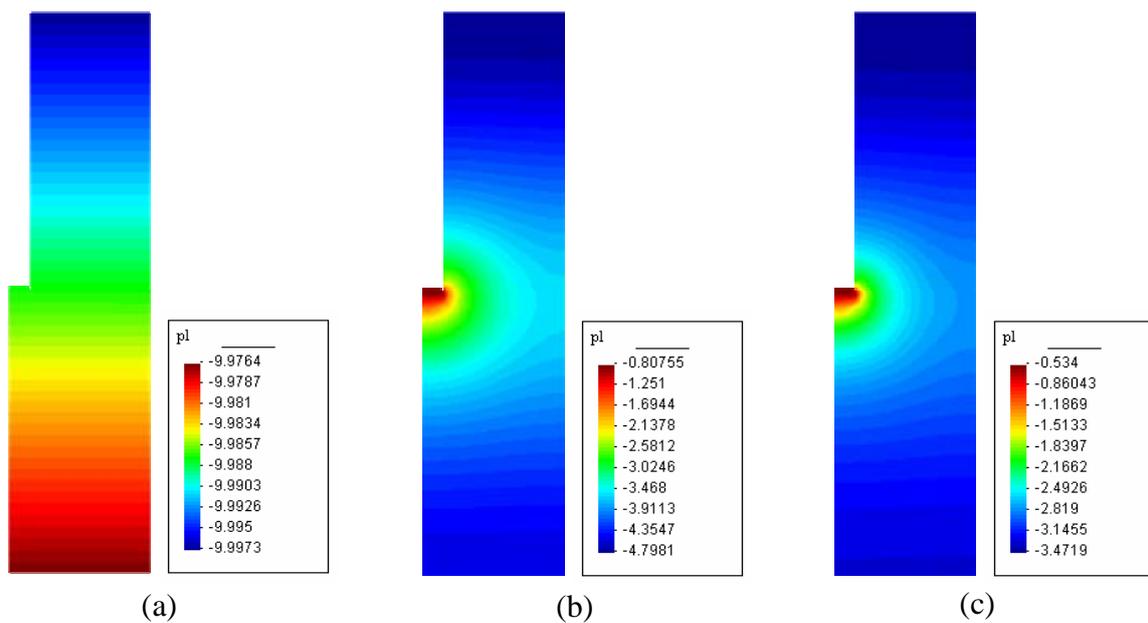


Figura 4.20. Evolução da pressão de líquido para o ensaio ECT4A-1. (a) estado inicial da inundação; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

A evolução do grau de saturação para as simulações dos ensaios ECT1A-1, ECT2-2, ECT3-2 e ECT4A-1 são apresentadas nas Figuras 4.21a, 4.21b, 4.21c, 4.22a, 4.22b, 4.22c, 4.23a, 4.23b, 4.23c, 4.24a, 4.24b e 4.24c.

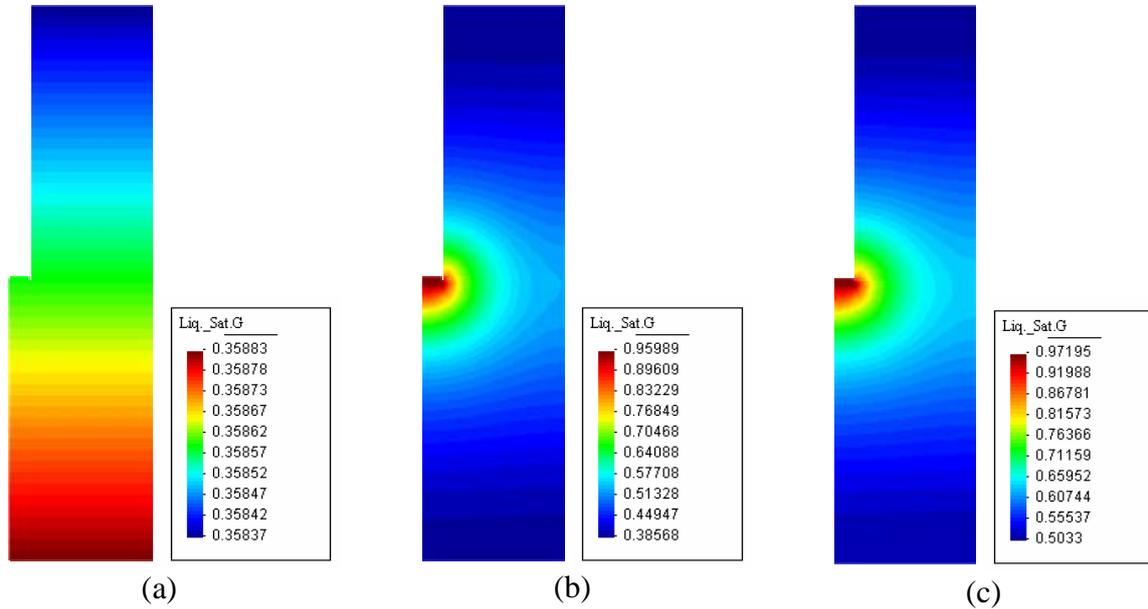


Figura 4.21. Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT1A-1. (a) estado inicial com a imposição do geostático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

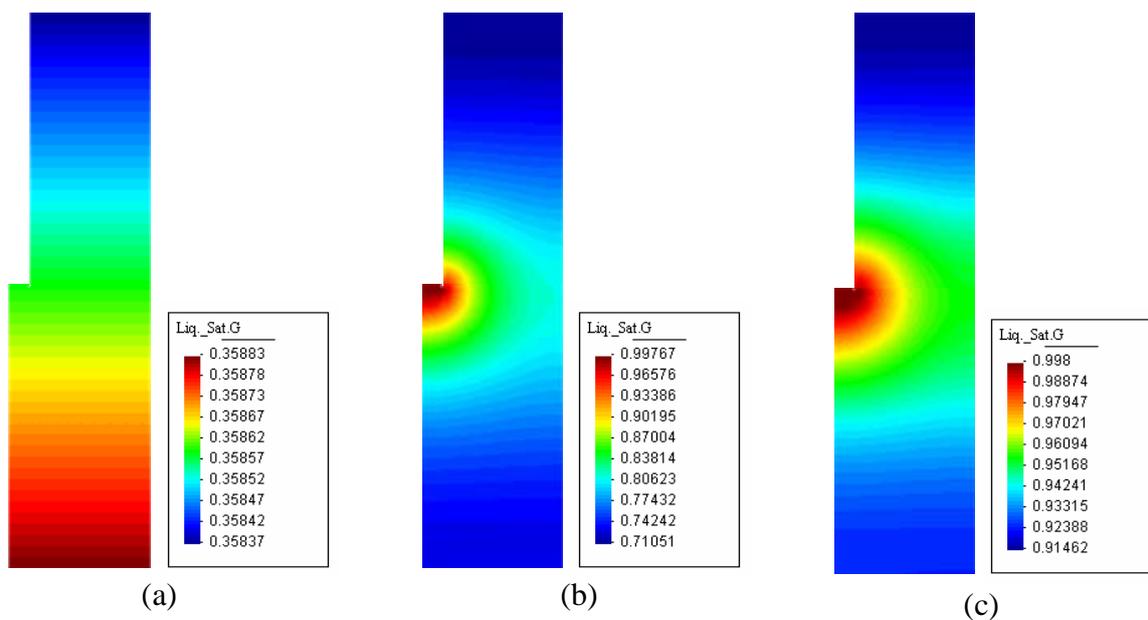


Figura 4.22. Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT2-2. (a) estado inicial com a imposição do geostático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

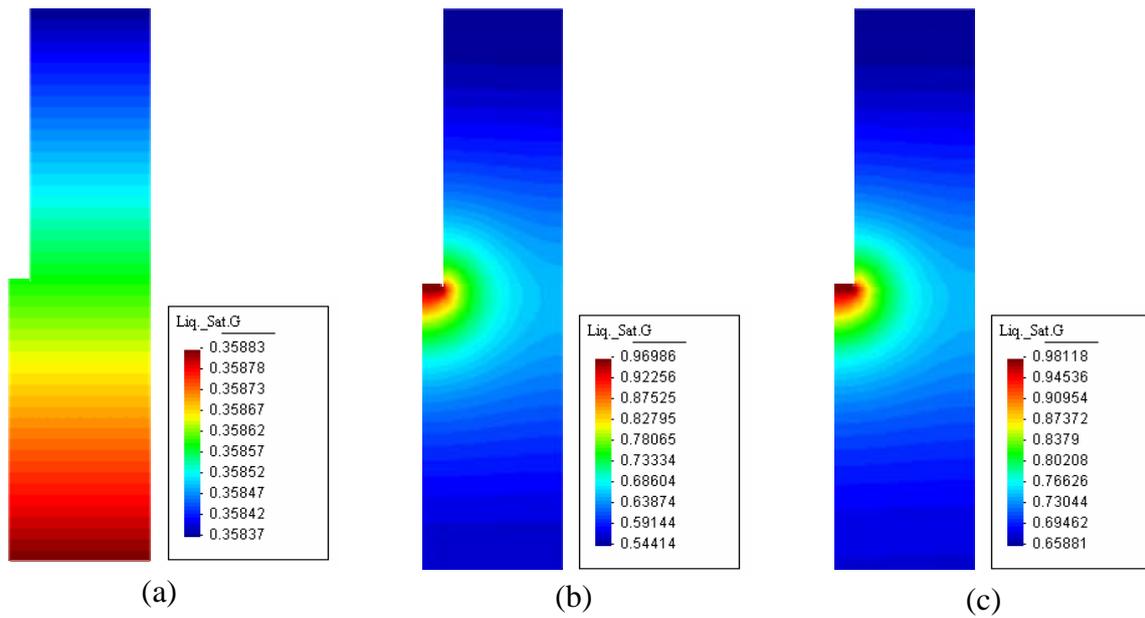


Figura 4.23. Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT3-2. (a) estado inicial com a imposição do geostático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

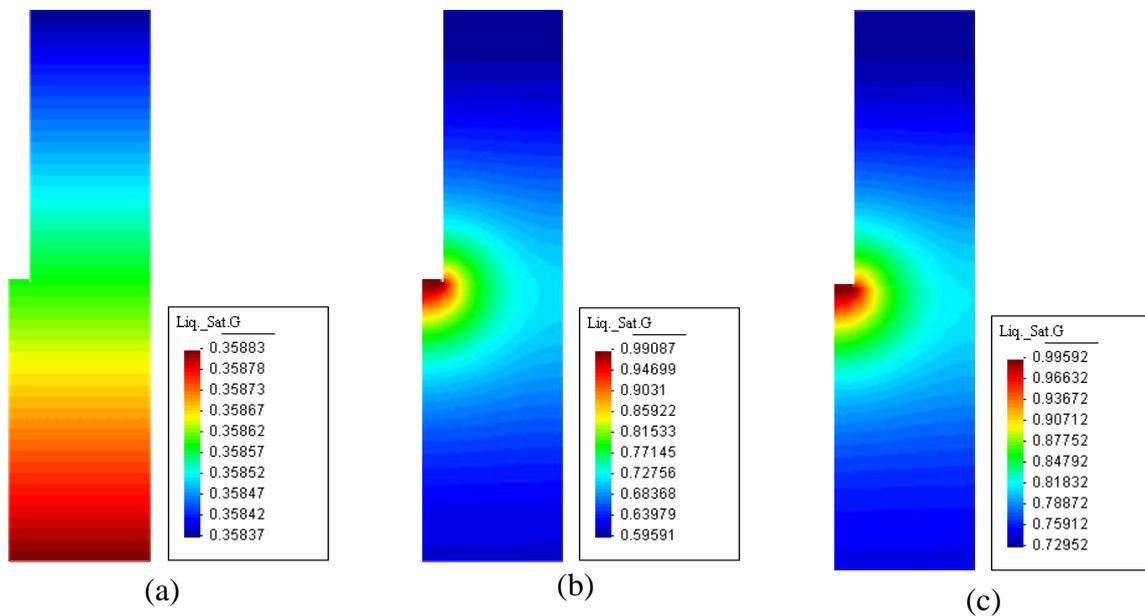


Figura 4.24. Evolução do grau de saturação para a simulação do ensaio ECT4A-1. (a) estado inicial com a imposição do geostático; (b) tempo intermediário da inundação e (c) final da inundação.

Pode-se observar nas Figuras acima o grau de saturação aumentando com o tempo devido à inundação. Verifica-se também que o caso ECT2-2 com tensão de inundação de 60kPa foi o que atingiu o maior grau de saturação e também o maior valor de pressão de líquido.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1. INTRODUÇÃO

Serão apresentadas neste capítulo as conclusões obtidas nesta dissertação e algumas sugestões para futuras pesquisas.

5.2. CONCLUSÕES

As simulações realizadas para os ensaios edométricos com sucção controlada apresentaram um bom resultado em relação aos ensaios de laboratório.

Observou-se a possibilidade de obtenção dos parâmetros do modelo elastoplástico, BBM, através da retroanálise dos ensaios de laboratório (EDSV e EDSC).

A modelagem numérica realizadas através do código computacional de elementos finitos, CODE_BRIGHT, para os casos dos ensaios com o expansocolapsômetro apresentou uma boa concordância com relação aos colapsos obtidos em campo.

Verificou-se, através dos estudos realizados nesta dissertação, a grande importância em se medir a vazão de inundação durante a realização dos ensaios com o expansocolapsômetro, uma vez que, de posse deste dado, torna-se possível fazer uma simulação que retrate melhor o fenômeno do colapso.

5.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Realizar ensaios com o expansocolapsômetro na área de estudo e fazer a medição da quantidade de água injetada, a velocidade de inundação, o colapso durante o tempo.

Realização de ensaios de permeabilidades em solo colapsíveis antes e depois do colapso para uma melhor caracterização deste parâmetro em função da porosidade do solo, que pode ser determinante para a vazão de infiltração da água no solo e conseqüentemente para a velocidade de colapso do ensaio do expansocolapsômetro.

Realização de estudos paramétricos para várias funções de permeabilidade em função da porosidade do solo colapsível para verificar a importância deste acoplamento hidro-mecânico.

Realização de análises numéricas em estruturas reais de engenharia (barragens, canais de irrigações, pontes canais, etc) com os dados dos solos colapsíveis de Petrolândia a fim de estimar a possibilidade de ocorrência e intensidade de danos causados por colapso de solo quando inundados.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS

ABELEV, Y. M., 1948, *"The Essentials of Designing and Building on Microporous Soil"*. Stritel'naya Promyshlemast, nº 10.

AITCHISON, G. D., 1965, Discussion in Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Montreal, Vol. 3, pp.318- 321.

ALONSO, E. E., BARTLE, F., GENS, A. e LORET, A., 1988, *"Consolidation Analysis of Partially Saturated Soil. Application to Earthdam Construction"*. Proc. 6th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Insbruck, pp.1303-1308.

ALONSO, E. E., GENS, A. e HIGHT, D. W., 1987, *"Special Problem Soils"*. Proc. of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Dublin, General Report, Section 5, pp.5.1-5.60.

ALONSO, E. E., GENS, A. e JOSA, A., 1990, *"A Constitutive Model for Partially Saturated Soils"*. Géotechnique, vol. 40, nº 3, pp.405-430.

ARAGÃO, C. J. G. e MELO, A. C., 1982, *"Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-árido em Pernambuco"*. VII COBRAMSEF, Vol. 2, Olinda-PE, pp. 19-40.

BASMA, A. A. e TUNCER, E. R., 1992, *"Evaluation and Control of Collapsible Soils"*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 118, nº 10, october, pp.1491-1504.

BEAR, J., 1979, *"Hydraulics of Grounwater"*. McGraw-Hill Inc.

BISHOP, A. W. e BLIGHT, G. E., 1963, “Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils” *Geotechnique*, Vol. 13, n 3, pp. 177-198.

BLAKE, J. R., RENAUD, J. P., ANDERSON, M. G. & HENCHER, S. R., 2003, “Prediction of Rainfall-Induced Transient Water Pressure Head Behind a Retaining Wall Using a High-Resolution Finite Element Model”. *Computers and Geotechnics* 30, 431-442.

CAI, F. & UGAI, K., 2004, “Numerical Analysis of Rainfall Effects on Slope Stability”. *International Journal of Geomechanics – ASCE*.

CINTRA, J. C. A., 1998, “Fundações em Solos Colapsíveis”. Escola de Engenharia de São Carlos-SP.

CLEMENCE, S. P. e FINBARR, A. O., 1981, “Design Considerations for Collapsible Soils”. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 7, nº 2-4, june, p.135-175.

COSTA, L. M., 2000, “Análise Hidro-Mecânica de Solos Não Saturados com Aplicação a Barragem de Terra”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

COSTA, L. M., GUIMARÃES, L. J. N., PONTES FILHO, I. D. S. e FERREIRA, S. R. M., 2004, “Simulação do Expansocolapsômetro em Solos Não Saturados”. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. São Carlos-SP.

COSTA, M. E. B. R., 1986, “Estudo da Colapsibilidade dos Solos Superficiais de Uberlândia”. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo-SP.

CRUZ, P. T., FERREIRA, R. C. e PERES, J. E. E., 1994, “Análise de Alguns Fatores que Afetam a Colapsividade dos Solos Porosos”. X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu, Vol. 4, pp. 127-134.

DÉCOUR, L., 1968, “*Comparação entre Recalques Previstos e Observados no Terreno de Fundação da Barragem de Promissão*”. 7th Seminário Nacional de Grandes Barragens, Vol.2. Rio de Janeiro-RJ.

DE MARTONNE, E., 1941, “*Nouvelle Carte Mondiale de L’aridité – La Météorologie et Physique du Globe*”. Societé Météorologique de France, Paris.

DOURADO, K. C. de A., 2005, “*Utilização do Pressiômetro Ménard na Identificação e Previsão de Recalques em um Solo Colapsível*”. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife-PE.

DUDLEY, J. H., 1970, “*Review of Collapsing Soils*”. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, nº SM3, may, p.925-947.

FERREIRA, R. C., PERES, J. E. e MENTEIRO, L. B., 1987, “*Some Characteristics and Properties of Collapsible Brazilian Soils*”. International Symposium on geotechnical Engineering of Soils, México, pp. 39-44.

FERREIRA, S. R. M., 1988, “*Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos*”. Relatório Anual do CNPq, Recife-PE.

FERREIRA, S. R. M. e TEIXEIRA, D. C. L., 1989, “*Collapsible Soil – a Pratical Case in Construction, Pernambuco, Brasil*”. Proc. of the 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro-RJ, Vol. 1, pp. 603-606.

FERREIRA, S. R. M., 1990a, “*Geology and Pedology Related to Collapsible Soils in Pernambuco*”. Proc. of the 6th IAGE Congress. Balkema, Amsterdam, pp. 617-621.

FERREIRA, S. R. M. e LACERDA, W. A., 1993, “*Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaios de Laboratório e de Campo*”. Revista Solos e Rochas. Vol. 16, No 4, pp. 245-253.

FERREIRA, S. R. M., 1995, “*Colapso Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação*”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

FERREIRA, S. R. M., FUCALE, S. P., LACERDA, W.A., et al., 2002, "*Volume Change Measurements Due to Wetting in Collapsible Soils by Laboratory and Field Tests*". Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT. Recife, Brazil. Jucá, de Campos & Marinho eds., Vol. 2, pp. 577-581.

FUCALE, S. P., 2000, "*Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do Estado de Pernambuco*". Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife-PE.

FUTAI, M. M, 1997, "*Análise de Ensaio Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis*". Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

FREDLUND, D. G. e MORGENSTERN, N. R., 1976, "*Constitutive Relations for Volume Change in Unsaturated Soils*". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, pp.261-276.

FREDLUND, D.G., 1979, "*Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soil*". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp.313 -321.

FREDLUND, D. e RAHARDJO, H., 1993, "*Na Overview of Unsaturated Soil Behavior*". Unsaturated Soils, Special Geotech, publication N° . ASCE. Houston and Wray eds.

FREDLUND, D. G. e XING, A., 1994, "*Equations for the Soil -Water Characteristic Curve*". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp.521 -532.

GRIFFITHS, D. V. & LANE, P. A., 1999, "*Slope Stability Analysis By Finite Elements*". Géotechnique 49, N° 3, 387-403.

GALVÃO, T. C. B., DRNEVICH, V. P. e SCHULZ, D. G., 1995, "*Chemical, Mineralogical and Compressibility Characteristics of Collapsible Lateritic Soil from Minas Gerais, Brasil*". Proceedings of the First International Conference on Soil Unsaturated, Paris, September, Vol. 2, pp. 39-43.

GUIMARÃES, L. J. N., 2002, "*Análisis multi-componente no isoterma em medio poroso deformable no saturado*". Tesis Doctoral, Universitat Politècnica Catalunya, Barcelona, 195pp.

GUIMARÃES NETO, J. S. F., 1997, "*Análise de Alguns Fatores que Influenciam a Colapsibilidade de um Solo Compactado Devido à Inundação*". Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife-PE.

HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N. e SPADOLA, D. J., 1988, "*Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting*". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, Nº 1, January, p.40-58.

JENNINGS, J.E. e BURLAND, J. B., 1962, "*Limitations to the Use Effective Stresses in Party Saturated Soils*". Geotechnic, Vol. 12, nº 12, pp. 125-144.

JENNINGS, J.E. e KNIGHT, K., 1975, "*A Guide to Constructions on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure*". Proc. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Durban.

JOSA, A., BALMACEDA, A., GENS, A. e ALONSO, E. E., 1992, "*An Elastoplastic Model for Partially Saturated Soils Exhibiting a Maximum of Collapse*". Proc. 3rd International Conference on Computacional Plasticity, Barcelona, Vol. 1, pp. 815-826.

JUCÁ, J. F. T., 1990, "*Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succion Controlada*". Tese de Doutorado. Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos. Madrid.

KRATZ de OLIVEIRA, L. A., SCHNAID, F. e GEHLING, W. Y. Y., 1999, "*Uso do Ensaio Pressiométrico para Prever o Potencial de Colapso de Solos*". Revista Solos e Rochas. São Paulo, vol. 22, no 3, pp. 143-148.

LAWTON, E. C., FRAGASZY, R. J. e HARDCASTLE, J. H., 1991, “*Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayed Sand*”. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 117, nº 5, May, pp.714-730.

LLORET, A. & ALONSO, E. E., 1980, “*Consolidation of Unsaturated Soils Including Swelling and Collapse Behaviour*”. Geotechnique, Vol. 30, no 4, pp. 449-477.

LUTENEGGER, A. J. e VILAR, O. M., 1988, “*Determination of Collapse Potencial of Soils*”. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.11, nº 3.

LUTENEGGER, A. J. e SABER, R. T., 1988, “*Determination of Collapse Potential of Soils*”. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 11, n o 3, September, pp. 173- 178.

MACHADO, S.L. e VILAR, O.M., 1997, “*Modelagem das Deformações Induzidas por Variações de Sucção em um Solo Compactado*”. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro. Vol.1, pp.301-310.

MAHMOUD, H. H., HOUSTON, W. N., e HOUSTON, S. L., 1995, “*Apparatus and Procedure for an In Situ Collapse Test*”. Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, nº4, pp. 431-440.

MASIA, M. J., TOTOEV, Y. Z., e KLEEMAN, P. W., 2004, “*Modeling Expansive Soil Movements Beneath Structures*”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE.

MARINHO, F. e PEREIRA, J. H. F., 1998, “*Mini -Curso: Solos Não Saturados*”. XI COBRAMSEG, Brasília, Apostila, 65p.

MENDONÇA, M. B., 1990, “*Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa - Bahia*”. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

MOL, L. L. e REGINATTO, A. R., 1972, “*Invertigacion de Fundaciones em Suelos Colapsibles*”. III Reunion Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. Bahia Blanca- Argentina, pp. 1-22.

NG, C. W. W., ZHAN, L. T., BAO, C. G., FREDLUND, D. G. & GONG, B. W., 2003, "*Performance of an Unsaturated Expansive Soil Slope Subjected to Artificial Rainfall Infiltration*". *Géotechnique* 53, N° 2, 143-157.

NUNEZ, E., 1975, "*Suelos Especiales: Colapsibles y Expansivos, Preconsolidados por Desecacion*". V Congresso Panamericano de Mecânica dos Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Buenos Aires, Sessão II, Vol. IV, pp.43-73.

OLIVELLA, S., GENS, A., CARRERA, J. & ALONSO, E. E., 1996, "*Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media*". *Engineering Computations*, V. 7, pp. 87-112.

ORTIGÃO, J. A. R., 1991, "*Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*". Livros Técnicos e Científicos Editora LTDA. Rio de Janeiro-RJ.

PHIEN-WEJ, N., PIENTONG, T. e BALASUBRAMANIAN, A. S., 1992, "*Collapse and Strength Characteristics of Loess in Thailand*". *Engineering Geology*, Vol. 32, Elsevier Science, Amsterdam, pp.59-72.

PINTO, C. S., 2002, "*Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*". 2ª edição. Oficina de Textos. São Paulo-SP.

POPESCU, M. E., 1986, "*A Comparison Between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils*". *Engineering Geology*. Vol. 23, Elsevier Science, Amsterdam, pp. 145-163.

QUEIROZ, L. A., 1960, "*Compressible Foudation at Três Marias Earth Dam*". PROC., 8th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, México, pp. 763-776.

REGINATTO, A. R. e FERRERO, 1973, "*Collapse Potential of Soil and Water Chemistry*". Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.2. Moscow.

RIANI, H. C. e BARBOSA, M. C., 1989, “*Collapsible Sand and its Treatment by Compaction*”. Proc. of the 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro-RJ, pp. 643-465.

ROLLINS, K. M., ROLLINS, R. L., SMITH, T. D., et al., 1994. “*Identification and Characterization of Collapsible Gravels*”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, Nº 3.

ROLLINS, M. K. e ROGERS, G. W., 1994, “*Mitigation Measures for Small Structures on Collapsible Alluvial Soils*”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, Nº 9.

SANTOS, E. A., 2002, “*Estudo de Caso Utilizando o Método dos Elementos Finitos para Simulação de Reservatórios de Petróleo*”. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife-PE.

SANTOS, S. M., 1998, “*Simulação Numérica Via Elementos Finitos do Comportamento dos Solos Não Saturados*”. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife-PE.

SINGNER et al., 1989, “*Expansive and Collapsible Soil in Semi-arid Region*”. Proc., I.C.S.M.F.E., pp. 647-650, Rio de Janeiro-RJ.

SOUZA NETO, J. B., 2004, “*Comportamento de um Solo Colapsível Avaliado a partir de Ensaios de Laboratório e Campo, e Previsão de Recalques devidos à Inundação (Colapso)*”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

TERZAGHI, K., 1936, “*The Shear Resistance of Saturated Soils*”. Proc. 1st Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. Vol. 1, pp. 54-56.

VAN GENUCTCHEN, M. T., 1980, “*A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*”. Soil Science Society of American Journal, Vol. 44, pp.892-898.

VARGAS, M., 1972, "*Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos*". 3th Seminário Nacional de Grandes Barragens. Revista Construção Pesada, São Paulo, pp. 77-81. 1977.

VARGAS, M., 1953, "*Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil*". Proc. III Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Zurich. Vol. 1, pp. 67-71.

VARGAS, M., 1978, "*Introdução à Mecânica dos Solos*". McGRAW-HILL do Brasil. Vol. 1. São Paulo.

VILAR, O. M. e MACHADO, S. L., 1997, "*The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated*". Soil and Pavement Mechanics. Almeida eds., Balkema, Rotterdam, pp.309-314.

VIOTTI, C. B., 1975, "*Instrumentação das Fundações em São Simões*". 10th Seminário Brasileiro de Grandes Barragens. Curitiba.

YOSHIMI, Y. e OSTERBERG, J. O., 1963, "*Compression of partially saturated cohesive soils*". Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 89, SM4, pp. 1-24.

WHEELER, S. J. e SIVAKUMAR, V., 1995, "*An Elastoplastic Critical State Framework for Unsaturated Soil*". *Geotechnique*, vol. 45, N° 1, pp. 35-53.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)