

ROGER AUGUSTO RODRIGUES

**MODELAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES POR COLAPSO DEVIDAS
À ASCENSÃO DE LENÇOL FREÁTICO**

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

ORIENTADOR: Prof. Tit. Orencio Monje Vilar

São Carlos

2007

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

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

R696m

Rodrigues, Roger Augusto

Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático / Roger Augusto Rodrigues ; orientador Orencio Monje Vilar. -- São Carlos, 2007.


Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2007.

1. Estudo de caso. 2. Colapso dos solos. 3. Sucção. 4. Ensaios de laboratório e de campo. 5. Modelagem numérica. I. Título.


FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ROGER AUGUSTO RODRIGUES**

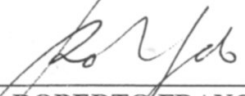
Tese defendida e julgada em 07/12/2007 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Titular **ORENCIO MONJE VILAR (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



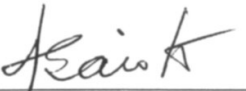
Prof. Dr. **JEAN VAUNAT**
(Universitat Politècnica de Catalunya/UPC) APROVADO




Prof. Titular **ROBERTO FRANCISCO DE AZEVEDO**
(Universidade Federal de Viçosa/UFV) APROVADO



Prof. Dr. **MARCOS MASSAO FUTAI**
(Escola Politécnica/USP) APROVADO



Prof. Titular **NÉLIO GAIOTO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



Prof. Associado **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Vice-Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC
em Exercício

Dedicatória

*A Jesus, o Alfa e o Ômega, o Princípio e o Fim,
Aquele que era, que é, e que há de vir, o Todo Poderoso.*

Ap. 1:8

*À minha esposa Patrícia
Aos meus pais Omir e Mathilde
Ao meu irmão Alessandro*

Agradecimentos

Ao Prof. Orencio Monje Vilar, orientador desta tese, pela sua dedicação e por sua generosidade. Agradeço ainda pela amizade e por todas as oportunidades que me concedeu sem as quais este trabalho não teria sido realizado.

Ao Prof. Antonio Gens, da Universitat Politècnica de Catalunya, pela co-orientação do trabalho durante o estágio de doutorado realizado em Barcelona.

Ao Prof. Jean Vaunat, da Universitat Politècnica de Catalunya, pelos constantes auxílios e ensinamentos prestados na parte numérica do trabalho. Agradeço ainda pela nossa amizade e pelos bons momentos de convivência em Barcelona.

Ao Prof. Jean-Michel Pereira, da Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, pelo auxílio prestado durante a aplicação da “condição atmosférica” nas simulações numéricas.

Aos Eng. Aloísio Celeri, chefe da seção de geotecnia, e Wanderlei Ognebene, gerente geral do Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP de Ilha Solteira, pela liberação dos relatórios técnicos para consulta e utilização na tese.

Aos Técnicos de laboratório da EESC/USP, Oscar dos Santos Neto pelo constante apoio e auxílios nas técnicas de ensaios com controle e medida de sucção e José Luis Guerra pelo auxílio nos ensaios triaxiais e na coleta de amostras em Pereira Barreto.

Aos Prof. da FEIS/Unesp, José Augusto de Lollo por apoiar-me constantemente e Wilson Manzoli Jr. pelo fornecimento das suas medidas de campo.

Aos Prof. Marcos Massao Futai, da Escola Politécnica da USP, e Sandro Lemos Machado, da Universidade Federal da Bahia, pelas sugestões no Exame de Qualificação.

Aos Prof. José Carlos Angelo Cintra, Nelson Aoki, Benedito de Souza Bueno e Nélio Gaioto do Departamento de Geotecnia da EESC/USP e ao Prof. Alexandre Benetti Parreira do Departamento de Engenharia de Transportes também da EESC/USP pelos ensinamentos ao longo das disciplinas.

A todos os Funcionários do Departamento de Geotecnia da EESC/USP, especialmente, a Maristela Aparecida Zotesso Batissaco e ao Herivelto Moreira dos Santos pelo apoio nos momentos mais decisivos.

Ao Pr. Damião Godoi, da Igreja Apostólica Fonte da Vida, pelas leituras dos tensiômetros e pela coleta de amostras em Pereira Barreto.

Aos amigos da EESC/USP, Heraldo Nunes Pitanga, Danilo Pacheco e Silva, Thiago de Paula Alonso pelas contribuições ao longo do trabalho e Alexandre Cerqueira de Jesus pelo auxílio nos desenhos CAD.

Aos amigos da UPC, Márcia Maria dos Anjos Mascarenha (também da UnB), Samuel França Amorim, Analice Lima, Francesca Casini, Sergio Samat e Joanna Butlanska pelas contribuições e pelos bons momentos de convivência em Barcelona.

Aos técnicos de laboratório da FEIS/Unesp, Mário Roberto Correa Ferreira pela coleta de amostras e Gilson Campus Correa pelo apoio nas investigações preliminares.

A FAPESP, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo apoio na forma de bolsa de doutorado e pelas concessões anteriores das bolsas de mestrado e de iniciação científica.

A CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de doutorado sanduíche.

Colapso

...qualquer que vem a mim, e ouve as minhas palavras, e as observa, eu vos mostrarei a quem é semelhante. É semelhante ao homem que edificou uma casa, e cavou, e abriu bem fundo, e pôs os alicerces sobre a rocha; e, vindo a chuva, a enchente, bateu com ímpeto a corrente naquela casa e não pôde abalar, porque estava fundada sobre a rocha.

Mas o que ouve e não pratica é semelhante ao homem que edificou uma casa sobre a areia (fofa), sem alicerces, na qual desceu a chuva (elevou o lençol freático) e bateu com ímpeto a corrente, e logo caiu; e foi grande a ruína daquela casa...

Lc 6: 47-49

SUMÁRIO

RESUMO	xxxiii
ABSTRACT	xxxv
1. INTRODUÇÃO	01
1.1. Justificativa e Objetivos da Tese	02
2. SOLOS NÃO SATURADOS	05
2.1. Aspectos Básicos dos Solos Não Saturados	05
2.2. Sucção no Solo	07
2.2.1. Sucção Matricial	08
2.2.2. Sucção Osmótica	11
2.3. Retenção de Água no Solo	12
2.4. Processos da Interação Termo-Hidro-Mecânica (THM) em Meios Porosos Não Saturados	14
2.5. Solos Colapsíveis: Um Breve Histórico	18
2.6. Síntese dos Ensaios e Critérios mais Empregados para Identificação de Solos Colapsíveis	20
2.7. Ensaios com Sucção Controlada para Caracterização do Colapso	22
2.8. Trajetórias de Tensões em Simulações de Colapso.	24
3. MODELAGEM EM SOLOS NÃO SATURADOS	31
3.1. Introdução	31
3.2. Modelo Básico de Barcelona (BBM)	32
3.2.1. Formulação do Modelo para Estado de Tensões Isotrópico	32
3.2.2. Leis de Endurecimento	35
3.2.3. Modelo para Estados de Tensões Triaxiais	37
3.3. Outros Modelos Elastoplásticos	40
3.4. Modelagem Computacional.	43
3.5. Programa Code_Bright (CB)	44
3.5.1. Equações de Balanço	45

3.5.2. Equações Constitutivas	48
3.5.3. Condição de Contorno Atmosférica.	49
4. REGIÃO ESTUDADA	53
4.1. Aspectos Sócio-Econômicos	53
4.2. Características do Meio-Físico.	58
4.2.1. Geologia	58
4.2.2. Geomorfologia	62
4.2.3. Climatologia.	62
4.2.4. Hidrogeologia	63
4.3. Processo de Elevação Induzida do Lençol Freático	64
4.4. Histórico de Informações Disponíveis	68
4.5. Trabalhos de Investigação Geotécnica	70
4.5.1. Ensaio de Laboratório para Caracterização do Colapso dos Solos	72
4.5.2. Ensaio de Campo para Caracterização do Colapso dos Solos.	78
4.5.3. Ensaio com Cargueiras	80
4.5.4. Monitoramento de Lençol Freático e de Recalques de Edificações	84
4.5.5. Registro de Danos e Medidas Reparadoras	88
5. MATERIAIS E MÉTODOS.	93
5.1. Fluxograma Geral da Investigação	93
5.2. Estudo do Comportamento do Solo	94
5.2.1. Locais Escolhidos para Investigação	95
5.2.1.1. Amostragem de Solos	96
5.2.1.2. Instalação de Tensiômetros no Campo	97
5.2.1.3. Ensaio de Condutividade Hidráulica no Campo: Guelph	100
5.2.2. Caracterização Física dos Solos	102
5.2.3. Ensaio para Determinação da Curva de Retenção de Água (SWRC)	102
5.2.3.1. Técnica de Papel Filtro.	103
5.2.3.2. Câmara de Pressão Alternativa	106
5.2.3.3. Funil de Placa Porosa	108
5.2.3.4. Câmara de Pressão de Richards	110
5.2.3.5. Método Osmótico	112
5.2.4. Ensaio de Condutividade Hidráulica em Laboratório	113

5.2.5. Ensaios Edométricos com Sucção Controlada	114
5.2.5.1. Trajetórias de Tensões Empregadas	116
5.2.6. Ensaios de Compressão Triaxial com e sem Controle de Sucção	118
6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	121
6.1. Índices Físicos dos Solos	121
6.2. Caracterização do Comportamento Hidráulico	122
6.2.1. Curvas de Retenção de Água no Solo	122
6.2.2. Condutividade Hidráulica em Laboratório.	125
6.2.3. Condutividade Hidráulica no Campo: Guelph	125
6.3. Caracterização do Comportamento Mecânico	128
6.3.1. Ensaios Edométricos com Sucção Controlada	128
6.3.2. Ensaios de Compressão Triaxial com e sem Sucção Controlada	135
6.4. Monitoramento de Campo da Sucção e das Variáveis Atmosféricas	136
7. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	147
7.1. Comportamento Hidráulico dos Solos	147
7.1.1. Modelagem das Curvas de Retenção de Água no Solo	147
7.1.2. Comparação entre Condutividade Hidráulica de Campo e de Laboratório	151
7.2. Comportamento Mecânico dos Solos	154
7.2.1. Ensaios Edométricos Realizados com Sucção Constante	154
7.2.2. Ensaios Edométricos Realizados com Redução Gradual da Sucção e Ciclo de Umedecimento e Secagem	158
7.2.3. Obtenção dos Parâmetros Constitutivos do Modelo Básico de Barcelona (BBM)162	
7.2.4. Modelagem da Resistência ao Cisalhamento Não Saturada	174
7.3. Sucção de Campo e Variáveis Atmosféricas.	176
8. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE RECALQUES DE CAMPO	181
8.1. Introdução	181
8.2. Descrição dos Casos de Colapso Analisados	182
8.2.1. Características das Edificações Seleccionadas	183
8.2.2. Histórico de Informações: Sondagens à Percussão e Monitoramento de Recalques e de Ascensão do Nível d'Água	188
8.3. Parâmetros dos Modelos Constitutivos	195

8.4. Modelagem do Colapso com Acoplamento Hidro-Mecânica (HM).	197
8.4.1. Composição dos Casos	197
8.4.1.1. Descrição da Geometria e Propriedades Mecânicas dos Materiais	197
8.4.1.2. Condições Iniciais e de Contorno e Malha de Elementos Finitos .	199
8.4.2. Resultados: Descrição dos Recalques e Comparação dos Recalques Simulados com os Medidos através dos Marcos.	206
8.4.3. Análise dos Resultados	211
8.4.3.1. Casos PB-1 e PB-2	225
8.4.3.2. Casos PB-3 e PB-4	228
8.4.4. Análises de Sensibilidade.	229
8.4.4.1. Geológica	230
8.4.4.2. Carga da Fundação	233
8.4.4.3. Parâmetros Constitutivos	234
9. CONCLUSÃO	241
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	247

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Fig. 2.1. Variação da pressão de água num perfil de solo	05
Fig. 2.2. Sistema que ilustra a definição das sucções matricial, osmótica e total (Hillel, 1971)	08
Fig. 2.3(a) Esquema de ascensão em um tubo capilar; (b) Diagrama de pressão na água.	09
Fig. 2.4. Pressão osmótica: soluções em contato através de membrana semipermeável (a) e membrana permeável (b), Vilar (2002)	11
Fig. 2.5. Curvas de retenção de água representativas para solos argilosos e arenosos.	13
Fig. 2.6. Esquema de um solo não saturado	15
Fig. 2.7. Ensaio edométrico simples de Jennings & Knight (1975)	21
Fig. 2.8 (a) Trajetórias de tensões de carregamento e umedecimento (<i>loading</i> e <i>collapse</i>) no plano (p, s) (Alonso et al. 1987); (b) Variação volumétrica irreversível de um arranjo estrutural colapsível como resposta ao carregamento e ao umedecimento do solo (Gens, 1996)	24
Fig. 2.9. Deformações de um solo não saturado diante de carregamento e de colapso (L e C): (a) trajetórias de tensões no plano (p, s); (b) Curvas de compressão; (c) Comportamento colapsível (Alonso et al. 1987)	25
Fig. 2.10 (a) Ciclos de umedecimento e secagem no plano (p, s); (b) Mudança de volume do solo (contração e expansão) pela variação da sucção (Alonso et al. 1987)	26
Fig. 2.11 (a) Acoplamento entre as curvas LC e SI; (b) definição da região elástica do solo (Alonso et al. 1987)	27
Fig. 2.12 (a) Deformações volumétricas de solo para as trajetórias alternativas de (a) carregamento e umedecimento e (b) carregamento e secagem (Alonso et al. 1987)	28
Fig. 2.13 (a) Trajetórias de tensões, (b) Curvas de compressão isotrópica (Alonso et al. 1990).	30

Capítulo 3

Fig. 3.1. Relação entre tensões de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) curvas de compressão para solos saturado e não saturado; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p, s) (Alonso et al., 1990)	33
Fig. 3.2 (a) Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (Alonso et al. 1990)	38

Fig. 3.3 (a) Vista tridimensional das curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (Alonso et al. 1990)	39
Fig. 3.4. Tensões atuantes em um volume de controle diferencial	47
Fig. 3.5. Variação da temperatura do ar durante 12 meses	52

Capítulo 4

Fig. 4.1. Localização de Pereira Barreto	54
Fig. 4.2. Região estudada (situação atual)	55
Fig. 4.3. UHE Três Irmãos	55
Fig. 4.4. Canal de Pereira Barreto	57
Fig. 4.5. Cidade de Pereira Barreto após o enchimento do lago de Três Irmãos	57
Fig. 4.6. Ponte Novo Oriente submergindo durante o enchimento do lago de Três Irmãos	57
Fig. 4.7. Sondagem com medidas de SPT realizadas durante a ascensão do lençol freático (CESP, 1991)	60
Fig. 4.8 (a). Perfil de solo coluvionar (parte superior) e residual (parte inferior) (b) Detalhe da linha de seixos que casualmente divide as camadas de solo coluvionar e residual	61
Fig. 4.9. Modelo esquemático da evolução do processo de elevações induzidas no lençol freático nas bordas de reservatórios (Santos, 2002)	65
Fig. 4.10. Características do solo de Pereira Barreto	71
Fig. 4.11. Resultados de ensaios edométricos e potenciais de colapso do L-G1	73
Fig. 4.12. Resultados de ensaios edométricos e potenciais de colapso do L-G2	74
Fig. 4.13. Resultados de ensaios edométricos e potenciais de colapso do L-G3	75
Fig. 4.14. Potenciais de colapso (PC), tensões geostáticas e de pré-adensamento de amostras saturada e não saturada ao longo da profundidade	76
Fig. 4.15. Provas de carga em placa (Cestari Jr. & Celeri, 1999)	78
Fig. 4.16. Ensaios de cone, CPT (Cestari Jr. & Celeri, 1999)	79
Fig. 4.17. Terreno de instalação e disposição das cargueiras	80
Fig. 4.18. (a) Cargueira instalada às margens do reservatório (Santos, 2002)	81
Fig. 4.19. (b) Distribuição de umidade do ensaio de ascensão capilar (Cruz et al., 1994)	81
Fig. 4.20. Cargueira n° 05: variação do nível d'água, recalques, teor de umidade do solo e precipitação vs tempo, (Cruz et al., 1994)	82
Fig. 4.21. Cargueira n° 13: variação do nível d'água, recalques, teor de umidade do solo e precipitação vs tempo, (Cruz et al., 1994)	83
Fig. 4.22. Monitoramento de residência, Rua Bahia 814 (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999)	85

Fig. 4.23. Monitoramento de residência, Rua Bahia 838 (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999)	86
Fig. 4.24. Monitoramento de edificação, Edifício Hortênsia (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999)	86
Fig. 4.25. Monitoramento de edificação, Creche (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999)	86
Fig. 4.26. Monitoramento de edificação, Oficina do D.E.R. (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999)	87
Fig. 4.27. Avarias de construções localizadas às margens do lago de Três Irmãos (parte 1)	89
Fig. 4.28. Avarias de construções localizadas às margens do lago de Três Irmãos (parte 2)	90

Capítulo 5

Fig. 5.1. Fluxograma geral da investigação	93
Fig. 5.2. Local escolhido para amostragem dos solos	95
Fig. 5.3. Locais escolhidos para amostragem, ensaios e monitoramento.	96
Fig. 5.4. Bloco de amostra indeformada coletado no L-A	97
Fig. 5.5. Disposição dos tensiômetros instalados.	98
Fig. 5.6. Tensiômetros convencionais: componentes, preparação e operação	99
Fig. 5.7. Permeâmetro Guelph: componentes, acessórios e detalhes	102
Fig. 5.8. Materiais necessários na determinação da curva de retenção de água SWRC através da técnica de papel filtro	105
Fig. 5.9. Arranjo para determinação da sucção matricial pela técnica de papel filtro	105
Fig. 5.10. Equipamento de ensaio para a determinação da curva de retenção de água no solo mediante o método alternativo	106
Fig. 5.11. Detalhes da câmara de pressão alternativa	107
Fig. 5.12. Esquema do funil de placa porosa (Libardi, 1995)	109
Fig. 5.13. Funil de placa porosa: acessórios e montagem (EESC-USP)	109
Fig. 5.14. Esquema do equipamento de câmara de pressão (Libardi, 1995).	111
Fig. 5.15. Câmaras de pressão	111
Fig. 5.16. Esquema montado para determinação da curva de retenção de água por meio do método osmótico (modificado de Soto, 2004)	112
Fig. 5.17. Esquema do edômetro baseado na técnica de translação de eixos para controle de sucção.	115
Fig. 5.18. Edômetro: desmontado e montado numa prensa.	115
Fig. 5.19. Trajetórias de tensões: amostras carregadas e descarregadas com sucção constante	116

Fig. 5.20. Trajetórias de tensões: amostras não saturadas ($s = 200$ kPa) carregadas, inundadas sob tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa, carregas até 1600 kPa e descarregadas em condição saturada 117

Fig. 5.21. Trajetórias de tensões: amostras não saturadas ($s = 60$ kPa) carregadas, inundadas sob tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa, carregas até 1600 kPa e descarregadas em condição saturada 117

Fig. 5.22. Esquema da câmara triaxial baseada na técnica de translação de eixos para ensaios com controle de sucção 120

Fig. 5.23. Ensaio triaxial com sucção controlada montado 120

Capítulo 6

Fig. 6.1. Curva de retenção de água no solo do local L-A a 1m 123

Fig. 6.2. Curva de retenção de água no solo do local L-A a 2m 123

Fig. 6.3. Curva de retenção de água no solo do local L-A a 3m 124

Fig. 6.4. Curva de retenção de água no solo do local L-B a 1m 124

Fig. 6.5. Função condutividade hidráulica do solo não saturado do local L-A obtido com o permeâmetro Guelph 127

Fig. 6.6. Função condutividade hidráulica do solo não saturado do local L-B obtido com o permeâmetro Guelph 127

Fig. 6.7. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-A a 1 m de profundidade . . . 129

Fig. 6.8. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-A a 2 m de profundidade . . . 129

Fig. 6.9. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-A a 3 m de profundidade . . . 130

Fig. 6.10. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-B a 1 m de profundidade . . . 130

Fig. 6.11 Curvas de compressão edométrica de corpos-de-prova submetidos inicialmente à sucção de 60 kPa com redução gradual e ciclagem da sucção em estágios de carregamento (L-A, 1 m) 131

Fig. 6.12. Potenciais de colapso obtidos pela redução e ciclagem da sucção de 60 até 0 kPa (L-A, 1 m). 131

Fig. 6.13. Relação entre o deslocamento (recalque) e o volume de água (umedecimento) durante a indução de colapso de amostras com sucção inicial de 60 kPa 132

Fig. 6.14 Curvas de compressão edométrica de corpos-de-prova submetidos inicialmente à sucção de 200 kPa com redução gradual e ciclagem da sucção em estágios de carregamento (L-A, 1 m) 133

Fig. 6.15. Potenciais de colapso obtidos pela redução e ciclagem da sucção de 200 até 0 kPa (L-A, 1 m).	133
Fig. 6.16. Relação entre o deslocamento (recalque) e o volume de água (umedecimento) durante a indução de colapso de amostras com sucção inicial de 200 kPa	134
Fig. 6.17. Envoltória de resistência do solo saturado obtida em ensaios drenados tipo CD	135
Fig. 6.18. Envoltória de resistência não saturada de amostras com sucção de 60 kPa	135
Fig. 6.19. Envoltória de resistência não saturada de amostras secas ao ar ($s \approx 18,9$ MPa)	136
Fig. 6.20. Medidas de sucção efetuadas nos locais L-A e L-B: profundidade de 0,6m	137
Fig. 6.21. Medidas de sucção efetuadas nos locais L-A e L-B: profundidade de 0,9m	138
Fig. 6.22. Medidas de sucção efetuadas nos locais L-A e L-B: profundidade de 1,2m	139
Fig. 6.23. Medidas de nível d'água efetuadas no local L-B durante o monitoramento da sucção	140
Fig. 6.24. Chuva da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007)	141
Fig. 6.25. Temperatura média da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007)	142
Fig. 6.26. Pressão atmosférica da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007)	143
Fig. 6.27. Umidade relativa média da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007)	144
Fig. 6.28. Radiação líquida da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007)	145
Fig. 6.29. Velocidade média do vento da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007)	146

Capítulo 7

Fig. 7.1. Ajustes das curvas de retenção de água do local L-A a 1m de profundidade.	149
Fig. 7.2. Ajuste da curva de retenção de água do local L-A a 2m de profundidade	149
Fig. 7.3. Ajuste da curva de retenção de água do local L-A a 3m de profundidade	150
Fig. 7.4. Ajustes das curvas de retenção de água do local L-B a 1m de profundidade.	150
Fig. 7.5. Funções condutividade hidráulica não saturada do solo do local L-A.	152
Fig. 7.6. Funções condutividade hidráulica não saturada do solo do local L-B.	153
Fig. 7.7. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-A (1 m)	154
Fig. 7.8. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-A (2 m)	155
Fig. 7.9. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-A (3 m)	155

Fig. 7.10. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-B (1 m)	156
Fig. 7.11. Pontos experimentais e curvas de escoamento LC dos solos dos locais L-A e L-B	156
Fig. 7.12. Tensões geostáticas e de pré-adensamento do solo com a profundidade	157
Fig. 7.13. Potenciais de colapso vs tensão normal líquida de inundação das amostras com sucção inicial de 60 kPa	159
Fig. 7.14. Potenciais de colapso vs tensão normal líquida de inundação das amostras com sucção inicial de 200 kPa	159
Fig. 7.15. Potenciais de colapso normalizados obtidos para amostras com sucção inicial de 60 kPa.	161
Fig. 7.16. Potenciais de colapso normalizados obtidos para amostras com sucção inicial de 200 kPa	162
Fig. 7.17. Parâmetros de compressão elastoplástico do solo com a sucção ajustado de acordo com o modelo BBM	163
Fig. 7.18. Parâmetros de compressão elastoplástico do solo com a sucção ajustado de acordo com Machado (1998)	164
Fig. 7.19. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 0$ kPa)	166
Fig. 7.20. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 25$ kPa)	166
Fig. 7.21. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 50$ kPa)	167
Fig. 7.22. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 75$ kPa)	167
Fig. 7.23. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 100$ kPa)	167
Fig. 7.24. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 200$ kPa)	168
Fig. 7.25. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 400$ kPa)	168
Fig. 7.26. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 50$ kPa)	168
Fig. 7.27. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 100$ kPa)	169
Fig. 7.28. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 200$ kPa)	169
Fig. 7.29. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 400$ kPa)	169
Fig. 7.30. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 50$ kPa)	170
Fig. 7.31. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 100$ kPa)	170

Fig. 7.32. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 200$ kPa)	170
Fig. 7.33. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 400$ kPa)	171
Fig. 7.34. Resultados experimentais e simulados numericamente das curvas de compressão edométrica de amostras com sucção nula e igual a 400 kPa	172
Fig. 7.35. Potenciais de colapso experimentais e previstos do solo com sucção inicial de 60 kPa	173
Fig. 7.36. Potenciais de colapso experimentais e previstos do solo com sucção inicial de 200 kPa	173
Fig. 7.37. Resultados de resistência ao cisalhamento ajustados com a Eq. (7.8) de Vilar (2007)	175
Fig. 7.38. Curvas de retenção de água e medidas de sucção e de grau de saturação do solo no campo	178
Fig. 7.39. Perfis de grau de saturação dos locais monitorados.	179

Capítulo 8

Fig. 8.1. Localização das edificações selecionadas para a simulação numérica dos recalques	182
Fig. 8.2. Exemplos de poços abertos para inspeção das fundações	184
Fig. 8.3. Caso PB-1: planta arquitetônica	185
Fig. 8.4. Caso PB-2: planta arquitetônica	185
Fig. 8.5. Caso PB-3: planta arquitetônica	186
Fig. 8.6. Caso PB-4: planta arquitetônica	187
Fig. 8.7. Localização das sondagens à percussão (SP) em relação às edificações dos casos (PB) selecionados para a simulação numérica dos recalques	188
Fig. 8.8. Boletins de sondagem de simples reconhecimento com medidas SPT correspondentes à área onde estão localizadas as edificações selecionadas	189
Fig. 8.9. Curvas de retenção e medidas e pares sucção-umidade obtidos em campo	191
Fig. 8.10. Cálculo da altura de ascensão capilar a partir de curvas de retenção de água no solo e de medidas de campo de sucção e de umidade	192
Fig. 8.11. Caso PB-1: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações	193
Fig. 8.12. Caso PB-2: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações	193

Fig. 8.13. Caso PB-3: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações	194
Fig. 8.14. Caso PB-4: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações	194
Fig. 8.15 (a). Geometria do Caso PB-1	198
Fig. 8.15 (b). Geometria do Caso PB-2	198
Fig. 8.15 (c). Geometria do Caso PB-3	198
Fig. 8.15 (d). Geometria do Caso PB-4	198
Fig. 8.16. Relação entre pressão absoluta e pressão relativa	199
Fig. 8.17. Perfis de umidade: (a) obtidos pela CESP durante a realização de provas de carga em placa; (b) obtidos no local de monitoramento L-A	200
Fig. 8.18. Variação da pressão de água no perfil de solo antes da ascensão do lençol freático .	201
Fig. 8.19 (a). Condições iniciais do Caso PB-1	202
Fig. 8.19 (b). Condições de contorno do Caso PB-1.	202
Fig. 8.19 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-1.	202
Fig. 8.20 (a). Condições iniciais do Caso PB-2	203
Fig. 8.20 (b). Condições de contorno do Caso PB-2.	203
Fig. 8.20 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-2	203
Fig. 8.21 (a). Condições iniciais do Caso PB-3	204
Fig. 8.21 (b). Condições de contorno do Caso PB-3	204
Fig. 8.21 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-3	204
Fig. 8.22 (a). Condições iniciais do Caso PB-4	205
Fig. 8.22 (b). Condições de contorno do Caso PB-4	205
Fig. 8.22 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-4	205
Fig. 8.23. Caso PB-1: comparação entre recalque de campo e previsto numericamente . . .	206
Fig. 8.24. Caso PB-2: comparação entre recalques de campo e previstos numericamente . .	208
Fig. 8.25. Caso PB-3: comparação entre recalques de campo e previstos numericamente . .	209
Fig. 8.26. Caso PB-4: comparação entre recalques de campo e previstos numericamente . .	211
Fig. 8.27. Caso PB-1: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático	213
Fig. 8.28. Caso PB-1: Perfis de deformação e de pressão na água durante a elevação do nível d'água	213
Fig. 8.29. Caso PB-1: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 331,6 m (camada	

superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 327,2 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático 214

Fig. 8.30. PB-1: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático 215

Fig. 8.31. Caso PB-2: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático 216

Fig. 8.32. Caso PB-2: Perfis de deformação e de pressão na água durante a elevação do nível d'água 216

Fig. 8.33. Caso PB-2: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 329,8 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 325,7 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático 217

Fig. 8.34. PB-2: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático 218

Fig. 8.35. Caso PB-3: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático 219

Fig. 8.36. Caso PB-3: Perfis de deformação e de pressão na água durante a elevação do nível d'água 219

Fig. 8.37. Caso PB-3: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 336,5 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 329,7 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático 220

Fig. 8.38. PB-3: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático 221

Fig. 8.39. Caso PB-4: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático 222

Fig. 8.40. Caso PB-4: Perfis de deformação e de pressão de água durante a elevação do nível d'água 222

Fig. 8.41. Caso PB-4: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 334,7 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 328,4 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático 223

Fig. 8.42. PB-4: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático 224

Fig. 8.43. Simulação (THM) da variação do grau de saturação da região de Pereira Barreto	227
Fig. 8.44. Relação entre a espessura da camada colapsível e a profundidade do nível d'água	230
Fig. 8.45. Sensibilidade geológica: análises debaixo da fundação (ponto 1) e na superfície do terreno (ponto 2)	231
Fig. 8.46. Resultados de análises de sensibilidade geológica realizadas debaixo da fundação (ponto 1)	231
Fig. 8.47. Resultados de análises de sensibilidade geológica realizadas na superfície do terreno longe da fundação (ponto 2)	232
Fig. 8.48. Resultados de análises de sensibilidade à carga da fundação	233
Fig. 8.49. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro p_o^*	234
Fig. 8.50. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro β	235
Fig. 8.51. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro r	235
Fig. 8.52. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro p_o^*	236
Fig. 8.53. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro β	236
Fig. 8.54. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro r	237
Fig. 8.55. Parâmetros de compressão elastoplástico do solo com a sucção ajustado de acordo com o modelo BBM	238
Fig. 8.56. Curvas de compressão edométrica do solo para diferentes valores de β e $\lambda(s)$	238
Fig. 8.57. Curvas de compressão edométrica do solo para diferentes valores de r	239

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1. Dependência de processos térmicos com diferentes fenômenos (UPC, 2002) . . .	16
Tabela 2.2. Dependência de processos hidráulicos com diferentes fenômenos (UPC, 2002). . .	17
Tabela 2.3. Dependência de processo mecânico com diferentes fenômenos (UPC, 2002) . . .	18

Capítulo 3

Tabela 3.1. Equações de balanço e variáveis associadas	45
Tabela 3.2. Valores de altura de rugosidade (Saaltink et al., 2005)	50
Tabela 3.3. Parâmetros de ajuste da Eq. (3.48) para simulação da temperatura do ar	51

Capítulo 4

Tabela 4.1. Dados característicos da UHE Três Irmãos (CESP, 2007)	56
Tabela 4.2. Medidas da estação meteorológica da FEIS/Unesp (Unesp, 2007).	63
Tabela 4.3. Classificação das áreas de acordo com o potencial de influência e efeitos decorrentes em relação à elevação induzida no lençol freático (Albuquerque Filho, 2002)	67
Tabela 4.4. Características do L-G1 (CESP, 1989c).	72
Tabela 4.5. Características do L-G2 (CESP, 1989c).	74
Tabela 4.6. Características do L-G3 (CESP, 1989c).	75
Tabela 4.7. Tipos de cargueiras	82
Tabela 4.8. Resumo dos recalques das cargueiras (modificado de Cruz et al., 1994)	84

Capítulo 5

Tabela 5.1. Resumo dos ensaios de compressão triaxial com amostras saturadas e não saturadas	119
--	-----

Capítulo 6

Tabela 6.1. Índices físicos obtidos da moldagem de amostras indeformadas	121
--	-----

Tabela 6.2. Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica saturada em laboratório	125
Tabela 6.3. Parâmetros usados no cálculo da condutividade hidráulica não saturada	125
Tabela 6.4. Características dos ensaios edométricos com sucção inicial de 60 kPa	132
Tabela 6.5. Características dos ensaios edométricos com sucção inicial de 200 kPa	134

Capítulo 7

Tabela 7.1. Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água de Van Genuchten (1980)	148
Tabela 7.2. Parâmetros usados no ajuste hiperbólico	175

Capítulo 8

Tabela 8.1. Tensões médias aplicadas e dimensões das fundações	184
Tabela 8.2. Parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM)	196
Tabela 8.3. Parâmetros dos modelos de curva de retenção de água e de permeabilidade relativa da fase líquida	196
Tabela 8.4. Parâmetros da permeabilidade relativa da fase gasosa	196
Tabela 8.5. Parâmetros do modelo de permeabilidade intrínseca	196
Tabela 8.6. Parâmetros do modelo de fluxo condutivo de calor	197
Tabela 8.7. Dados de sensibilidade geológica do caso PB-1	230

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

a : raio do furo no solo (permeâmetro de Guelph)

a_a : amplitude anual

a_d : amplitude diária

a e b : parâmetros de ajuste da função hiperbólica (Vilar, 2007)

a_λ e b_λ : parâmetros para determinação de $\lambda(s)$ do modelo de Machado (1998)

b : vetor de forças mássicas

B : base da fundação

c, c' : coesão total e efetiva

c_{ult} : coesão máxima

C : parâmetro fator de forma (permeâmetro de Guelph)

d_a : tempo referente a duração de um ano

d_d : tempo referente a duração de um dia

e : índice de vazios

E, E_v : evaporação

E_{To} : evapotranspiração

f^Q : abastecimento energético interno/externo

f : massa excedente

g : aceleração da gravidade

\mathbf{g} : vetor das forças de gravidade

G : módulo cisalhante

h_c : altura de ascensão capilar

H : altura de carga para o permeâmetro de Guelph

H : altura do corpo-de-prova para o ensaio de condutividade hidráulica em laboratório

H : altura da camada de solo para o cálculo de recalques

H_r : umidade relativa

i_c : fluxo de energia devido à condução

IP : índice de plasticidade

\mathbf{j} : fluxo total (advectivo, dispersivo e difusivo)

\mathbf{j}_{Es} , \mathbf{j}_{El} , \mathbf{j}_{Eg} : são fluxos advectivos de energia para cada fase causados pelo movimento de massa

j_w : fluxo de água

j_g^w : fluxo advectivo de vapor da fase gasosa

k : constante que descreve o acréscimo de coesão com a sucção

k : permeabilidade saturada

k : constante de Karman (igual a 0,4) na relação de difusão aerodinâmica

\mathbf{k} : permeabilidade intrínseca

k_a : permeabilidade aparente

k_r : permeabilidade relativa

k_{fs} : condutividade hidráulica saturada de campo (permeâmetro de Guelph)

K_o : coeficiente de empuxo em repouso do solo

L : altura de carga do ensaio a carga constante (permeabilidade de laboratório)

M : projeção da linha de estados críticos

M_w : massa molecular da água

n : porosidade

$N(s)$: volume específico para $p = p^c$

$N(0)$ é o volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada

p : tensão média

p_{atm} ou P_{ga} : pressão atmosférica

p^c : tensão de referência para $v = N(s)$

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

p_o : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo não saturado

p_{K_o} : tensão média referente a trajetória K_o

p_s : tensão que descreve o aumento da coesão do solo com a sucção

p_v : pressão parcial de vapor

- p_{vs} : pressão de vapor de saturação
 P : precipitação
 P_l ou u_w : pressão de líquido ou pressão na água
 P_g ou u_a : pressão de gás
 P_a : pressão de referência medida a certa temperatura
 q : tensão cisalhante
 q_{K_o} : tensão cisalhante referente a trajetória K_o
 q_c : resistência de ponta do ensaio CPT
 q_g : fluxo da fase gasosa
 q_l : fluxo da fase líquida
 Q : vazão em regime permanente
 r : parâmetro de máxima rigidez do solo para o modelo BBM
 r : raio do tubo capilar na dedução da sucção matricial
 R : constante dos gases ideais
 R_n : radiação líquida
 R_s : raio de curvatura da membrana contráctil
 $s = (u_a - u_w)$ ou $(P_g - P_l)$: sucção matricial
 s_o : sucção que define a posição da curva de escoamento SI
 S_i : coeficiente de armazenamento
 S_r, S_e, S : grau de saturação
 S_{rl} e S_{ls} : graus de saturação residual e máximo
 t_a : início da variação anual
 t_d : início da variação diária
 T : temperatura
 T_a : temperatura do ar
 T_i : transmissividade
 T_s : tensão superficial
 u : deslocamento
 v : volume específico $(1 + e)$
 V_v : volume de vazios
 V_w : volume de água

v_a : velocidade do vento

w : teor de umidade

w_{ot} : teor de umidade ótimo

w_L e w_P : limites de liquidez e de plasticidade

w_r e w_s : umidades residual e de saturação

z : profundidade da base da fundação

z_A e z_B : alturas de referência do funil de placa porosa

z_o : altura de rugosidade

Símbolos do alfabeto Grego

α : parâmetro que controla a lei de fluxo no modelo BBM

α , m e n : parâmetros de forma da curva de retenção (Van Genuchten, 1980)

β : parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção

ε_v : deformação volumétrica

ε_s : deformação cisalhante

ε_v^P : deformação volumétrica plástica

ε_{vs}^P : deformação volumétrica plástica associada à curva de escoamento SI

ε_{vp}^P : deformação volumétrica plástica associada à curva de escoamento LC

ϕ , ϕ' : ângulo de atrito interno total e efetivo

ϕ : porosidade para as Equações de Balanço de Massa

ϕ_{Gm} : potencial matricial de fluxo (permeâmetro de Guelph)

γ : peso específico

ψ : sucção total

κ : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões

κ_s : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção

$\lambda(0)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada

$\lambda(s)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção

λ_s : parâmetro de compressão plástica do solo para variações de sucção

λ_{seco} e λ_{sat} : condutividade térmica para o solo seco e para o solo saturado

λ : função de forma da curva de retenção de água no solo

μ : viscosidade dinâmica

π : sucção osmótica

θ : massa contida por unidade de volume

ρ : massa específica

ρ_d : massa específica aparente seca

ρ_{dmax} : massa específica aparente seca máxima

ρ_s : massa específica dos sólidos

ρ_w : massa específica da água

ρ_{va} e ρ_v : massas de vapor por volume de gás

σ : tensor de tensões totais

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensões principais

$\sigma - u_a$: tensão normal líquida

$\sigma_i - u_a$: tensão normal líquida de inundação

$\sigma_h, \sigma_{x,z}$: tensões horizontais

σ_v, σ_y : tensões verticais

σ_v^* : tensão vertical de pré-adensamento

ω : fração da massa de uma componente numa fase

Os subscritos l e g referem-se ao líquido e ao gás, e o sobrescrito w à água

RESUMO

Rodrigues, R.A. (2007). **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. São Carlos, 262p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta tese apresenta um estudo de caso de colapso dos solos que ocorreu durante e após o enchimento do reservatório da UHE Três Irmãos. A construção desta barragem e o subsequente enchimento do reservatório elevaram significativamente o lençol freático, causando colapso do solo em algumas áreas. Muitos trabalhos de campo e de laboratório foram realizados para determinar o potencial de risco associado às edificações existentes no local. A elevação do lençol freático foi monitorada especialmente para o estudo de recalques de edificações. Esta pesquisa trata do estudo deste caso histórico, recuperando informações existentes e executando ensaios adicionais com sucção controlada para caracterizar o comportamento não saturado do solo. O conjunto de dados obtidos foi usado para modelar recalques reais de edificações monitoradas, considerando o Modelo Básico de Barcelona, BBM, (Alonso et al., 1990) como o modelo constitutivo mecânico do solo e o programa de Elementos Finitos Code_Bright. A tese apresenta a definição dos parâmetros constitutivos do solo, a calibração dos modelos, análises de sensibilidade do modelo adotado, mostrando que os resultados modelados se ajustaram satisfatoriamente aos valores de recalques medidos no campo. A partir dos resultados obtidos numericamente, constatou-se que as deformações por colapso aumentam com a redução da sucção sem saturar o solo e que os maiores colapsos são observados quando o solo é gradualmente submergido. Como a profundidade de influencia da carga de fundação é muito baixa comparada à espessura da camada colapsível, muitas das deformações por colapso são resultados do peso-próprio do solo, durante o equilíbrio sob as condições hidrodinâmicas transiente e final.

Palavras-chave: Estudo de caso, colapso dos solos; sucção, monitoramento, ensaios de laboratório, modelagem.

ABSTRACT

Rodrigues, R.A. (2007). **Modeling of the collapse deformations due to rise of groundwater table**. São Carlos, 262p. PhD. Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This thesis presents a case history of soil collapse that took place during and after reservoir filling of Três Irmãos Dam in Brazil. The construction of this dam and subsequent reservoir filling has raised the local groundwater table up to 20 m, causing soil collapse that affected many buildings. Many field and laboratory tests were conducted to determine potential risk and damage of existing buildings. The groundwater rise was monitored in some points of the region and the most susceptible buildings were also monitored specially for settlements. This work deals with the study of this case history of soil collapse, recovering existing information and performing additional suction controlled soil tests to characterize the non saturated soil behavior. This set of data was used to model the collapse settlement, considering the Barcelona Basic Model, BBM, (Alonso et al. 1990) as the soil constitutive model and the Code_Bright Finite Element program and, finally numerical results were compared with field ones. The thesis addresses soil parameters definition from laboratory and field tests, model calibration, sensibility analysis of the adopted model and it shows that the modeled results nicely fitted the measured values of collapse settlements. Amongst the many qualitative and quantitative findings, it is shown that collapse deformation arises from suction variation without saturating the soil and that the largest collapse rate is observed when the soil is gradually submerged. As the depth of influence of foundation load is very low compared to collapsible layer thickness, much of collapse deformation is the result of soil self weight, during equilibrium under the transient and final hydrodynamics condition.

Keywords: case history, soil collapse, suction, monitoring, laboratory tests, modeling.

1. INTRODUÇÃO

A colapsibilidade dos solos representa um problema comum em certas regiões do Brasil e do mundo. A disseminação destes solos fez com que o estudo do fenômeno tenha se tornado imprescindível para minimização dos impactos negativos advindos.

O colapso dos solos pode ser conceituado como uma deformação provocada pelo umedecimento de um solo sem que haja variação de sobrecargas. O umedecimento atinge os mecanismos de suporte do solo, originando um desequilíbrio estrutural.

Os solos colapsíveis apresentam algumas características que os predispõem ao fenômeno, tais como: uma estrutura porosa caracterizada por um alto índice de vazios, baixos valores do teor de umidade com valores de grau de saturação na maioria das vezes inferiores a 60% e uma estrutura metaestável com porosidade acima de 40%.

No meio geotécnico, muitos estudos são concentrados na realização de ensaios edométricos ou de compressão unidirecional convencionais, com inundação por estágio de carga, para caracterização do colapso em laboratório. Estes ensaios têm grande importância, mas são incapazes de retratar condições mais realistas, visto que a sucção durante os ensaios não é controlada adequadamente. Os ensaios edométricos e de compressão triaxial ambos com controle de sucção tornam o estudo da colapsibilidade dos solos mais completo. Apesar disso, uma análise mais eficiente do fenômeno requer que os resultados obtidos sejam modelados, permitindo assim uma melhor interpretação e identificação dos parâmetros básicos que caracterizam o fenômeno, e até mesmo, viabilizando futuras previsões e análises apropriadas das situações reais da engenharia.

Dados reais, procedentes das situações reais da engenharia, nem sempre são possíveis de se obter, tendo em vista que o colapso quase sempre ocorre inesperadamente. Em zonas urbanas, o colapso normalmente está associado a chuvas intensas ou de longa duração e a rompimentos de tubulações enterradas de água e de esgoto doméstico. No

entanto, há casos particulares onde o colapso pode ser previsto antecipadamente e, portanto, acompanhado.

Um exemplo disto ocorreu com o solo da cidade de Pereira Barreto que se mostrou suscetível ao colapso durante o enchimento do reservatório da Usina Hidrelétrica Três Irmãos instalada no baixo curso do Rio Tietê.

As características hidrogeológicas da região, assim como as cotas topográficas dos terrenos implicaram grandes elevações do lençol freático na área urbana da cidade. Desta forma, ocorreram grandes recalques em algumas edificações construídas na área de maior influência do reservatório.

Já que os recalques eram esperados, algumas edificações e estruturas foram sistematicamente monitoradas antes e durante a subida do lençol freático. Medidores de nível d'água, marcos de recalque, inclinômetros, dentre outros instrumentos, foram instalados para esta finalidade. Ensaios de laboratório e de campo também foram realizados na região a fim de auxiliar futuras análises e previsões dos impactos causados pela subida do nível d'água.

O volume de informações acumulado durante os anos de monitoramento resultou num conjunto de dados que foi usado neste trabalho de investigação e que, portanto, compõe parte desta tese. Assim sendo, o presente trabalho relaciona um caso real e bem documentado de colapso de solos com a previsão de comportamento. As análises consistem na comparação de recalques reais medidos em algumas edificações com recalques simulados numericamente. Para as simulações de colapso foi utilizado o programa de elementos finitos Code_Bright.

1.1. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS DA TESE

Muitos engenheiros, ainda que trabalhem com solos não saturados, não empregam nenhum conceito teórico na solução de problemas no âmbito geotécnico. Em outras palavras, pode-se afirmar que existe certa dissensão entre profissionais que atuam na prática da engenharia e pesquisadores dos centros de ensino e pesquisa.

Este impasse já seria suficiente para retardar a aceitação dos conceitos advindos da mecânica dos solos não saturados, se não houvesse divergência no meio acadêmico. Apesar

do crescente interesse no tema, diversos pesquisadores ainda relutam em aceitar a mecânica dos solos não saturados para aplicação no ensino universitário e nas atividades de pesquisa, visto que poucos centros de pesquisa no Brasil se dedicam ao assunto.

Mesmo resistindo aos novos conceitos já existe consenso entre pesquisadores que certos fenômenos geotécnicos só podem ser bem compreendidos à luz da mecânica dos solos não saturados. Apesar do esforço dedicado pelos adeptos deste campo, casos reais de engenharia poucas vezes foram analisados sob esses conceitos.

Muitas pesquisas relacionadas à colapsibilidade dos solos normalmente são realizadas de maneira pontual visando à identificação e a caracterização do fenômeno. A maior parte das análises restringe-se a constatações laboratoriais e de campo que refletem a ausência de representações adequadas para a medição e previsão do colapso no campo.

Esta pesquisa foi uma oportunidade onde se tratou de uma comparação entre um caso histórico de colapso de solos e a previsão de comportamento. O caso real reúne um amplo acervo bibliográfico com destaque para medidas de recalques e de elevação do lençol freático ao longo do tempo, enquanto a previsão do comportamento do solo usa os conceitos próprios da mecânica dos solos não saturados.

Deste modo, a necessidade de recuperar todas as informações disponíveis, assim como de caracterizar o solo para a modelagem, determinou que esta tese se organizasse com os seguintes objetivos:

- Recuperar as informações disponíveis do caso histórico de Pereira Barreto-SP;
- Caracterizar o comportamento do solo de Pereira Barreto através de ensaios com sucção controlada;
- Efetuar a modelagem matemática do colapso do solo com o Modelo Básico de Barcelona (BBM) e estudar a capacidade das formulações do modelo BBM em representar matematicamente o comportamento colapsível do solo estudado;
- Efetuar a simulação numérica do colapso do solo devido à ascensão de lençol freático com o programa Code_Bright;
- Comparar os resultados simulados numericamente com os resultados de monitoramento de recalques de campo de algumas edificações.

2. SOLOS NÃO SATURADOS

2.1. ASPECTOS BÁSICOS DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Nas últimas décadas, problemas geotécnicos em regiões de clima árido, semi-árido e tropical têm chamado à atenção da comunidade geotécnica. Os solos desenvolvidos em regiões de clima árido e semi-árido normalmente têm como principal característica a baixa umidade nos horizontes superficiais, enquanto os solos de algumas regiões de clima tropical são marcados por ciclos alternados de umedecimento e secagem. Em ambas as regiões, os perfis apresentam-se não saturados muitas vezes até grandes profundidades.

Em alguns destes solos, as principais características da variação da pressão de água num perfil representativo podem ser observadas na Fig. 2.1.

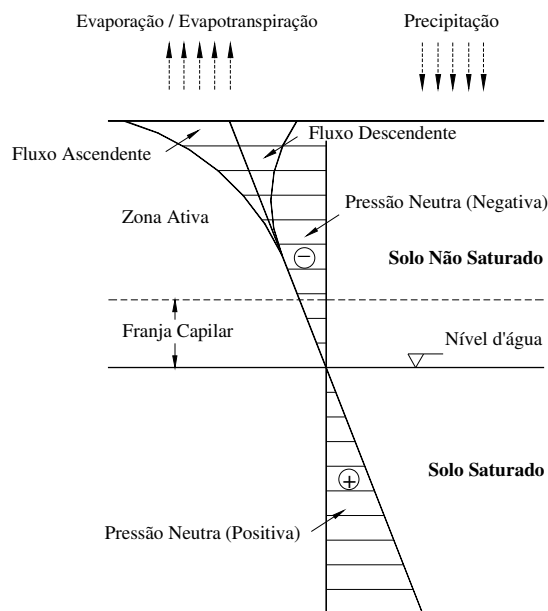


Fig. 2.1. Variação da pressão de água num perfil de solo.

Na Fig. 2.1, a porção do perfil de solo acima do lençol freático, chamada de zona vadosa, pode ser subdividida em duas regiões: (1) a região imediatamente acima do nível d'água, chamada de franja ou zona capilar, permanece saturada invariavelmente ainda que as pressões neutras sejam negativas; (2) e a região acima da franja capilar, chamada de zona ativa, onde o grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar na condição hidrostática quando o fluxo da superfície do terreno for zero. Se houver uma diminuição do teor de umidade (evaporação/evapotranspiração), a pressão na água diminui; se houver um aumento do teor de umidade (infiltração), a pressão aumenta.

Apesar da complexidade associada à zona não saturada, os problemas relacionados ao comportamento tensão/deformação-fluxo sempre motivaram profissionais a realizar estudos geotécnicos na tentativa de compreender tais solos. Muitos destes solos estão associados com padrões típicos de comportamento, sendo estes freqüentemente relacionados com suas condições de estabilidade volumétrica, ou seja, expansão e contração para as argilas plásticas expansivas e colapso para os depósitos coluvionares e para os solos naturalmente cimentados, ambos de estrutura aberta.

Vilar (2004) relata que o comportamento dos solos não saturados sempre foi reconhecido no âmbito da mecânica dos solos, desde os primórdios de seu estabelecimento como ramo do conhecimento dentro da engenharia. Não obstante, os princípios da mecânica dos solos foram estabelecidos para solos saturados. Muitas razões podem ser apontadas para tal fato. A prevalência de informações, muitas vezes saturadas, nos países de clima temperado em que a mecânica dos solos primeiro evoluiu; a aceitação de que a condição saturada tende a ser mais crítica numa diversidade de situações e o alcance do princípio das tensões efetivas estão entre algumas dessas razões. Por outro lado, o fato de as maiores ocorrências de solos não saturados encontrar-se em regiões menos desenvolvidas e menos prósperas do globo terrestre e a inerente complexidade associada ao comportamento desses solos são fatores adicionais relevantes que contribuíram para retardar o desenvolvimento de teorias, experimentação e aplicação de conceitos adequados ao comportamento dessa classe de solos.

2.2. SUCÇÃO NO SOLO

O propósito desta seção é introduzir de forma sucinta o conceito de sucção no solo de maneira que facilite o entendimento das técnicas experimentais usadas nesta pesquisa. Descrições detalhadas do conceito de sucção desde um enfoque termodinâmico se encontram nos trabalhos de Escario & Sáez (1986), Röhm (1992) e Libardi (1995).

Em termos práticos, ao considerar a retenção da água acima do nível freático no sistema água-solo-vegetação a existência da sucção é facilmente compreendida. Se a água contida nesse sistema dependesse somente das forças gravitacionais, então o nível freático determinaria um limite físico para a presença de água no solo. Neste caso, o solo estaria saturado (fase sólida + fase líquida) em qualquer ponto abaixo do nível freático e em estado seco (fase sólida + fase gasosa) em qualquer ponto sobre a superfície freática. No entanto, a situação real da água no solo mostra que mesmo com a atuação das forças gravitacionais é possível encontrar água armazenada acima do nível freático.

Este fenômeno conduz ao conceito de sucção que pode ser interpretado como a avidéz que um meio poroso não saturado tem pela água. Esta sucção resulta das forças capilares, de adsorção e da concentração de solutos e depende fundamentalmente da mineralogia, da massa específica, da distribuição dos poros e do conteúdo de água do solo.

A sucção total é a soma de duas componentes de sucção, a matricial e a osmótica, e esta pode ser relacionada com a umidade relativa do ar por meio da Lei Psicrométrica:

$$\psi = s + \pi = \frac{-RT}{V_w M_w} \ln \left(\frac{p_v}{p_{vs}} \right) \quad (2.1)$$

em que, ψ é a sucção total, s é a sucção matricial, π é a sucção osmótica, M_w é a massa molecular da água ($0,018 \text{ kg.mol}^{-1}$); R é a constante dos gases ideais ($8,3143 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$); T é a temperatura absoluta (K); V_w é o volume específico da água, p_v é a pressão parcial de vapor e p_{vs} é a pressão de vapor de saturação.

No esquema da Fig. 2.2, a sucção total é obtida através da elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água pura em contato com o solo por uma membrana semipermeável (isto é permeável à água e não ao soluto). A sucção matricial é medida pela

elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água que contém a mesma solução do solo através de uma membrana permeável à água e ao soluto. Já, a sucção osmótica é medida pela elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água pura com o reservatório de água com a mesma solução do solo através de uma membrana permeável à água.

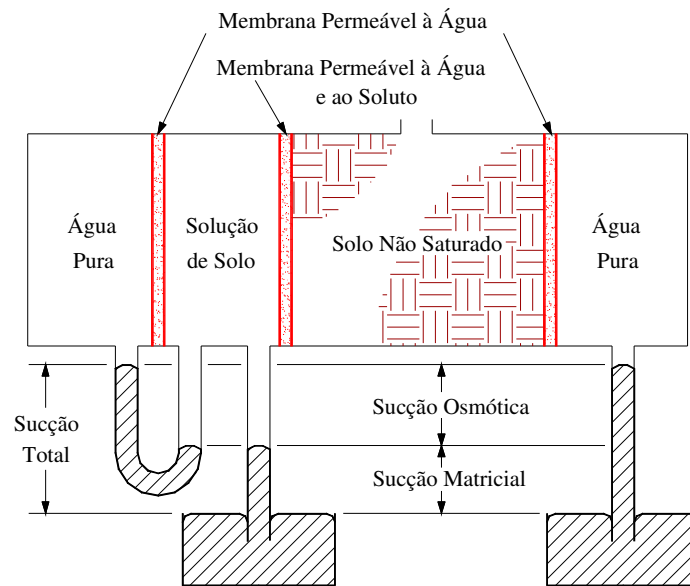


Fig. 2.2. Sistema que ilustra a definição das sucções matricial, osmótica e total (Hillel, 1971).

Das componentes da sucção, a sucção matricial tem sido reconhecida como a mais importante fonte de sucção a interferir no comportamento mecânico dos solos não saturados (Alonso et al., 1987). A diminuição da sucção matricial, por exemplo, pode causar colapso e expansão, comprometendo o desempenho e a vida útil das obras de engenharia.

A seguir, descreve-se a conceituação básica inerente à sucção matricial e osmótica:

2.2.1. Sucção Matricial

Na interface ar-água, moléculas de água são atraídas para o interior da massa líquida com maior intensidade do que para fora. Para que se mantenha o equilíbrio no sistema, a superfície do líquido na interface ar-água é tracionada, tornando-se côncava para o ar. Nesta interface, representada idealmente como se fosse uma membrana, atua uma tensão denominada tensão superficial (T_s).

Uma consequência da tensão superficial é o fato de que se a superfície deixa de ser plana, surge um diferencial de pressão entre as duas faces, que pode ser representado pela Eq. 2.2 de Laplace.

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (2.2)$$

em que, Δu é o diferencial de pressão que causa a curvatura da membrana; T_s é a tensão superficial; e R_s é o raio de curvatura da membrana.

Como resultado dessa diferença de pressões, tem-se a ascensão de água, num tubo capilar. A Fig. 2.3 serve para auxiliar a dedução da altura de ascensão capilar.

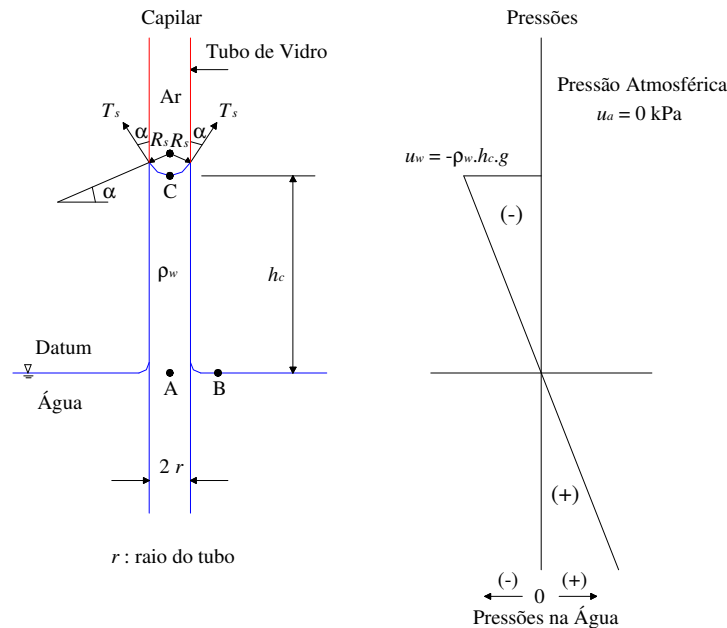


Fig. 2.3(a) Esquema de ascensão em um tubo capilar; (b) Diagrama de pressão na água.

O equilíbrio do sistema da Fig. 2.3, pode ser expresso como:

$$2\pi \cdot r \cdot T_s \cdot \cos \alpha = \pi \cdot r^2 \cdot h_c \cdot \rho_w \cdot g \quad (2.3)$$

em que, r é o raio do tubo; h_c é a altura de ascensão capilar; ρ_w é a massa específica da água; e g é a aceleração da gravidade.

Portanto, a Eq. 2.4 resulta no cálculo da altura de ascensão capilar (h_c):

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{\rho_w \cdot g \cdot r} \quad \text{com:} \quad R_s = \frac{r}{\cos \alpha} \quad (2.4a)$$

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s}{\rho_w \cdot g \cdot R_s} \quad (2.4b)$$

Se α é igual a zero (água pura), R_s torna-se igual a r .

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s}{\rho_w \cdot g \cdot r} \quad (2.4c)$$

Supondo equilíbrio hidrostático, as cargas hidráulicas totais, nos pontos A, B e C, são iguais, ou seja, $H_A = H_B = H_C$, porém, $u_{w_A} = u_{w_B} = 0$ kPa (pressão atmosférica relativa).

$$H_A = \frac{u_{w_A}}{\gamma_w} + z_A \quad H_C = \frac{u_{w_C}}{\gamma_w} - z_C \quad (2.5)$$

$$\frac{u_{w_C}}{\gamma_w} = z_A - z_C = -h_c \quad \text{ou} \quad u_{w_C} = -\rho_w \cdot g \cdot h_c \quad (2.6)$$

No lado côncavo da membrana atua pressão atmosférica, isto é, $u_a = p_{atm}$ e no lado convexo u_w . Utilizando a Eq. 2.2 de Laplace obtém-se:

$$\left(u_{a_c} - u_{w_c} \right) = \frac{2 \cdot T_s}{R_s} \quad (2.7) \quad \text{como:} \quad h_c = \frac{2 \cdot T_s}{\rho_w \cdot g \cdot R_s}$$

Como a diferença entre as pressões de ar e de água na interface ar-água (Ponto C) representa a sucção matricial, então, pode-se reescrever a sucção em termos de altura de ascensão capilar:

$$\left(u_{a_c} - u_{w_c} \right) = \gamma_w \cdot h_c \quad (2.8)$$

Em termos práticos, a Eq. 2.8 é suficiente para descrever a sucção matricial, partindo da suposição de que o solo é apenas um conjunto de tubos capilares. No entanto, cabe ressaltar que o solo possui arranjos estruturais complexos com poros e canais irregulares. Além disso, a matriz estrutural fica sujeita à adsorção, responsável pela formação de filmes de hidratação sobre a superfície das partículas.

2.2.2. Sucção Osmótica

Esta parcela de sucção equivale à sucção total quando o solo se encontra saturado, ou seja, quando a componente matricial não ocorre, restando apenas o efeito da concentração de solutos. A Fig. 2.4(a) ilustra a pressão osmótica entre duas soluções com concentrações diferentes ($C_A < C_B$) e separadas por uma membrana semipermeável, isto é, que permite apenas o fluxo de água e não o de solutos.

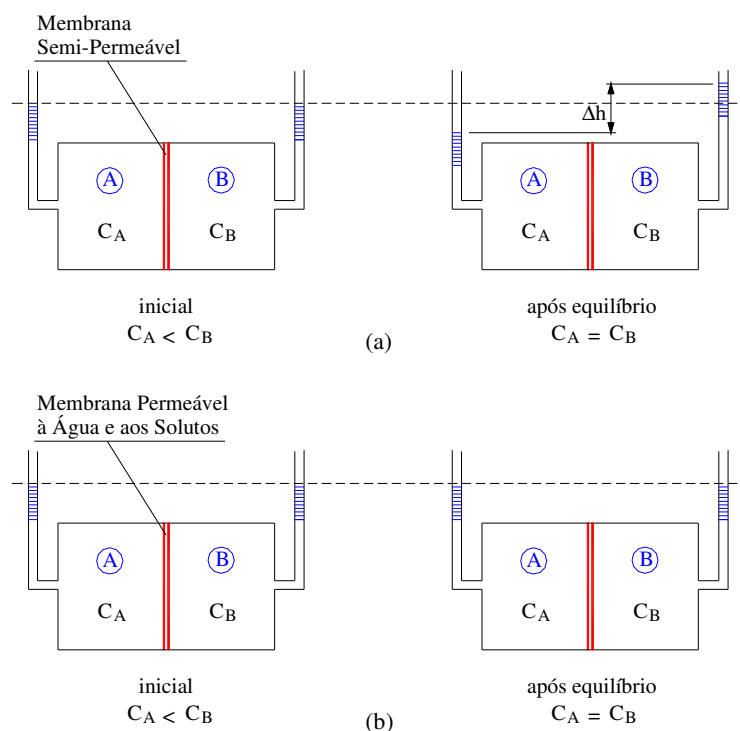


Fig. 2.4. Pressão osmótica: soluções em contato através de membrana semipermeável (a) e membrana permeável (b), Vilar (2002).

Os potenciais gerados pela diferença de concentração das soluções dos recipientes A e B induzem o fluxo d'água através da membrana até que haja equilíbrio entre os dois recipientes. Este fluxo ocorre do maior para o menor potencial, assim sendo, a água flui da solução do recipiente A para o B, já que somente ocorre fluxo de água através da membrana semipermeável, Fig. 2.4 (a). Após o equilíbrio, os manômetros indicarão pressões diferentes e a pressão que seria necessária aplicar à solução B, para não ocorrer fluxo, constitui então na pressão osmótica. A Fig. 2.4 (b) ilustra o caso de dois reservatórios

em contato através de membrana permeável à água e aos solutos. Nesta situação, ocorre o fluxo de soluto até as concentrações das soluções se igualarem. Portanto, a diferença de potencial osmótico na ausência de uma membrana semipermeável, implica numa movimentação de solutos e praticamente nenhuma movimentação de água.

2.3. RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

A curva de retenção de água descreve a relação entre a sucção e o conteúdo de água no solo. Na literatura, não existe uma padronização na forma de apresentação dessa curva. A sucção (total ou matricial) aparece tanto no eixo das abscissas quanto no eixo das ordenadas, em escala linear ou logarítmica. O conteúdo de água no solo aparece sempre em escala linear, mas é expresso de diferentes formas, a partir da umidade gravimétrica, umidade volumétrica ou do grau de saturação do solo.

A curva de retenção de água no solo tem se tornado o instrumento básico de caracterização dos solos não saturados, uma vez que trata da única forma de relacionar a sucção com um índice físico do solo. Esta curva é uma componente chave para a resolução de problemas de fluxo e de retenção, tanto na geotecnia quanto na agricultura. Além disso, a curva de retenção tem sido utilizada para previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica dos solos não saturados. Algumas dessas previsões podem ser encontradas nos trabalhos de Van Genuchten (1980), Fredlund et al. (1995) e Öberg & Sällfors (1997).

A Fig. 2.5 apresenta curvas de retenção de água representativas para solos argilosos e arenosos e para um solo com distribuição de poros do tipo bimodal. Nessa figura, a sucção está representada no eixo das abscissas em escala logarítmica e o conteúdo de água está representado no eixo das ordenadas na forma de umidade volumétrica. A curva de solo com distribuição de poros bimodal apresenta dois pontos de inflexão, isto é, duas pressões de entrada de ar. Essa distribuição bimodal é caracterizada pelos macroporos, formados pelos vazios entre agregados e/ou grãos maiores, e pelos microporos, formados no interior dos agregados.

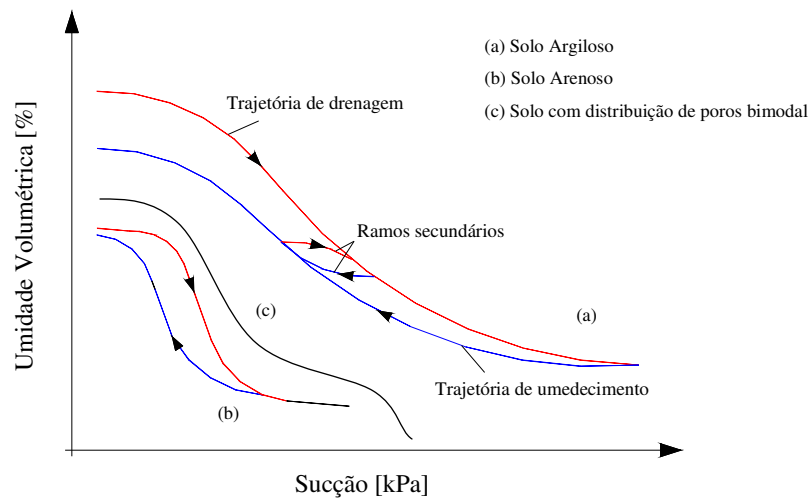


Fig. 2.5. Curvas de retenção de água representativas para solos argilosos e arenosos e para solo com distribuição de poros bimodal.

A forma da curva de retenção depende da trajetória de ensaio (Fig. 2.5). Existem três trajetórias básicas, a de drenagem (desidratação ou secagem), a de umedecimento (hidratação ou sorção) e a mista (combinação das duas primeiras trajetórias). A diferença entre as curvas de um mesmo solo é provocada por um fenômeno denominado histerese. A histerese tem sido atribuída à geometria não uniforme dos poros, ângulo de contato solo-água, bolhas de ar oclusas e variações de volume causadas por ciclos de umedecimento e secagem (Hillel, 1980).

Em termos práticos, as curvas de retenção de água, obtidas nas trajetórias de drenagem e de umedecimento, estabelecem condições limites da sucção do solo no campo. Os ramos secundários (*scanning curves*), situados entre essas duas curvas, ilustram a trajetória de sucção do solo no campo ao longo das estações do ano. Em outras palavras, o caminho representado pelos ramos secundários conduz à compreensão dos chamados ciclos de umedecimento e secagem, que incidem num intervalo de sucção ou de umidade costumeiramente equilibrado com as condições climáticas regionais.

Assim sendo, a determinação da curva de retenção de água de um solo é indispensável no estudo dos solos não saturados.

Existem várias técnicas experimentais para se determinar a curva de retenção de água no solo e algumas modificações têm sido propostas para adiantar a obtenção da curva com a técnica de translação de eixos, a partir de medidas de pressão de equilíbrio da água

do sistema e não da umidade de equilíbrio do solo. Essas propostas podem ser encontradas em Machado & Dourado (2001), Botelho et al. (2001) e Georgetti et al. (2007).

Existe também uma série de propostas para se modelar matematicamente as curvas de retenção de água no solo, como as de Van Genuchten (1980) e de Fredlund & Xing (1994), de uso bastante difundido em Geotecnia.

Modelos baseados em teorias alternativas têm surgido recentemente para a modelagem das curvas de retenção, tais como as baseadas na teoria fractal (Soto & Vilar, 2004) e na tomografia computadorizada (Delerue & Perrier, 2002).

2.4. PROCESSOS DA INTERAÇÃO TERMO-HIDRO-MECÂNICA (THM) EM MEIOS POROSOS NÃO SATURADOS

Em meios porosos não saturados, ocorrem interações que devem ser consideradas simultaneamente. Estudos mais detalhados só podem ser realizados se as análises forem acopladas, no qual, os principais aspectos do problema são considerados de forma integrada. Deste modo, aspectos do comportamento dos solos não saturados foram estabelecidos de maneira que os estudos requereram análises com certo grau de complexidade.

Para isto, os solos não saturados têm sido considerados como materiais multifásicos e multiespécies (Fig. 2.6).

As três fases são:

- *Fase sólida (s)*: mineral;
- *Fase líquida (l)*: água + ar dissolvido;
- *Fase gasosa (g)*: mistura de ar seco e vapor d'água.

As três espécies são:

- *Sólido (s)*: o mineral é coincidente com a fase sólida;
- *Água (w)*: como líquido ou evaporado na fase gasosa;
- *Ar (a)*: ar seco, como gás ou dissolvido na fase líquida.

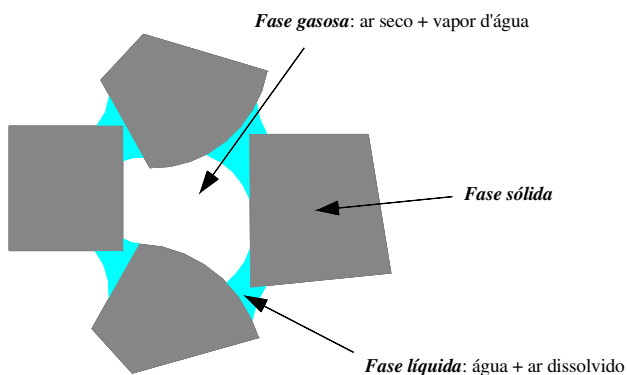


Fig. 2.6. Esquema de um solo não saturado.

Em todos os processos as fases e as espécies interagem mutuamente. No fluxo de água, por exemplo, a transferência de massa de água ocorre na forma de líquido e de vapor. Os termos que basicamente comandam este processo incluem a pressão de água, a temperatura e os gradientes gravitacionais.

O transporte de massa de vapor é somente significativo sob baixos graus de saturação ou quando os gradientes de temperatura são elevados. No fluxo de ar, considera-se o fluxo de gás devido à temperatura e aos gradientes de pressão. A solução da massa de ar dissolvida na água deve incluir seu transporte devido ao fluxo líquido.

Em todos esses casos, a lei de Darcy pode ser usada como equação de fluxo de água e de gás para o meio poroso não saturado.

No fluxo de calor, considera-se a transferência de calor devido à mudança da fase da água em adição ao fluxo de calor devido à condução e à convecção. Em geral, a condução é o principal mecanismo de transporte de calor nos solos. A convecção e a radiação são mecanismos que normalmente têm pouca influência na transferência de calor nos solos (de Vries, 1974, 1987).

Mudanças da fase da água dos solos podem ter um efeito significativo sobre o processo de transferência de calor. Nos solos não saturados, por exemplo, a umidade pode migrar de um lugar através do processo de evaporação, seguida pela difusão de vapor e subsequente condensação de vapor em outro lugar. Em muitas situações a transferência de umidade e de calor ocorre de maneira simultânea e acoplada.

Embora a análise de fluxo seja de notável importância na solução de problemas geotécnicos, alguns comportamentos necessitam relacionar tensões e deformações. Em

outras palavras, pode-se dizer que a relação tensão/deformação-fluxo é a responsável pela resolução de muitos problemas geotécnicos, tais como: o adensamento, a expansão e o colapso de solos.

No caso do colapso, objeto de estudo desta tese, uma abordagem avançada envolve um grau de acoplamento que inclui a solução dos fluxos de água, de ar e de calor simultaneamente com a relação tensão/deformação, isto é, um problema termo-hidro-mecânico (THM). Já, uma abordagem mais simples do fenómeno consiste num problema hidro-mecânico (HM) que inclui a solução simultânea do fluxo de água com a relação tensão/deformação.

As Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 mostram uma síntese da interação e da dependência de processos térmicos, hidráulicos e mecânicos com diferentes fenómenos.

Tabela 2.1. Dependência de processos térmicos com diferentes fenómenos (UPC, 2002).

PROCESSO	FENÔMENO TÉRMICO	FENÔMENO HIDRÁULICO	FENÔMENO MECÂNICO
Armazenamento de calor	- Armazenamento de calor proporcional à temperatura;	- Fluxo de líquido modifica a quantidade de água e o ar presente; - Fluxo de gás modifica a quantidade de ar e a água presente; - Mudanças de fase modificam o armazenamento de calor através do calor latente de vapor;	- Mudanças da porosidade modificam o volume de vazios deixado pelos fluidos;
Condução térmica	- Condução de calor controlada por gradientes de temperatura (Lei de Fourier)	- Fluxo de líquido modifica a condutividade térmica; - Fluxo de gás modifica a condutividade térmica;	- Mudanças da porosidade modificam a condutividade térmica;
Advecção térmica por fluxo de líquido		- Transporte de calor por fluxo de líquido;	
Advecção térmica por fluxo de ar		- Transporte de calor por fluxo de gás;	
Advecção térmica por fluxo de vapor		- Transporte de calor por difusão de vapor; - Transporte de calor por fluxo de gás	
Mudanças de fase	- Pressão de vapor afetada pela temperatura (diagrama da fase água e lei psicrométrica)	- Pressão de vapor afetada pelo fluxo de líquido através de mudanças de sucção (lei psicrométrica); - Pressão de vapor afetada pelo fluxo de gás através de mudanças de sucção (lei psicrométrica);	

Tabela 2.2. Dependência de processos hidráulicos com diferentes fenômenos (UPC, 2002).

PROCESSO	FENÔMENO TÉRMICO	FENÔMENO HIDRÁULICO	FENÔMENO MECÂNICO
Armazenamento de água	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças da densidade do líquido com a temperatura; - Mudanças da densidade de vapor com a temperatura; - Mudança de fase modifica a quantidade de água nas fases líquida e gasosa; 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças na densidade do líquido com a pressão de líquido; - Mudanças na densidade de vapor com a sucção e a pressão de gás; 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças da porosidade afetam o espaço disponível para líquido e gás;
Armazenamento de ar	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças na densidade do gás com a temperatura; - Quantidade do ar dissolvido muda com a temperatura; 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças na densidade do gás com a pressão de gás; - Quantidade do ar dissolvido depende da pressão de gás; 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças de porosidade afetam o espaço disponível para líquido e gás;
A transferência de água	<ul style="list-style-type: none"> - Condutividade hidráulica afetada pela viscosidade do líquido; - Grau de saturação varia com a temperatura em condições não saturadas (expansão térmica e mudanças de fase); - Aumento da pressão neutra com a temperatura em condições saturadas e quase-saturadas; 	<ul style="list-style-type: none"> - Fluxo de líquido controlado por gradientes de pressão de líquido (Lei de Darcy); - A condutividade hidráulica depende do grau de saturação do solo; 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças de porosidade afetam a condutividade hidráulica;
A transferência de gás	<ul style="list-style-type: none"> - Condutividade hidráulica afetada pela viscosidade do gás que aumenta com a temperatura; - Grau de saturação varia com a temperatura (expansão térmica e mudanças de fase); - Variações da temperatura influenciam a densidade do gás; 	<ul style="list-style-type: none"> - Fluxo de gás controlado por gradientes de pressão de gás (Lei de Darcy); - A condutividade hidráulica depende do grau de saturação do solo; 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças de porosidade afetam a condutividade hidráulica; - Mudanças de porosidade mudam o volume dos poros disponíveis para o gás;
A transferência de vapor d'água	<ul style="list-style-type: none"> - Pressão de vapor é afetada pela temperatura (diagrama da fase água e lei psicrométrica); - Grau de saturação varia com a temperatura. Difusão de vapor depende do grau de saturação; 	<ul style="list-style-type: none"> - Difusão de vapor controlada por gradientes de concentração de vapor (Lei de Fick); - Advecção de vapor controlada pelo fluxo de gás; - Pressão de vapor afetado pelo fluxo de líquido e de gás através de mudanças da sucção (Lei Psicrométrica); 	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças de porosidade afetam o coeficiente de difusão de vapor;
A transferência de ar dissolvido	<ul style="list-style-type: none"> - Coeficiente de difusão afetado pela temperatura; 	<ul style="list-style-type: none"> - Transferência de ar dissolvido controlada pela difusão (Lei de Fick); - Advecção do ar dissolvido pelo fluxo de líquido; 	<ul style="list-style-type: none"> - Coeficiente de difusão afetado pela porosidade;

Tabela 2.3. Dependência de processo mecânico com diferentes fenômenos (UPC, 2002).

PROCESSO	FENÔMENO TÉRMICO	FENÔMENO HIDRÁULICO	FENÔMENO MECÂNICO
A relação tensão/deformação	- Expansão térmica dos materiais; - Dependência das leis constitutivas com a temperatura;	- Dependência das leis constitutivas com a sucção;	- Leis constitutivas tensão/deformação;

2.5. SOLOS COLAPSÍVEIS: UM BREVE HISTÓRICO

Alguns solos, ao se aumentar o conteúdo de água em seus vazios ou ao serem carregados e posteriormente umedecidos experimentam uma redução de volume manifestada por uma brusca variação índice de vazios sem o aumento das cargas aplicadas. Têm-se atribuído esse fenômeno a um colapso da estrutura do solo, donde a designação de solo colapsível (Vilar et al., 1981).

Determinadas regiões do globo terrestre apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento de solos colapsíveis. Seja pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, o que origina solos de elevada porosidade, como ocorre no Centro-Sul do Brasil, ou pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas (Vilar et al., 1981).

O colapso representa um problema corriqueiro e a disseminação desses solos fez com que o estudo do fenômeno tenha se tornado necessário, principalmente em regiões onde os solos colapsíveis servem como fundação de obras de grande porte, como os canais de irrigação e as grandes barragens da Região Centro-Sul do Brasil.

Em todo o mundo registros indicam que muitos solos colapsíveis são procedentes de depósitos residuais, coluvionares, eólicos, aluviais e, ainda, de aterros compactados. (Dudley, 1970; Nuñez, 1975; Clemence & Finbar, 1981; Vilar et al., 1981; Vilar & Gaioto, 1994). Em geral, os depósitos colapsíveis têm em comum uma estrutura porosa, caracterizada por elevado índice de vazios, e uma baixa umidade de campo. Descrições mais detalhadas da estrutura e das características dos solos colapsíveis se encontram nos trabalhos de Dudley (1970), McGown & Collins (1975) e Alonso et al. (1987).

No Brasil, os solos colapsíveis cobrem grande parte do território nacional, sobretudo nas Regiões Centro-Sul e Nordeste do país. No Estado de São Paulo tem-se

registrado solos dessa natureza em: Araraquara, Bauru, Campinas, Canoas, Ilha Solteira, Itapetininga, Paulinea, Pederneiras, Pereira Barreto, Ribeirão Preto, Rio Mogi Guaçu, Rio Sapucaí, São Carlos, São José dos Campos, São Paulo, Sumaré e Taubaté; No Estado de Minas Gerais em: Jaíba, Usinas Hidrelétricas de Santana, Samambaia, Bananal, Salinas, Setubal e Santana, Uberlândia e Três Marias; No Estado de Pernambuco em: Nova Petrolândia, Nova Rodelas, Petrolândia, Petrolina e Sta. Maria da Boa Vista; No Estado do Mato Grosso em: Campo Novo de Parecis e Rondonópolis; No Estado do Paraná em: Londrina e Maringá; No Distrito Federal em: Brasília; No Estado de Goiás em: Itumbiara; No Estado do Tocantins em: Palmas; No Estado da Bahia em: Bom Jesus da Lapa. (Vilar, 1979; Benvenuto, 1982; Costa, 1986; Ferreira & Teixeira, 1989; Ferreira et al., 1989; Carvalho, 1994; Cruz et al., 1994; Mariz & Casanova, 1994; Agnelli, 1997; Conciani, 1997; Mendonça & Mahler, 1997; Monacci et al., 1997; Collares, 1997; Souza Neto et al., 2002, Gutierrez, 2003; Mascarenha, 2003; Miguel & Bilicanta, 2003 e Rodrigues, 2003).

É relatado por Cintra (2004) que um dos primeiros registros históricos de ocorrência de colapso aconteceu numa escola ucraniana com fundações em solo tipo *loess*, que após ter sofrido um incêndio, apresentou uma inclinação acentuada, exigindo escoramento. Constatou-se que foi a água lançada pelos bombeiros para apagar o fogo que, infiltrando-se no solo, provocou o recalque de uma parte da construção e, conseqüentemente, o desaprumo da construção.

No Brasil, um caso clássico de colapso aconteceu na cidade de Terra Roxa, PR, onde uma tempestade precipitou 155 mm em 4 h, causando vários problemas nas construções locais: rachaduras de alvenaria com aberturas de até 100 mm, inclinação de paredes, ruptura de muros, rompimento de canos de água e de esgoto, ruptura de vigas de concreto, desaprumo de janelas, quebra de vidros e azulejos, emperramento de portas e rachaduras no solo (Lopes, 1987).

No início da década de 90, outro registro histórico de colapso chamou a atenção. Foi na cidade de Pereira Barreto, SP, ao sofrer um processo de elevação induzida do lençol freático durante o enchimento do reservatório da UHE Três Irmãos. A elevação do nível d'água provocou recalques de fundações de edificações localizadas às margens do lago, levando a responsável pelo empreendimento hidrelétrico a adotar uma série de medidas: reforço de estruturas ou construção de cerca de 300 casas, reinstalação de rede de esgoto e

estação de tratamento de esgoto, construção de cemitério suspenso, remoção do antigo lixão, além de outras ações compensatórias da obra como um todo (Albuquerque Filho et al., 2002).

No verão de 1995, outro caso registrado em áreas urbanas aconteceu também no interior do Estado de São Paulo. Na cidade de Araraquara, SP, a Defesa Civil catalogou algum tipo de dano em cerca de 4000 edificações, onde se registrou a precipitação de 135 mm no dia 31/01 e de 660 mm em 10 dias de chuvas ininterruptas (Cintra, 1998).

Digno de nota é o caso histórico de Pereira Barreto, analisado nesta tese. Este caso diferencia-se dos demais, visto que foi acompanhado e sistematicamente monitorado durante todo o processo de ascensão de nível d'água.

Outros registros de ocorrência de colapso, assim como locais, climas e tipos de solos são encontrados em Vilar et al.(1981) e Cintra (1998).

2.6. SÍNTESE DOS ENSAIOS E CRITÉRIOS MAIS EMPREGADOS PARA IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

Os critérios de identificação dos solos colapsíveis mais reconhecidos da literatura surgiram nas décadas de 50 e 60, sendo cada um deles baseado em grandezas diferentes. Descrições detalhadas desses critérios são encontradas nos trabalhos de Denisov (1951), Priklonskij (1952) *apud* Vilar, et al. (1981), Feda (1966) e Gibbs & Bara (1967). Esses critérios, assim como outros que apareceram posteriormente, muitas vezes restringem-se aos solos para os quais foram desenvolvidos, pois resultados obtidos para uma determinada região tornam-se, às vezes, inválidos para outras. Deste modo, os critérios mais antigos, sobretudo aqueles baseados em índices físicos, atualmente têm sido pouco empregados.

Em laboratório, o ensaio mais aplicado para caracterizar o colapso é o ensaio edométrico. Jennings & Knight (1975) se destacaram no intento de estabelecer procedimentos padrões para caracterizar o colapso mediante ensaios edométricos convencionais. Esses autores chamaram de ensaios edométricos duplos uma concepção metodológica que consistia em preparar dois corpos-de-prova idênticos para serem ensaiados, o primeiro conservando a umidade de campo da coleta e o outro inundado desde o início do ensaio. No mesmo trabalho, os autores chamaram de ensaio edométrico simples

outro método que consistia em preparar um corpo-de-prova na condição não saturada, que depois de solicitado até uma tensão de interesse era inundado propositalmente. Após a estabilização das deformações induzidas pelo umedecimento, o corpo-de-prova era, então, carregado progressivamente até o término do ensaio e posteriormente descarregado.

A curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples de Jennings & Knight (1975) apresenta uma descontinuidade vertical devido ao colapso do solo (Fig. 2.7). Como o colapso é uma deformação, além da sua caracterização, buscou-se estabelecer uma medida de colapso. As contribuições mais comuns são de Denisov (1951), Reginatto & Ferrero (1973), Jennings & Knight (1975), Vargas (1978) e Lutenegger & Saber (1988).

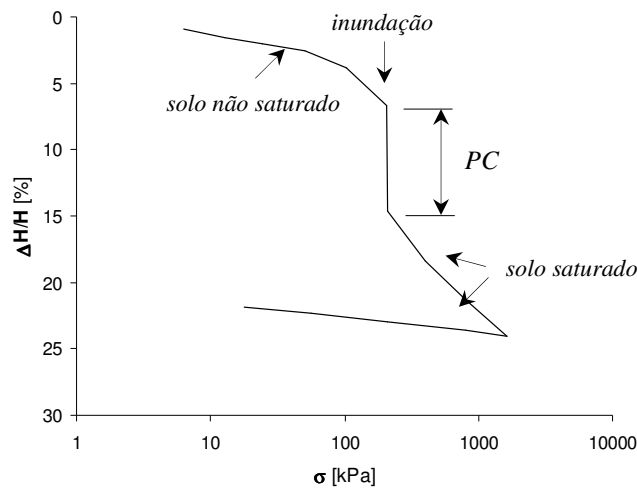


Fig. 2.7. Ensaio edométrico simples de Jennings & Knight (1975).

A Eq. 2.9 ilustra a proposta de Jennings & Knight (1975) denominada potencial de colapso (PC).

$$PC = \frac{\Delta e_c}{1 + e_o} \cdot 100\% \quad \text{ou} \quad PC = \frac{\Delta H_c}{H_o} \cdot 100\% \quad (2.9)$$

em que, Δe_c é a variação do índice de vazios pela inundação; e_o é o índice de vazios inicial; ΔH_c é a variação da altura do corpo-de-prova pela inundação e H_o é a altura inicial do corpo-de-prova.

Nos últimos anos, ensaios de compressão triaxial também têm sido empregados com inundação do corpo-de-prova num determinado estado de tensão (Davies, 2000).

Ensaio de campo em solos não saturados com inundação artificial também têm sido aplicados. Os principais ensaios de campo nesta linha de investigação são: provas de carga em estaca à compressão (Mellios, 1985), em estaca à tração (Carvalho & Souza, 1990), em estaca com carga horizontal (Miguel, 1996); provas de carga em placa com monitoramento da sucção *in situ* (Conciani, 1997; Costa, 1999), tubulão a céu aberto (Carneiro, 1999), ensaio de cone (Ferreira et al., 1989), protótipo de sapata corrida (Souza, 1993) e provas de carga especialmente projetadas para medir o fenômeno, como o expanso-consolidômetro de Ferreira (1993).

2.7. ENSAIOS COM SUCÇÃO CONTROLADA PARA CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO

As variáveis representativas do estado de tensões dos solos não saturados influenciam o comportamento hidro-mecânico do solo, comandando a intensidade das deformações. Assim, o controle dessas variáveis é de vital importância para a confiabilidade dos resultados. Neste contexto, a imposição e o controle da sucção são essenciais nos ensaios com solos não saturados, sobretudo em simulações de colapso. No meio técnico, o método mais difundido é a técnica de translação de eixos de Hilf (1956).

Escario & Saez (1973) desenvolveram uma câmara edométrica, onde na extremidade superior do corpo-de-prova é posta uma pedra porosa comum e na extremidade inferior, é colocada uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar ou uma membrana semipermeável. Incrementa-se a pressão de ar no interior da câmara, possibilitando que essa se iguale ao valor de sucção desejada.

Outro método conhecido usa o princípio osmótico. Este procedimento está baseado no princípio termodinâmico que afirma que a pressão hidrostática incrementa o potencial de água, enquanto que o soluto o decresce. Assim, uma solução confinada em contato com água pura livre através de uma membrana semipermeável perfeita estará em equilíbrio quando a pressão hidrostática aplicada à solução seja igual à sucção osmótica. Esta é por definição a pressão osmótica, que depende evidentemente da concentração da solução (Soto, 2004).

Estas adaptações para o controle de sucção possibilitaram o estudo do comportamento de solos não saturados, feito por diversos pesquisadores, podendo-se citar:

Vilar (1995), Machado (1995), Chiu et al. (1998), Suriol et al. (1998), Futai et al. (1999), Davies (2000) e Soto (2004).

Vilar (1995) estudou o comportamento de um solo colapsível moderadamente expansivo moldado com baixo grau de compactação utilizando ensaios edométricos com sucção controlada. O autor verificou o efeito da umidade de compactação nas deformações provocadas pelo umedecimento do corpo-de-prova. Além disso, avaliou a influência de ciclos de umedecimento e secagem e o efeito da sucção aplicada em diferentes trajetórias nas deformações pela inundação.

Machado (1995) construiu uma câmara edométrica para a realização de ensaios com controle de sucção e medidas de tensões laterais. O autor usou amostras compactadas com GC de 80% de um solo coluvionar do interior do Estado de São Paulo.

Chiu et al. (1998) analisaram o comportamento de um aterro pouco compactado em Hong Kong. Os anéis de moldagem foram adaptados para a instalação de um tensiômetro de tubo flexível, possibilitando assim, monitorar a variação da sucção com a inundação nas amostras ensaiadas.

Suriol et al. (1998) analisaram o colapso em amostras compactadas estaticamente, submetidas a ciclos de umedecimento e secagem. Neste trabalho, considerou-se a influência da estrutura inicial da amostra e o efeito da sobrecarga no momento da inundação.

Futai et al. (1999) estudaram o comportamento de um solo argilo siltoso do Estado do Mato Grosso. A pesquisa contemplou ensaios edométricos com sucção controlada utilizando-se diferentes trajetórias de sucção nas induções de colapso.

Davies (2000) estudou o comportamento colapsível de um solo arenoso do interior do Estado de São Paulo utilizando ensaios edométricos com sucção controlada. Nestes ensaios, verificou-se o efeito do umedecimento paulatino e também ciclos de umedecimento e secagem.

Soto (2004) construiu um edômetro que permite a imposição e o controle da sucção matricial no solo através de princípio osmótico. Na câmara desenvolvida, uma membrana semipermeável separa o solo de uma solução à base de Polietileno Glicol (PEG) que circula na base da câmara através de uma bomba peristáltica. O autor ensaiou amostras de um caulim comercial e de um solo arenoso típico do interior do Estado de São Paulo.

2.8. TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EM SIMULAÇÕES DE COLAPSO

Nesta seção, apresentam-se trajetórias de tensões idealizadas por Alonso et al. (1987, 1990) com simulações alternativas de carregamento e de colapso no espaço (p, s, v) , onde p é a tensão média, s é a sucção e v é o volume específico $(1 + e)$.

Os solos colapsíveis exibirão comportamentos rígidos se as suas umidades estiverem baixas. Quando amostras desses solos são submetidas a diferentes sucções e cada uma delas solicitadas à compressão, várias curvas do tipo tensão/deformação surgirão com suas respectivas tensões de pré-adsensamento.

Os valores destas tensões de pré-adsensamento, uma vez reunidos no plano (p, s) , resultarão em pontos que, ao serem interpolados, gerarão uma curva, semelhante à curva A_1B_1 mostrada na Fig. 2.8 (a). Os pontos $(p_o^*)_1, (p_o^*)_2$ e $(p_o)_1, (p_o)_2$ representam as tensões de pré-adsensamento 1 e 2, respectivamente, dos solos saturados e não saturados. As curvas A_1B_1 e A_2B_2 são chamadas de curvas de plastificação ou de escoamento LC (*loading-collapse*), porque predizem deformações volumétricas irreversíveis para as trajetórias L e C, isto é, para carregamento (*loading*) e colapso (*collapse*).

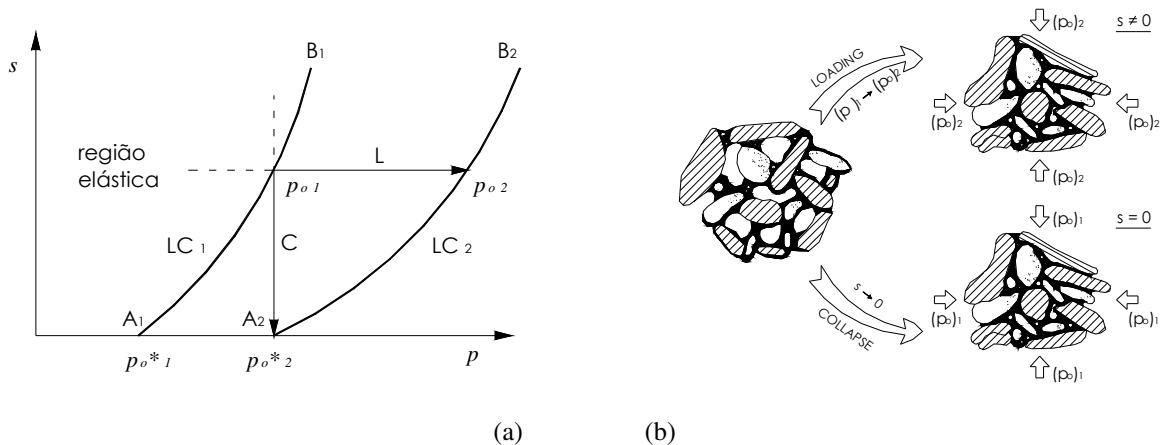


Fig. 2.8 (a) Trajetórias de tensões de carregamento e umedecimento (*loading e collapse*) no plano (p, s) (Alonso et al. 1987); (b) Variação volumétrica irreversível de um arranjo estrutural colapsível como resposta ao carregamento e ao umedecimento do solo (Gens, 1996).

As duas trajetórias (*loading* ou *collapse*) deslocarão a curva de plastificação de A_1B_1 para A_2B_2 . A translação da curva implica o aumento da região elástica, já que o solo

acumula deformações plásticas ao longo dos trechos L ou C. No arranjo estrutural ilustrado na Fig. 2.8 (b), tanto *loading* quanto *collapse* levarão o solo ao mesmo estado de compactidade, isto é, deslocarão a curva de plastificação de $A_1 B_1$ para $A_2 B_2$ por mudanças de carregamento ou da sucção no solo.

Na Fig. 2.9 (a) são apresentadas três trajetórias de *loading* e três de *collapse* (L_1, L_2, L_3 e C_1, C_2, C_3) no plano (p, s) . Para melhor visualização, na Fig. 2.9 (b), admitem-se relações lineares tanto para os trechos de recompressão como para os de compressão virgem do solo no plano (p, v) . A Fig. 2.9 (c) ilustra a relação entre colapso ou expansão, isto é, decréscimos ou acréscimos de volume, com aumentos de sucção e carregamento antes do umedecimento do solo.

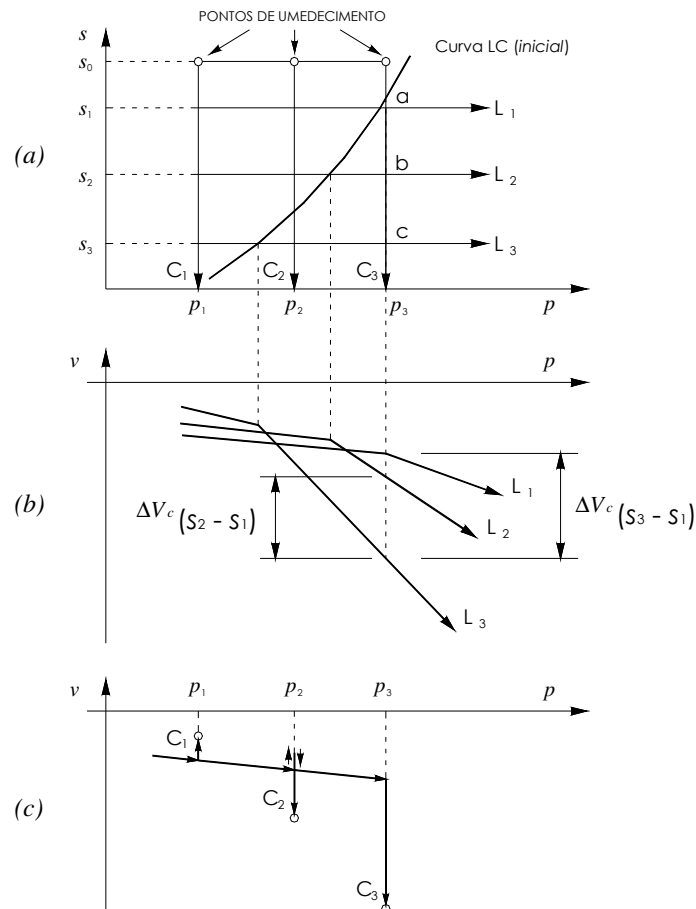


Fig. 2.9. Deformações de um solo não saturado diante de carregamento e de colapso (L e C): (a) trajetórias de tensões no plano (p, s) ; (b) Curvas de compressão; (c) Comportamento colapsível (Alonso et al. 1987).

Neste exemplo, três solos com sucções s_1 , s_2 e s_3 são carregados (*loading*). O trecho C_1 segue uma trajetória de umedecimento dentro do domínio elástico. No modelo hipotético ilustrado pelos autores, o solo é colapsível e pouco expansivo. Isto implica uma expansão elástica do solo sob baixas tensões durante sua inundação. No trecho C_2 , ao reduzir-se a sucção na zona elástica, num primeiro momento, o solo expande. Ao atingir a superfície de plastificação, pela redução da sucção, este sofre deformações de colapso.

No trecho C_3 , o solo está sob um estado de tensões elevado de sorte que, ao ser umedecido, não ocorre expansão alguma e sim, um colapso de grande magnitude. Este colapso, porém, não depende somente da tensão aplicada, mas da sucção inicial do solo. Ao se alterar a sucção de s_1 para s_3 (segmento *ac* da trajetória C_3), o solo deforma-se atingindo $\Delta V_c (s_3-s_1)$. Se o mesmo solo estivesse sendo carregado desde o início do ensaio com sucção s_2 , a variação volumétrica seria $\Delta V_c (s_2-s_1)$ (segmento *bc* da trajetória C_3), onde $\Delta V_c (s_3-s_1) > \Delta V_c (s_2-s_1)$.

Resultados também mostram que um solo não saturado também pode deformar-se irreversivelmente se a sucção aplicada exceder a máxima sucção imposta a ele anteriormente. Neste caso, outra curva de escoamento ou plastificação é estabelecida no plano (p , s). Chamada de SI (*suction increase*), esta curva é representada por uma linha horizontal paralela ao eixo p . Na Fig. 2.10 tal condição é ilustrada através de um ciclo de umedecimento e secagem.

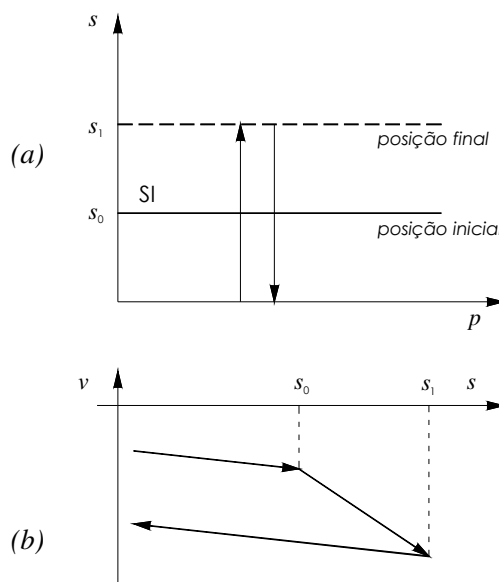


Fig. 2.10 (a) Ciclos de umedecimento e secagem no plano (p , s); (b) Mudança de volume do solo (contração e expansão) pela variação da sucção (Alonso et al. 1987).

Na Fig. 2.11 (a), os limites definidos pelas curvas SI e LC são acoplados, isto é, se a sucção do solo induzir o deslocamento de uma curva limite, a outra curva também será deslocada. Uma vez excedido o limite elástico, o solo se deformará plasticamente e as curvas limites SI e LC serão transladadas para uma nova posição no espaço (p, s) .

Josa et al. (1987) concluem que o efeito do acoplamento das superfícies é o principal responsável para a falta de unicidade das superfícies de estado. A descrição da variação volumétrica de um solo não saturado no espaço tri-dimensional (p, s, v) constitui uma superfície de estado. Esta superfície é capaz de descrever, por exemplo, a transição entre o comportamento expansivo e colapsível do solo sob o aumento das tensões externas aplicadas. No entanto, é incapaz de estabelecer uma relação de unicidade, pois diferentes trajetórias de tensões não levam a mesma deformação final. Na Fig. 2.11 (a), Alonso et al. (1987) consideram a unicidade para simplificar a representatividade das variáveis envolvidas no fenômeno de colapso sob as diferentes trajetórias de tensões.

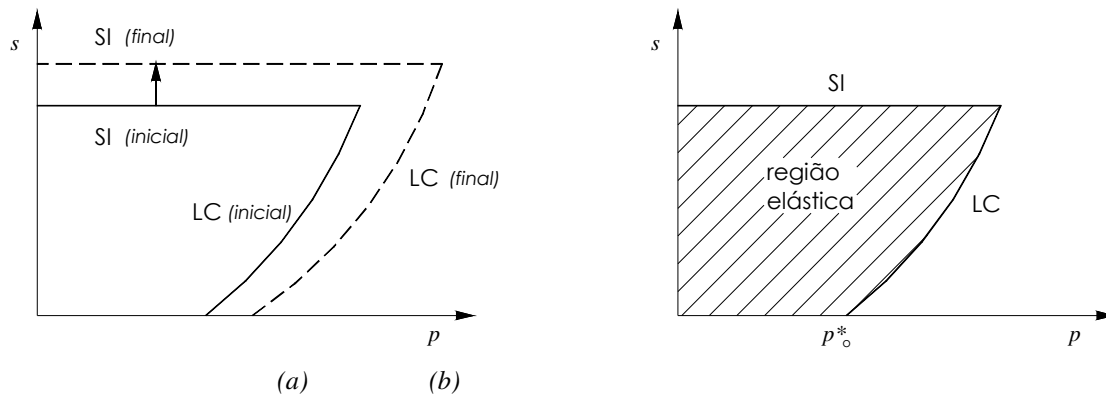


Fig. 2.11 (a) Acoplamento entre as curvas LC e SI; (b) definição da região elástica do solo (Alonso et al. 1987).

Na Fig. 2.11 (b), a variação volumétrica de um solo não saturado, sob um estado de tensão isotrópica ou confinada, é, portanto, compreendida pelas curvas SI (*suction increase*) e LC (*loading collapse*). Estas curvas representam situações de carregamento e de sucção já experimentados por um solo, de sorte que a área hachurada entre as curvas SI e LC definem uma área de comportamento elástico do solo.

Nas Fig. 2.12 (a) e (b) mostram-se respostas qualitativas do modelo de Alonso et al. (1987) diante de mudanças de p e s em algumas trajetórias de tensões.

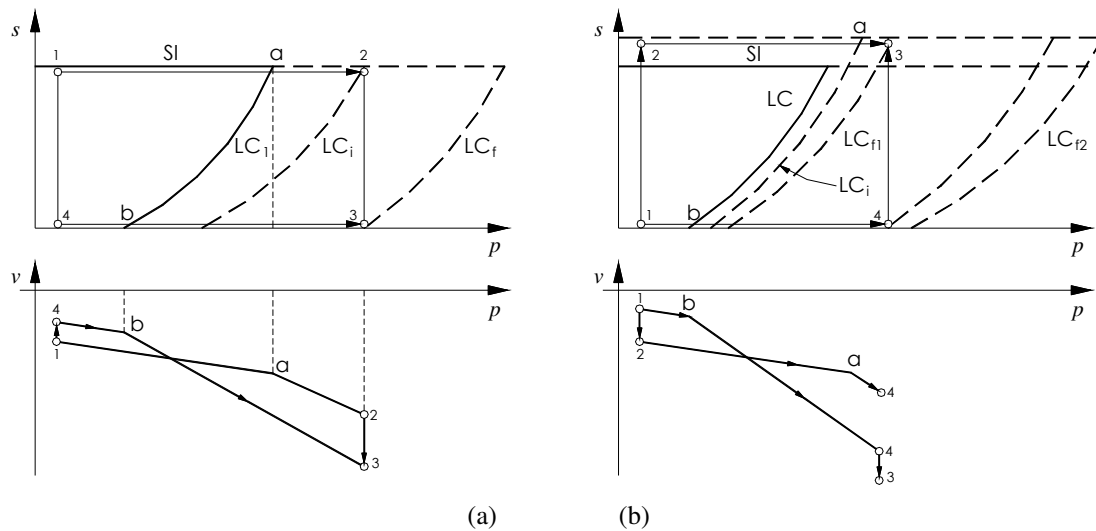


Fig. 2.12 (a) Deformações volumétricas de solo para as trajetórias alternativas de (a) carregamento e umedecimento e (b) carregamento e secagem (Alonso et al. 1987).

Na Fig. 2.12 (a), duas trajetórias iniciam-se de um ponto comum (1) com um valor de sucção e uma baixa tensão aplicada. A trajetória (1-2-3) envolve um acréscimo do carregamento aplicado (1-2) seguido de um aumento do teor de umidade (2-3). A trajetória (1-4-3) ilustra o umedecimento do solo sob baixas tensões (1-4), seguido do aumento do carregamento com o solo saturado (4-3).

Na trajetória (1-2) o solo é inicialmente carregado elasticamente sob sucção constante até o ponto *a*. Ao passar deste ponto, o solo deforma-se plasticamente e a curva de escoamento é deslocada de LC_1 para LC_i . A trajetória (2-3) induz um colapso ao solo, deslocando a curva de escoamento de LC_i para LC_f . A expansão da curva de escoamento, por mudanças de p ou de s , causa um aumento da região elástica do solo no plano (p, s).

A trajetória (1-4-3) inicia-se com um pequeno aumento de volume elástico (1-4) e um subsequente acréscimo de tensão com sucção próxima a zero (saturação). Quando a curva de escoamento atinge o ponto *b*, o solo começa a se deformar plasticamente e a curva LC será então deslocada até atingir uma nova posição compatível com o nível de carregamento do solo, neste caso correspondente à posição LC_f .

Considerando-se agora a seqüência de carregamentos ilustrada na Fig. 2.12 (b), verifica-se a existência de duas trajetórias que são iniciadas a partir de um ponto comum (1), representado por baixos valores de sucção e de tensão aplicada.

A trajetória (1-2-3) envolve um acréscimo da sucção (1-2) que causa uma compressão elástica e, se a sucção imposta exceder a máxima sucção já suportada pelo solo, uma compressão plástica. Ao ultrapassar a curva SI, sua posição é alterada, arrastando conjuntamente a curva LC para LC_i devido ao efeito do acoplamento. O carregamento no trecho (2-3) desloca a superfície LC de LC_i para LC_{f1} .

Se a amostra for inicialmente carregada sob condições de saturação até o ponto 4 e na seqüência, a sucção for aumentada até o ponto 3, as curvas de escoamento SI e LC se moverão, sob efeito de acoplamento, resultando em LC_{f2} , desde que a sucção imposta ultrapasse a posição original da curva SI.

A curvatura acentuada da curva LC descreve a colapsibilidade de um solo. O aumento da sucção contribui para o aumento da rigidez do solo e da tensão de pré-adensamento. Quando não há variação da tensão de pré-adensamento com mudanças de sucção, considera-se que o solo não é colapsível. Daí conclui-se que, a curva LC, para solos não colapsíveis, torna-se uma reta paralela ao eixo s , pois, os valores da tensão de pré-adensamento do solo não variam com a sucção.

Diante do exposto, Alonso et al. (1990) apresentam resultados de deformações volumétricas induzidas pelo umedecimento e por acréscimos de carregamento, numa seqüência de trajetórias de tensões aplicadas a um solo colapsível em ensaios de compressão isotrópica.

As trajetórias de tensões e a posição inicial das curvas de escoamento (LC_i e SI_i) estão indicadas na Fig. 2.13 (a), ($p_o^* = 0,2$ MPa; $s_o = 0,3$ MPa). Três trajetórias de umedecimento, AB, CD e EF (1,2 e 3) iniciam-se da sucção inicial, $s_i = 0,2$ MPa em três diferentes tensões confinantes, ($p = 0,15$; $0,35$ e $0,6$ MPa). Estas trajetórias conduzem a deformações volumétricas ilustradas na Fig. 2.13 (b).

A trajetória de umedecimento AB ocorre dentro da região elástica, ocasionando uma pequena expansão contínua, segmento AB da Fig. 2.13 (b). Já a trajetória CD inicia-se após ter-se aplicado o carregamento (AC). A aplicação de tensões, representada pelo trecho AC, causa uma expansão da superfície de escoamento LC após tocá-la, isto é, o solo acumula deformações plásticas (irreversíveis) após ultrapassar a tensão de pré-adensamento virtual para aquele valor de sucção. Durante o umedecimento, o colapso do solo inicia-se devido à redução da sucção, trecho CD da Fig. 2.13 (b).

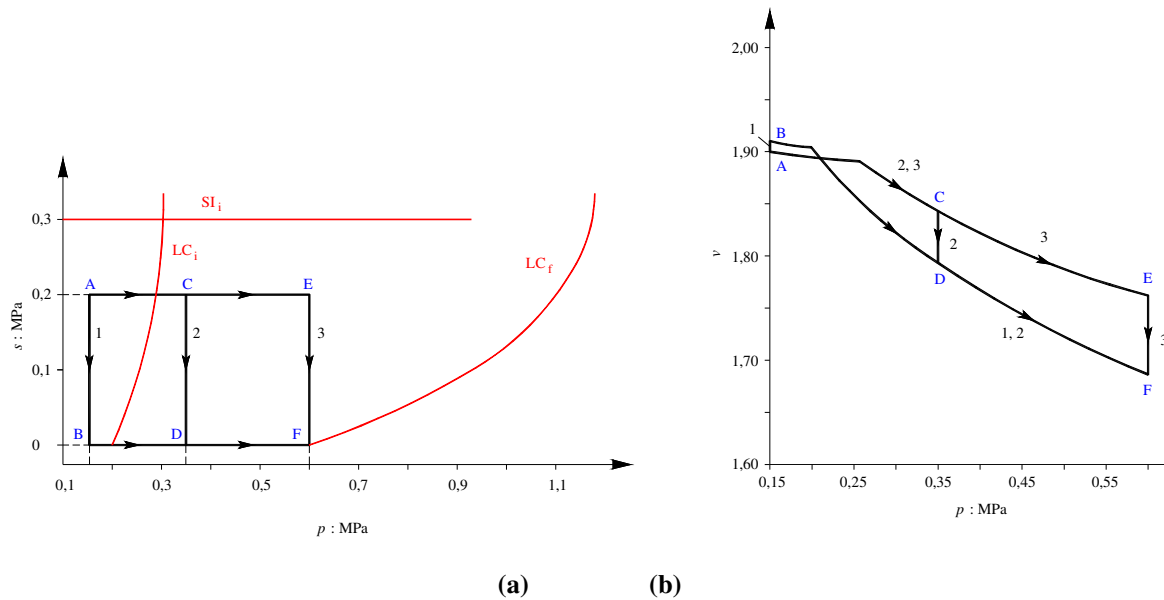


Fig. 2.13 (a) Trajetórias de tensões, (b) Curvas de compressão isotrópica (Alonso et al. 1990).

A trajetória EF inicia-se após aplicação de um elevado carregamento. Análogo ao trecho CD, esta trajetória também provoca deformações de colapso. Tais deformações, porém, são de maior magnitude considerando-se que o solo, nesta sucção, é capaz de suportar elevadas tensões sem apresentar grande variação volumétrica.

Diversas trajetórias de tensões ainda podem ser simuladas, citando-se como exemplo, os trechos BD e DF. Nestes dois casos, o solo saturado ($s \approx 0$ MPa) é solicitado por incrementos de carregamento, expandindo a superfície LC para LC_f .

Em síntese, conclui-se que o colapso dos solos ocorre devido à redução da sucção sob um carregamento externo. Alguns destes solos têm, em suas estruturas, agentes cimentantes solúveis em água constituídos, por exemplo, por óxidos de ferro e carbonatos entre as partículas maiores, o que também lhes auxilia na metaestabilidade estrutural. Mas apesar da existência desses cimentos em alguns solos, tem-se constatado que a sucção é a principal responsável pelo mecanismo de colapso dos solos colapsíveis.

3. MODELAGEM EM SOLOS NÃO SATURADOS

3.1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o crescente interesse na extensão dos modelos constitutivos tem impulsionado pesquisadores para o estudo do comportamento dos solos não saturados. Como decorrência desse esforço, modelos constitutivos e ajustes matemáticos surgiram para reproduzir o comportamento desses solos, tais como: as superfícies de estado: (Fredlund, 1979; Lloret & Alonso, 1980, 1985); os modelos elásticos: (Coleman, 1962; Fredlund, 1979); e os modelos elastoplásticos: (Alonso et al., 1990; Wheeler & Sivakumar, 1995; Cui & Delage, 1996; Gallipoli et al., 2003), por exemplo.

Nesses estudos, tradicionalmente a sucção ($u_a - u_w$) e as tensões ($\sigma - u_a$ ou $p - u_a$) são assumidas como variáveis de estado ou variáveis independentes do problema, partindo do pressuposto de que a sucção aumenta a rigidez do solo devido a ações intergranulares que são responsáveis por manter as partículas de solo mais fortemente unidas.

Apesar das limitações que corriqueiramente cercam esses modelos constitutivos, os modelos elásticos e as superfícies de estado têm contribuído para o desenvolvimento da mecânica dos solos não saturados. Contudo, discutir as características de cada um desses modelos não faz parte do escopo desta tese. Este trabalho está fundamentado nas bases da teoria da plasticidade e, deste modo, somente os modelos elastoplásticos serão discutidos.

Neste sentido, o Modelo Básico de Barcelona (BBM) de Alonso et al. (1990) é considerado uma referência importante. Este modelo foi desenvolvido com base na teoria dos estados críticos e tem como principais vantagens: a capacidade de reproduzir fenômenos como colapso e expansão sob diferentes trajetórias de tensão e sucção; e a capacidade de resolver problemas de compressibilidade e resistência de forma acoplada.

Na seção 3.2, a formulação matemática do BBM é descrita com detalhes.

3.2. MODELO BÁSICO DE BARCELONA (BBM)

Alonso et al. (1987) apresentam um estudo teórico em que diferentes características de solos não saturados são analisadas de um modo acoplado. Deste estudo, mostrado na seção 2.8, um modelo elastoplástico, denominado Modelo Básico de Barcelona, foi proposto para representar o comportamento tensão/deformação dos solos.

3.2.1. Formulação do Modelo para Estado de Tensões Isotrópico

Este modelo foi elaborado para estado triaxial de tensões (de compressão hidrostática), onde p é a tensão octaédrica ou tensão média (Eq. 3.1).

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.1)$$

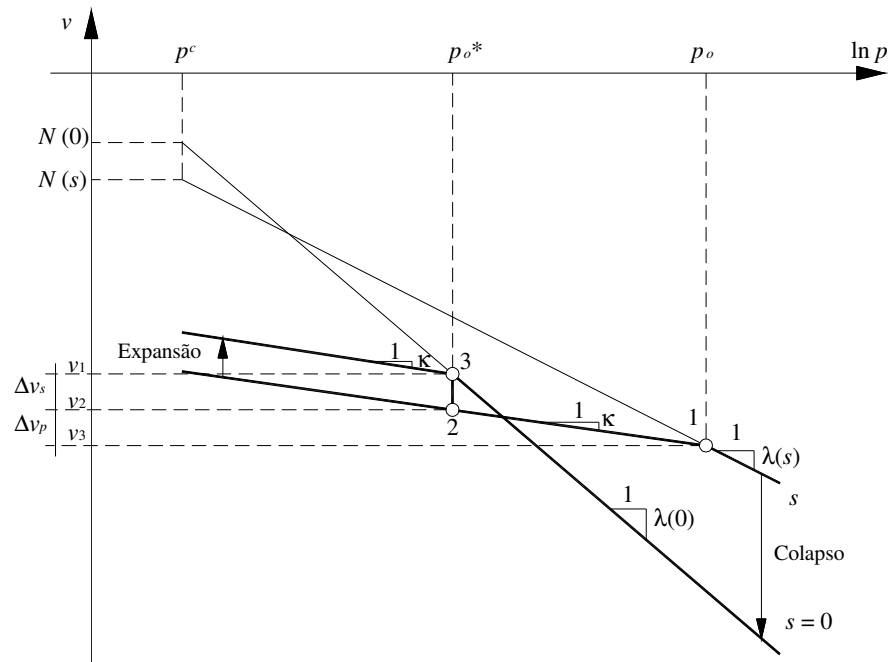
Tal fato, no entanto, não impede que o modelo seja ajustado para o estado de tensões K_o (de compressão confinada). Caso isto ocorra, torna-se necessário substituir a variável de estado p por σ_v .

O desenvolvimento matemático do modelo constitutivo está idealizado na Fig. 3.1, onde dois corpos-de-prova (idênticos), o primeiro saturado e o segundo submetido a um valor de sucção constante, são carregados no trecho virgem da reta de compressão. O corpo-de-prova não saturado é solicitado até a tensão p_o (ponto 1). A partir deste ponto procede-se o descarregamento à sucção constante até a tensão p_o^* (ponto 2). O corpo-de-prova não saturado é umedecido mantendo-se a tensão p_o^* até que atinja o ponto 3 sofrendo expansão. O corpo-de-prova saturado é solicitado até a tensão p_o^* também alcançando o ponto 3.

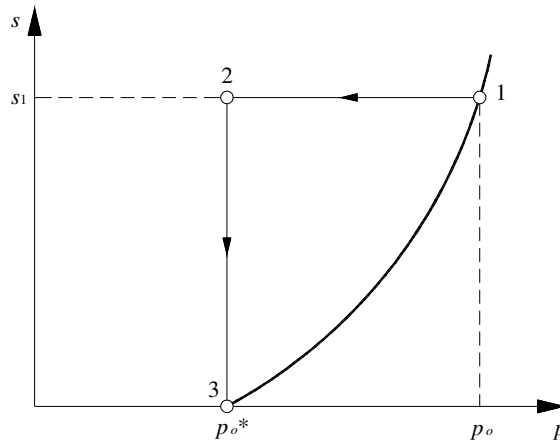
Considerando o ensaio, onde o corpo-de-prova a uma dada sucção está sujeito a acréscimos de tensões ao longo de seu estado virgem, o volume específico ($v = 1 + e$) será:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{P}{p^c} \quad (3.2)$$

em que, p^c é a tensão de referência para $v = N(s)$; $N(s)$ é o volume específico para $p = p^c$; $\lambda(s)$ é um parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção s .



(a)



(b)

Fig. 3.1. Relação entre tensões de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) curvas de compressão para solos saturado e não saturado; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p, s) (Alonso et al., 1990).

Admitindo os volumes específicos dos pontos 1 e 3 da Fig. 3.1 torna-se possível relacionar seus valores utilizando a equação:

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \quad (3.3)$$

em que, v_1 é o volume específico no ponto 1; v_3 é o volume específico no ponto 3; Δv_p é a variação de volume específico devido à variação de p ; e Δv_s é a variação de volume específico devido à variação de s .

Para o descarregamento e recarregamento a sucção constante, a variação de volume no domínio elástico é dada pela Eq. 3.4:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (3.4)$$

em que, κ é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões.

As deformações provocadas pelo umedecimento também ocorrem dentro do domínio elástico, conforme a expressão:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (3.5)$$

em que, κ_s é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção; e p_{atm} é a pressão atmosférica.

Modificando as Eq. 3.4 e 3.5 por expressões logarítmicas equivalentes e substituindo-as ao lado da Eq. 3.2 na Eq. 3.3, tem-se:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_o}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_o}{p_o^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \cdot \ln \frac{p_o^*}{p^c} \quad (3.6)$$

em que, $\lambda(0)$ é o parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada; $N(0)$ é o volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada.

A Eq. 3.6 demonstra a relação entre p_o e s como uma função de alguns valores de tensões de referência (p_o^* , p^c) e alguns parâmetros do solo ($N(s)$, $\lambda(s)$, κ , κ_s). A escolha conveniente de p^c e $N(s)$ para simplificar a Eq. 3.6 é assumir:

$$\Delta v(p^c) \Big|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (3.7)$$

Substituindo a Eq. 3.7 na Eq. 3.6, a seguinte relação é obtida:

$$\frac{p_o}{p^c} = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (3.8)$$

A Eq. 3.8 descreve a variação da tensão de pré-adensamento com a sucção. Esta função, conhecida como curva LC, define a fronteira do domínio elástico e prediz deformações irreversíveis para trajetórias de carregamento e de colapso no plano (p, s) .

O aumento da rigidez do solo com a sucção consiste na inclusão de uma equação que descreve uma rigidez máxima assintótica (Eq. 3.9):

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (3.9)$$

em que, β é um parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção;

$$\text{e } r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}.$$

Deste modo, a determinação dos parâmetros β e r , calculados pela Eq. 3.9, permite relacionar cada valor de sucção a um respectivo valor de $\lambda(s)$. Os valores de $\lambda(s)$ calculados em associação com $\lambda(0)$, p^c e κ , obtidos experimentalmente, tornam possível o cálculo da curva de escoamento LC no plano (p, s) .

A variação de volume específico devido à variação da sucção depende do histórico de sucção do solo. Para valores elevados de sucção o solo pode deformar-se irreversivelmente. Neste caso, uma outra curva, denominada SI (*suction increase*), demarca a região elástica do solo, indicando o valor a partir do qual se têm deformações plásticas por incrementos de sucção. Neste caso, a variação de volume específico é dada pela Eq. 3.10:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (3.10)$$

em que, λ_s é o parâmetro de compressão plástico do solo para variações de sucção.

3.2.2. Leis de Endurecimento

O aumento do carregamento p na região elástica induz a uma deformação volumétrica elástica compressiva (de valor positivo) dada por:

$$d\epsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \cdot \frac{dp}{p} \quad (3.11)$$

Se a tensão p atingir o valor de escoamento p_o na curva LC, a deformação volumétrica total pode ser calculada a partir da Eq. 3.12:

$$d\epsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad (3.12)$$

Por consequência a componente plástica da deformação volumétrica será dada por:

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad (3.13)$$

Considerando a Eq. 3.8, que define a curva de escoamento LC, a deformação volumétrica plástica será dada também por:

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad (3.14)$$

Similarmente, um aumento da sucção na região elástica induz a uma deformação volumétrica elástica compressiva (de valor positivo) dada por:

$$d\epsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa_s}{v} \cdot \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (3.15)$$

Se a sucção s atingir o valor de escoamento s_o na curva SI, as deformações volumétrica total e plástica será:

$$d\epsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \cdot \frac{ds_o}{(s_o + p_{atm})} \quad (3.16)$$

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \cdot \frac{ds_o}{(s_o + p_{atm})} \quad (3.17)$$

As deformações irreversíveis (plásticas) são governadas pelas Eq. 3.14 e 3.17. Este tipo de endurecimento implica uma movimentação independente de ambas as curvas de escoamento no plano de tensões (p, s). No entanto, resultados experimentais de Josa et al. (1987) indicam interdependência entre as curvas SI e LC. Por isto, Alonso et al. (1990) sugerem que a movimentação destas curvas seja controlada pela deformação plástica total:

$$d\epsilon_v^p = d\epsilon_{vs}^p + d\epsilon_{vp}^p \quad (3.18)$$

em que, $d\epsilon_v^p$ é o incremento de deformação volumétrica plástica; $d\epsilon_{vs}^p$ é o incremento de deformação volumétrica plástica associada a curva de escoamento SI; e $d\epsilon_{vp}^p$ é o incremento de deformação volumétrica plástica associada a curva de escoamento LC.

Então, das Eq. 3.14 e 3.17 as leis de endurecimento propostas são as seguintes:

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad (3.19)$$

$$\frac{ds_o}{(s_o + p_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (3.20)$$

3.2.3. Modelo para Estados de Tensões Triaxiais

Na formulação do modelo, um terceiro parâmetro é incorporado para incluir o efeito das tensões cisalhantes:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.21)$$

O estado de deformação é definido pela deformação volumétrica, ϵ_v , e pela deformação cisalhante, ϵ_s :

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 \quad (3.22)$$

$$\epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad (3.23)$$

Este modelo é uma extensão do modelo Cam-Clay modificado, uma vez que engloba o efeito da sucção. Portanto, o solo saturado é um caso particular do solo não saturado e, nesta condição, o BBM se reduz ao modelo Cam-Clay modificado.

A curva de escoamento no plano (p, q) descreve uma elipse, tendo seu espraiamento provocado pelo aumento da tensão de pré-adensamento e da coesão do solo com a sucção. Para determinar esta elipse é necessário definir estados de ruptura específicos de corpos-de-prova ensaiados sob diferentes trajetórias de tensões.

Na Fig. 3.2, S_1 e S_2 são curvas de escoamento do solo para diferentes valores de sucção (S_1 para $s = 0$ kPa), p_o^* é a tensão de pré-adensamento do solo na condição saturada,

p_o é a tensão de pré-adensamento do solo para um valor de sucção, M é a inclinação da projeção da linha de estados críticos (LEC).

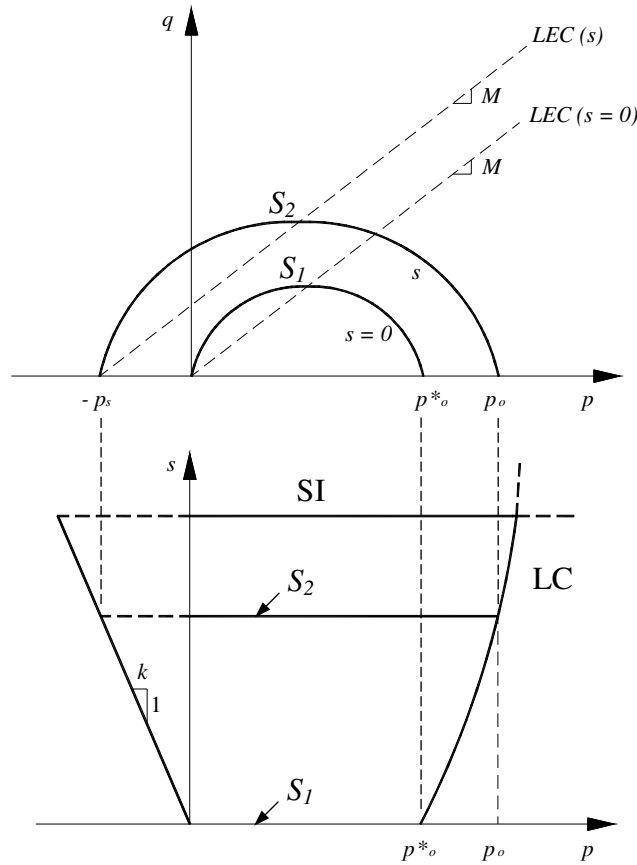


Fig. 3.2 (a) Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (Alonso et al. 1990).

O efeito da sucção é representado pelo aumento da coesão, mantendo constante a inclinação da linha de estados críticos, M . O acréscimo de coesão segue uma relação linear com a sucção de acordo com a seguinte expressão:

$$p = -p_s = -k \cdot s \quad (3.24)$$

em que, k é uma constante que descreve o acréscimo de coesão com a sucção.

A elipse passa pelos pontos $-p_s$ e p_o e é dada pela Eq. 3.25:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (3.25)$$

A curva de escoamento SI se estende à região $q < 0$ por meio de um plano paralelo ao eixo q . A Fig. 3.3 mostra a vista tridimensional das superfícies de escoamento no espaço (p, q, s) .

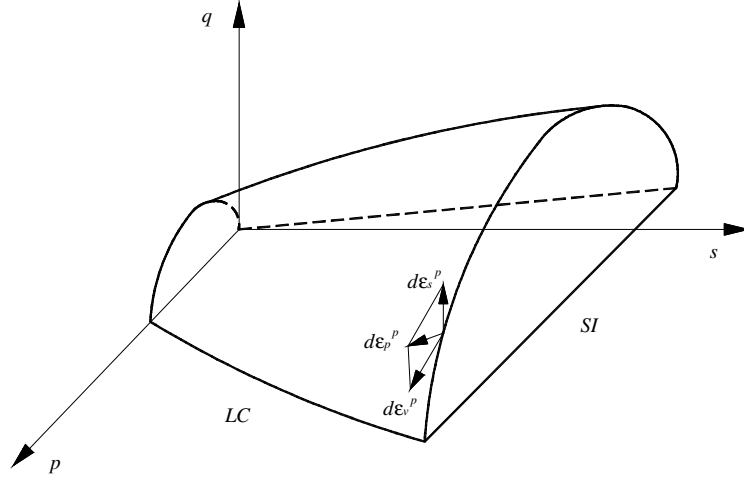


Fig. 3.3 (a) Vista tridimensional das curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (Alonso et al. 1990).

O modelo sugere uma lei de fluxo não associada (Eq. 3.26) aos planos de sucção constante, considerando a direção dos incrementos de deformação plástica associados com a superfície de escoamento.

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_o)} \quad (3.26)$$

O parâmetro α é escolhido de tal modo que a lei de fluxo seja capaz de prever deformações laterais nulas para estados de tensões correspondentes a condição K_o de Jack (1948):

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi' = \frac{(6 - 2M)}{(6 + M)} \quad (3.27)$$

Portanto, para obter deformações laterais nulas tem-se:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \left(\frac{2}{3}\right) \cdot \left\{ \frac{1}{\left[1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}\right]} \right\} \quad (3.28)$$

Por simplificação, ao desprezar incrementos de deformação cisalhante $d\varepsilon_s^e$, o estado de tensões que satisfaz a condição K_o é dado pela Eq. (3.29).

$$\left(\frac{q}{p + p_s} \right) = \frac{3(1 - \kappa_o)}{(1 + 2K_o)} \quad (3.29)$$

A partir das Eq. 3.7, 3.26 e 3.29, chega-se à Eq. 3.30:

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \left\{ \frac{1}{\left[1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)} \right]} \right\} \quad (3.30)$$

As componentes de deformação plástica associadas com a curva de escoamento LC são $(d\varepsilon_{vp}^p, d\varepsilon_s^p)$. Para a curva de escoamento SI ($s = s_o$, constante) o vetor de incremento de deformação plástica induzido por acréscimos de sucção é $(d\varepsilon_{vs}^p, 0)$, onde $d\varepsilon_{vs}^p$ é dado pela Eq. 3.17.

As deformações elásticas $d\varepsilon_s^e = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e)$ induzidas por mudanças em q são computadas através do módulo cisalhante:

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3} G \right) dq \quad (3.31)$$

3.3. OUTROS MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

O Modelo Básico de Barcelona (BBM) introduziu uma nova visão sobre a modelagem em solos não saturados de tal modo que representou um marco para o desenvolvimento de novos modelos elastoplásticos.

Balmaceda (1991) sugeriu mudanças na formulação do BBM. O autor desenvolveu novas equações, porém, mais complexas e com mais variáveis para a construção das curvas de escoamento. Esta mudança esteve voltada para a reprodução de colapsos decrescentes para solos submetidos a carregamentos elevados.

Wheeler & Sivakumar (1995) formularam um modelo com dados de ensaios triaxiais com sucção controlada sob a técnica de translação de eixos em amostras de um

caulim compactado. O modelo proposto é definido em termos de quatro variáveis de estado: tensão média líquida, tensão desvio, sucção e volume específico. O modelo prevê o aumento de $\lambda(s)$ com a sucção, divergindo do modelo BBM que prevê a redução. No plano (p, q) , a curva de escoamento possui a forma de elipse até certo trecho, pois a região elástica restringe-se à linha de estados críticos.

Cui & Delage (1996) idealizaram um modelo mecânico a partir de um programa de ensaios experimentais realizado com equipamentos triaxiais com sucção controlada osmoticamente. O material estudado é um silte compactado estaticamente. No modelo, a curva de escoamento LC e o parâmetro $\lambda(s)$ são calculados com as mesmas equações de Alonso et al. (1990), Eq. 3.8 e 3.9. A diferença está na curva de escoamento elíptica no plano de tensão (p, q) . A elipse é inclinada sobre a linha de compressão K_o . Assim, a tensão de pré-adensamento obtida sob trajetória K_o é superior à tensão de pré-adensamento obtida isotropicamente. Os autores discutem ainda similaridades do comportamento de alguns solos e a aplicabilidade do modelo a solos compactados e a solos naturais fofos.

Alonso et al. (1999) apresentaram um modelo mecânico para argilas expansivas, onde dois níveis estruturais são considerados. Neste modelo, o comportamento da macroestrutura segue o modelo de Alonso et al. (1990), enquanto o comportamento microestrutural parte do trabalho de Gens & Alonso (1992), considerando a possibilidade dos microporos estarem parcialmente saturados. Neste modelo, a expansão microestrutural afeta o arranjo estrutural da macroestrutura, induzindo um acréscimo do índice de vazios e . Reciprocamente, a retração microestrutural induz decréscimo de e . A fim de reproduzir este fenômeno, duas curvas de escoamento paralelas e inclinadas foram introduzidas no plano de tensões (p, s) , a saber: SI (*suction increase*) e SD (*suction decrease*). Estas curvas definem o começo das deformações volumétricas plásticas macroestruturais devidas, respectivamente, à expansão e à retração microestrutural.

Gallipoli et al. (2003) apresentaram um modelo hidro-mecânico para solos não saturados que implicitamente leva em consideração o mecanismo com que a sucção afeta o comportamento mecânico, assim como sua dependência com o grau de saturação. O modelo proposto foi formulado em termos de duas variáveis constitutivas diretamente relacionadas a estes mecanismos de sucção: tensão média do esqueleto sólido, que inclui a pressão média de fluido sobre os poros do solo, e uma variável constitutiva escalar,

relacionada à magnitude do efeito de vínculo exercido pelos meniscos de água nos contatos inter-partículas. Os autores constataram que o comportamento irreversível em ciclos de umedecimento e secagem é bem reproduzido pelo modelo, embora somente uma superfície de escoamento seja usada na sua formulação. Além disso, colapsos decrescentes para altos valores de tensão são reproduzidos pelo modelo.

No Brasil, Machado & Vilar (1997) discutem o comportamento colapsível dos solos brasileiros estudados em diferentes regiões do país. Os autores, concluem que os solos apresentam comportamentos semelhantes, com colapsos crescentes em resposta à aplicação de cargas, atingindo um valor máximo para depois decrescer.

Futai (1997) propôs um modelo mecânico fundamentado nos modelos de Alonso et al. (1990) e de Wheeler & Sivakumar (1995). O autor desenvolveu o modelo com base em ensaios edométricos com sucção controlada, executados com solo natural, um latossolo vermelho argiloso, de Campo Novo dos Parecis, Estado de Mato Grosso. O modelo considera tanto os casos onde o parâmetro $\lambda(s)$ é crescente, quanto os casos onde ele é decrescente. Ademais, o parâmetro κ , considerado constante na maioria dos outros modelos, é dependente da sucção, sendo calculado da mesma forma que $\lambda(s)$. O modelo considera $\kappa(s)$ decrescente com a sucção, o que demonstra que a rigidez do solo aumenta dentro do domínio elástico.

Machado (1998) apresenta um modelo mecânico baseado nos modelos de Alonso et al. (1990) e de Balmaceda (1991). O autor concebeu o modelo através de ensaios edométricos e de compressão triaxial ambos com sucção controlada, realizados com amostras indeformadas de uma areia argilosa de São Carlos, Estado de São Paulo. Neste modelo, o parâmetro $\lambda(s)$ é representado por uma função hiperbólica, pelo fato de que esta prevê um valor limite para o índice de compressão do solo com a sucção, o que está de acordo com os resultados experimentais observados pelo autor. No plano de tensões (p, s), a expansão da curva LC prevista pelo modelo proposto torna esta cada vez menos inclinada com o avanço da plastificação, permitindo a reprodução de colapsos decrescentes para altos valores de carga aplicados no solo.

3.4. MODELAGEM COMPUTACIONAL

A sofisticação das obras geotécnicas tem se deparado nas últimas décadas com a exigência de respostas mais refinadas com relação àquelas geradas no passado. No meio acadêmico, a necessidade de obtenção de respostas cada vez mais sofisticadas traz consigo a cobrança de tratar e, ainda, conceber soluções de problemas complexos num tempo sucessivamente menor e a um menor custo.

Na abordagem computacional, os problemas complexos demandam grande esforço de cálculo, a partir do estabelecimento de modelos matemáticos. Esses modelos, constituídos a partir de modelos fenomenológicos, incidem em sistemas de equações diferenciais com grande número de incógnitas, exigindo amplo esforço computacional nas suas soluções. Deste modo, tais problemas tratam de um elevado número de variáveis e apóiam-se no uso de métodos numéricos associados a ferramentas computacionais e às técnicas de programação avançadas, apropriadas à otimização da busca das soluções.

Os métodos estudados mais difundidos na modelagem computacional com direcionamento à solução de problemas típicos das engenharias são métodos de elementos finitos, métodos dos elementos de contorno, método dos volumes finitos e métodos das diferenças finitas.

Na solução de um problema do tipo tensão/deformação-fluxo, isto é, um problema de colapso de solos, por exemplo, é requerida uma formulação matemática compatível das condições de contorno, das condições iniciais e dos modelos constitutivos dos materiais, aliada a uma ferramenta de cálculo eficiente. Em geral, as principais equações utilizadas na solução de problemas acoplados são as equações de equilíbrio, as condições de contorno e as condições de compatibilidade de deslocamentos, deformações e fluxo, além das leis constitutivas que regem o comportamento dos materiais.

Nesta pesquisa, a modelagem computacional esteve voltada para simulação numérica de colapsos de solo observados em Pereira Barreto-SP, empregando-se o programa Code_Bright (CB).

Portanto, as principais características desse programa são apresentadas a seguir na seção 3.5.

3.5. PROGRAMA CODE_BRIGHT (CB)

O Code_Bright (CB) é um programa, baseado no método de elementos finitos (MEF), capaz de resolver problemas acoplados em meios geológicos. Este programa foi desenvolvido por Olivella et al. (1994) e a primeira versão foi apresentada com o propósito de solucionar problemas relacionados a materiais salinos num contexto de disposição de resíduos nucleares. Posteriormente, sua aplicação estendeu-se à modelagem de sistemas de barreiras de proteção ambiental, *liners*, transporte de solutos, aterros, escavações, barragens de terra, pavimentação, solos colapsíveis e solos expansivos.

Está escrito em FORTRAN, é composto por várias sub-rotinas e utiliza o sistema GiD¹ como interface gráfica para a visualização dos resultados das simulações numéricas. As informações necessárias para as simulações incluem ainda definições geométricas, que utiliza o sistema CAD (*Computer Aided Design*).

O programa tem como principais características: a opção para resolver problemas não acoplados e acoplados, tais como: hidro-mecânico (HM), termo-mecânico (TM), hidro-térmico (HT), termo-hidro-mecânico (THM) e termo-hidro-mecânico e químico (THMC); a alternativa para diferentes tipos de análises: unidimensional (uniaxial e axi-simétrico), bidimensional (deformação plana e axi-simétrico) e tridimensional; a possibilidade de aplicar vários tipos de elementos; a disposição de uma série de modelos constitutivos, sendo cada modelo definido com um grupo de parâmetros; as condições de contorno do problema mecânico (forças e taxas de deslocamentos em qualquer direção e em qualquer nó), do problema hidráulico (taxa de fluxo de massa de água e pressão de ar e de líquido-gás em qualquer nó) e do problema térmico (taxa de fluxo de calor e temperatura em qualquer nó); os critérios de convergência: tolerâncias para erro absoluto e relativo independente para cada incógnita; tolerância para convergência residual de cada problema, entre outros.

Na formulação dos problemas algumas suposições e aspectos são assumidos: o ar seco é considerado o principal elemento da fase gasosa. A lei de Henry é usada para expressar o equilíbrio do ar dissolvido; o equilíbrio térmico é assumido entre as fases. Isto significa que as três fases estão na mesma temperatura; a concentração de vapor está em

¹ Programa para pré e pós-processamento desenvolvido pelo *International Center for Numerical Methods in Engineering*, CIMNE.

equilíbrio com a fase líquida; as variáveis de estado (ou incógnitas) são: deslocamento de sólido, u (1, 2 ou 3-D), pressão de líquido, P_l , pressão de gás, P_g e temperatura, T ; o balanço de momento é reduzido para a equação do equilíbrio de tensões juntamente com o modelo constitutivo mecânico para relacionar tensões/deformações. Essas deformações são definidas em termos de deslocamento; pequenas deformações e taxas de pequenas deformações são assumidas como deformações de sólidos.

3.5.1. Equações de Balanço

No Code_Bright os problemas são formulados com uma aproximação multifásica, considerando o meio poroso composto de grãos sólidos, água e gás. Em função disso, as interações mútuas que ocorrem são consideradas simultaneamente entre os diferentes fenômenos. As propriedades térmicas, hidráulicas e mecânicas são levadas em consideração, interagindo entre si de um modo acoplado.

Na composição dos materiais, três fases são consideradas: fase sólida (mineral), fase líquida (água e ar dissolvido), fase gasosa (mistura de ar seco e vapor d'água) e três componentes são considerados: água, ar seco e calor.

Na solução do problema numérico, cada um desses componentes está associado a uma equação diferencial. Estas equações, denominadas equações de balanço, são oriundas essencialmente dos princípios da conservação da massa e do equilíbrio de tensões que são deduzidas em volumes de controle de dimensões infinitesimais. A solução dessas equações implica a determinação das variáveis de estado ou das incógnitas envolvidas no problema a ser calculado numericamente (vide Tabela 3.1).

Tabela 3.1. Equações de balanço e variáveis associadas.

Equação	Nome da Variável	Variável
Balanço da massa de água	Pressão de líquido	P_l (MPa)
Balanço da massa de ar	Pressão de gás	P_g (MPa)
Balanço de energia interna	Temperatura	T (°C)
Balanço da massa de sólidos	Porosidade	ϕ
Balanço de momento	Deslocamentos	$u = u_x + u_y + u_z$ (m)

Deste modo, o balanço de massa de água é dado como:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\begin{array}{c} \text{massa de água nas} \\ \text{fases líquida e gasosa} \end{array} \right) + \text{divergente} \cdot \left(\begin{array}{c} \text{fluxos totais} \\ \text{de água} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{fonte/sumidouro} \\ \text{de água} \end{array} \right), \text{ isto é,}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\omega_l^w \rho_l S_l \phi + \omega_g^w \rho_g S_g \phi) + \nabla \cdot (\mathbf{j}_l^w + \mathbf{j}_g^w) = f^w \quad (3.32)$$

em que, subscritos l e g referem-se ao líquido e ao gás, e o sobrescrito w à água; ω é a fração da massa (kg.kg^{-1}) de uma componente numa fase; ρ é a densidade (kg.m^{-3}) de uma fase; S é a saturação hidráulica ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$); ϕ é a porosidade ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$); \mathbf{j} ($\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$) é o fluxo total (advectivo, dispersivo e difusivo); f é o valor de massa excedente ($\text{kg.m}^{-3}.\text{s}^{-1}$); e $\nabla = \hat{i} \frac{\partial}{\partial x} + \hat{j} \frac{\partial}{\partial y} + \hat{k} \frac{\partial}{\partial z}$ (divergente).

Nota-se que o primeiro termo da Eq. (3.32) representa a mudança da massa de água na fase líquida, o segundo termo representa a mudança da massa de água na fase gasosa (isto é, vapor) e o terceiro e o quarto termos representam o transporte de água nas fases líquida e gasosa, respectivamente.

Análogo ao balanço de massa de água, o balanço de massa de ar pode ser dado como:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\begin{array}{c} \text{massa de ar nas} \\ \text{fases líquida e gasosa} \end{array} \right) + \text{divergente} \cdot \left(\begin{array}{c} \text{fluxos totais} \\ \text{de ar} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{fonte/sumidouro} \\ \text{de ar} \end{array} \right), \text{ isto é,}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\omega_l^a \rho_l S_l \phi + \omega_g^a \rho_g S_g \phi) + \nabla \cdot (\mathbf{j}_l^a + \mathbf{j}_g^a) = f^a \quad (3.33)$$

em que, sobrescrito a refere-se ao ar.

A equação do balanço de energia interna para meios porosos é estabelecida levando-se em consideração a energia interna de cada fase (E_s, E_l, E_g em J.kg^{-1}):

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\begin{array}{c} \text{energia interna nas fases} \\ \text{sólida, líquida e gasosa} \end{array} \right) + \text{divergente} \cdot \left(\begin{array}{c} \text{fluxos totais} \\ \text{de energia} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{fonte/sumidouro} \\ \text{de energia} \end{array} \right), \text{ isto é,}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (E_s \rho_s (1 - \phi) + E_l \rho_l S_l \phi + E_g \rho_g S_g \phi) + \nabla \cdot (\mathbf{i}_c + \mathbf{j}_{Es} + \mathbf{j}_{El} + \mathbf{j}_{Eg}) = f^e \quad (3.34)$$

em que, \mathbf{i}_c é o fluxo de energia ($\text{J}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$) devido à condução através do meio poroso; os fluxos (\mathbf{j}_{Es} , \mathbf{j}_{El} , \mathbf{j}_{Eg}) são fluxos advectivos ($\text{J}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$) de energia para cada fase causados pelo movimento de massa; e f^Q é o abastecimento energético interno/externo ($\text{J}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$).

O balanço da massa de sólidos é dado como:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\text{massa de sólido}) + \text{divergente} \cdot \begin{pmatrix} \text{fluxos totais} \\ \text{de sólido} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \text{fonte/sumidouro} \\ \text{de sólidos} \end{pmatrix}, \text{ isto é,}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\theta_s(1-\phi)) + \nabla \cdot (\mathbf{j}_s) = 0 \quad (3.35)$$

em que, subscripto s refere-se ao sólido; θ é a massa contida por unidade de volume da fase.

O balanço de momento se reduz ao equilíbrio de tensões (Eq. 3.36), desprezando as forças inerciais e supondo tratar de um problema quase-estático sob hipótese de pequenas deformações. Esta equação é obtida em um volume de controle diferencial semelhante ao cubo mostrado na Fig. 3.4.

$$\text{Divergente} \begin{pmatrix} \text{tensor de} \\ \text{tensões totais} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \text{vetor de} \\ \text{forças mássicas} \end{pmatrix} = \text{vetor} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \text{ isto é,}$$

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + b = 0 \quad (3.36)$$

em que, $\boldsymbol{\sigma}$: tensor de tensões totais; e b é o vetor de forças mássicas do volume de controle.

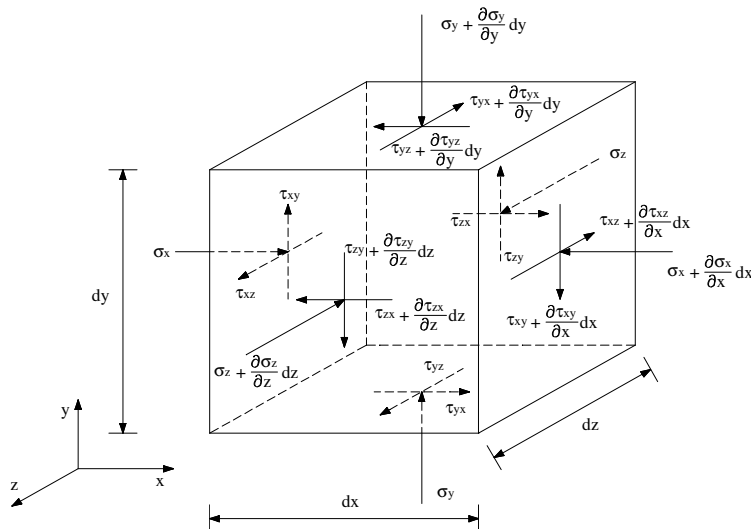


Fig. 3.4. Tensões atuantes em um volume de controle diferencial.

3.5.2. Equações Constitutivas

O grupo de equações constitutivas é requerido para expressar diversos parâmetros ou variáveis dependentes das equações de balanço de massa (ω , ρ , S , E , \mathbf{j} , \mathbf{i}_c , etc) como funções das variáveis de estado ou variáveis independentes (P_l , P_g e T). Exemplos dessas equações constitutivas são: Lei de Darcy (Eq. 3.37) que relaciona fluxos advectivos de líquido e de gás para gradientes de pressão; Lei de Fourier (Eq. 3.38) que relaciona fluxo condutivo de calor para gradientes de temperatura; curva de retenção de água do solo (Eq. 3.39) que relaciona grau de saturação com sucção ($P_g - P_l$ ou $u_a - u_w$); permeabilidade relativa da fase líquida e da fase gasosa (Eq. 3.40 e 3.41); e a Lei Psicrométrica (Eq. 3.42) que relaciona massa de vapor com sucção e temperatura.

$$\mathbf{q}_l = -\frac{\mathbf{k}k_{rl}}{\mu_l}(\nabla P_l - \rho_l \mathbf{g}) \quad \text{e} \quad \mathbf{q}_g = -\frac{\mathbf{k}k_{rg}}{\mu_g}(\nabla P_g - \rho_g \mathbf{g}) \quad (3.37)$$

em que, \mathbf{k} é a permeabilidade intrínseca (m^2); k_r é a permeabilidade relativa (m.s^{-1}); μ é a viscosidade dinâmica (MPa.s); P é a pressão (MPa); e \mathbf{g} é o vetor das forças de gravidade (m.s^{-2}).

$$\mathbf{i}_c = -\lambda \nabla T \quad (3.38)$$

em que, \mathbf{i}_c é o fluxo de energia ($\text{J.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$) devido à condução através do meio poroso; λ é a condutividade térmica (W.m.K^{-1}); e T é a temperatura (K).

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left(1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P_a} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} \quad (3.39)$$

em que, S_{rl} e S_{ls} são graus de saturação residual e máximo ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$); P_a é uma pressão de referência medida a certa temperatura (MPa); e λ é a função de forma da curva de retenção de água no solo.

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} \left(1 - \left(1 - S_e^{1/\lambda} \right)^\lambda \right)^2 \quad (3.40)$$

em que, S_e é o grau de saturação; e λ é a função de forma da curva de retenção de água no solo (da Eq 3.39).

$$k_{rg} = 1 - k_{rl} \quad (3.41)$$

em que, k_{rl} é a permeabilidade relativa da fase líquida.

$$\theta_g^w = (\theta_g^w)^0 \exp\left(\frac{-(P_g - P_l)M_w}{R(273,15 + T)\rho_l}\right) \quad (3.42)$$

em que, $(\theta_g^w)^0$ é a densidade de vapor na fase gasosa para $(P_g - P_l = 0)$; M_w é a massa molecular da água ($0,018 \text{ kg.mol}^{-1}$); R é a constante dos gases ideais ($8,3143 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$); T é a temperatura ($^{\circ}\text{C}$); e ρ é a densidade.

As Eq. 3.37 a 3.42 são referentes aos problemas de fluxo de ar, água e calor. Para relacionar tensão/deformação-fluxo deve-se adicionar um modelo mecânico. Se o comportamento mecânico do material induz instabilidade volumétrica decorrente da variação da sucção, então se pode atribuir ao solo um modelo elastoplástico, como o modelo BBM (descrito na seção 3.2). No entanto, se o material não é colapsível, mas apresenta deformações volumétricas reversíveis, modelos elásticos podem ser usados, conforme o modelo elástico não linear descrito abaixo:

$$\frac{\Delta e}{1+e} = \left[\frac{-\kappa}{(1+e)} \right] \Delta \ln(-p) + \left[\frac{-\kappa_s}{(1+e)} \right] \Delta \ln\left(\frac{s+0,1}{0,1}\right) \quad (3.43)$$

em que, κ é a inclinação da curva recarga-descarga no diagrama $(e \times \ln p)$; e κ_s é a inclinação da curva recarga-descarga no diagrama $e \times \ln\left(\frac{s+0,1}{0,1}\right)$.

3.5.3. Condição de Contorno Atmosférica

Ainda que não seja tratado neste trabalho para a previsão do colapso é importante destacar que o programa contém ainda a possibilidade de simular fenômenos meteorológico-atmosféricos, tais como precipitação, evaporação, troca de calor e radiação entre solo e atmosfera. Esses fenômenos são simulados como condições de contorno de

fluxo para três componentes (água, ar e calor) escritos como funções das variáveis de estado (P_l , P_g e T) ou variáveis dependentes (S_l e ω_g^w) e dados meteorológicos que variam no tempo, tais como a temperatura (T_a em °C) a pressão atmosférica (P_{ga} em MPa), a umidade relativa (H_r), o índice de nuvens (I_n), a radiação líquida (R_n em $J.m^{-2}.s^{-1}$), a precipitação (P em $kg.m^{-2}.s^{-1}$) e a velocidade do vento (v_a em $m.s^{-1}$).

Fluxos positivos são sempre considerados para dentro do domínio modelado (solo) e fluxos negativos para fora deste domínio. Por exemplo, a evaporação normalmente é negativa, porque ela é um fluxo direcionado para fora do domínio modelado.

O fluxo de água (j_w em $kg.m^{-2}.s^{-1}$) é a soma da precipitação (P), da evaporação (E), do fluxo advectivo de vapor da fase gasosa (j_g^w) e da superfície de *runoff* (j_{sr}):

$$j_w = P + E + j_g^w + j_{sr} \quad (3.44)$$

A evaporação é dada pela relação de difusão aerodinâmica:

$$E = \frac{k^2 v_a \phi}{\left(\ln \frac{z_a}{z_o} \right)^2} (\rho_{va} - \rho_v) \quad (3.45)$$

em que, ρ_{va} e ρ_v são massas de vapor por volume de gás, que podem ser calculadas a partir da umidade relativa e da temperatura; k é a constante de Karman ($k = 0,4$); ϕ é o fator de estabilidade; z_o é a altura de rugosidade; v_a é a velocidade do vento; e z_a é a altura no qual v_a e ρ_{va} são medidos.

Os valores da altura de rugosidade (z_o) dependem da superfície, conforme mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Valores de altura de rugosidade (Saaltink et al., 2005).

Tipo de Superfície	Altura de Rugosidade (m)
Gelo	1.10^{-5}
Água	$1.10^{-4} - 6.10^{-4}$
Relva (até 10 cm de altura)	$1.10^{-3} - 2.10^{-2}$
Relva (de 10 a 50 cm de altura)	$2.10^{-2} - 5.10^{-2}$
Vegetação (1 a 2 m)	0,2
Vegetação (10 a 15 m)	0,4 - 0,7

O fluxo advectivo de vapor da fase gasosa (j_g^w) é dado por:

$$\begin{cases} j_g^w = \omega_g^w q_g \Rightarrow P_g > P_{ga} \\ j_g^w = \frac{\rho_{va}}{\rho_{ga}} q_g \Rightarrow P_g \leq P_{ga} \end{cases} \quad (3.46)$$

em que, P_{ga} é a pressão atmosférica; ρ_{ga} é a densidade do gás atmosférico; e q_g é o fluxo da fase gasosa.

A superfície de *Runoff* (j_{sr}) é dada por:

$$\begin{cases} j_{sr} = \gamma_w (P_l - P_{ga}) \Rightarrow P_l > P_{ga} \\ j_{sr} = 0 \Rightarrow P_l \leq P_{ga} \end{cases} \quad (3.47)$$

em que, γ_w é o coeficiente de vazão.

Nota: se o solo está saturado, isto é $P_l > P_{ga}$, toda precipitação que não pode infiltrar escoará sobre a superfície.

Digno de nota também é a capacidade do Code_Bright em simular a interação solo-atmosfera, não somente através da interpolação de medidas diárias dos parâmetros atmosféricos, mas também através da seguinte função senoidal:

$$a = m + a_a \text{sen}\left(2\pi \frac{t-t_a}{d_a}\right) + a_d \text{sen}\left(2\pi \frac{t-t_d}{d_d}\right) \quad (3.48)$$

em que, a é o valor do parâmetro; m é seu valor médio; a_a é sua amplitude anual; a_d é sua amplitude diária; t_a é o início da variação anual; t_d é o início da variação diária; d_a é a duração de um ano (365,241 dias = $3,15568 \times 10^7$ s); e d_d é a duração de um dia (86400 s).

A Fig. 3.5 mostra um exemplo de ajuste da Eq. 3.48 usando medidas de temperatura do ar. Os parâmetros de ajuste dessa equação encontram-se na Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Parâmetros de ajuste da Eq. (3.48) para simulação da temperatura do ar.

m [°C]	a_a [°C]	a_d [°C]	t_a [s]	t_d [s]	d_a [s]	d_d [s]
28	7	3	$2,33 \cdot 10^7$	$2,16 \cdot 10^4$	$3,15 \cdot 10^7$	$8,64 \cdot 10^4$

Nota: t_a é o tempo compreendido entre 1 de janeiro a 1 de setembro e t_d é o tempo compreendido entre zero e 9 horas.

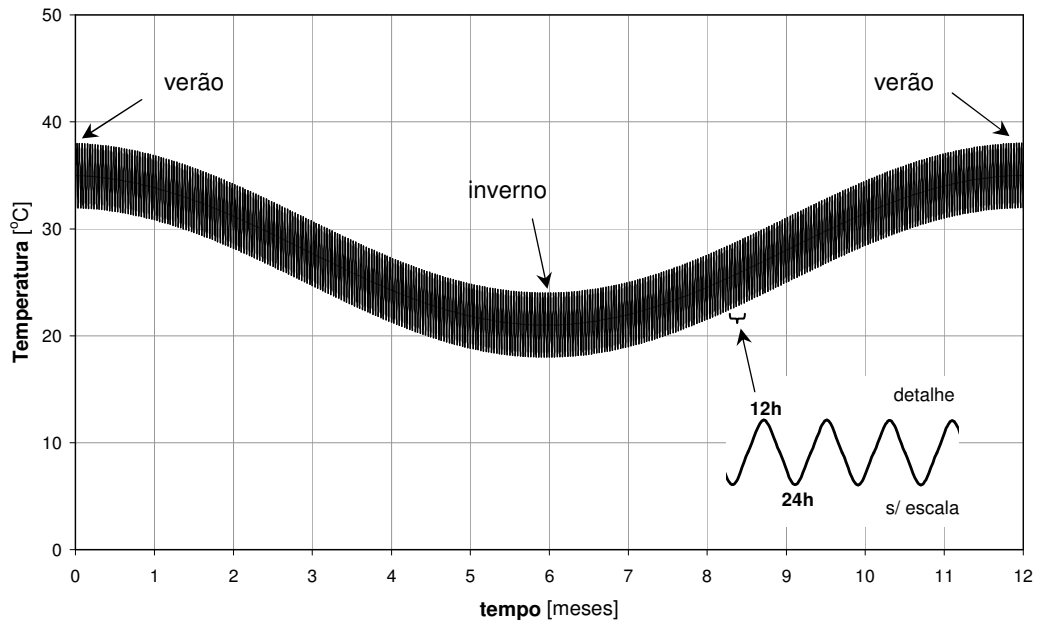


Fig. 3.5. Variação da temperatura do ar durante 12 meses.

4. REGIÃO ESTUDADA

4.1. ASPECTOS SÓCIO-ECONÔMICOS

O local estudado abrange a cidade Pereira Barreto na Região Noroeste do Estado de São Paulo (Fig. 4.1). Esta cidade foi fundada em 1928 e sua origem está relacionada com a história da imigração japonesa no Brasil.

No início, a agricultura foi a principal atividade econômica e ainda que efêmero, o cultivo do café estava presente na região. Nas décadas de 30 e 40, com a crise do café, novas atividades surgiram como a sericultura e a cotonicultura que foi o grande destaque das décadas de 50 a 70. A criação de gado foi iniciada nos anos 40, e ainda hoje tem destaque regional.

A agropecuária sempre foi responsável pelo desenvolvimento econômico de Pereira Barreto, mas há alguns anos a situação do município mudou. A agropecuária perdeu espaço e o campo passou a ser usado para o plantio de cana-de-açúcar, que atende a demanda de usinas de açúcar e álcool da região. Outro fator relevante aconteceu no início da década de 90 com a formação do lago da Usina Hidrelétrica Três Irmãos que trouxe mudanças significativas para a região. A Fig. 4.2 mostra a situação da região após a construção dessa usina.

A UHE Três Irmãos está instalada no baixo curso do Rio Tietê e é a maior usina hidrelétrica construída nesse rio, localizando-se entre os municípios de Pereira Barreto e Andradina, a 28 km da confluência com o Rio Paraná. Na Tabela 4.1 são apresentadas suas principais características.

A construção da UHE Três Irmãos (Fig. 4.3) e do Canal de Pereira Barreto (Fig. 4.4) que interliga os reservatórios das barragens de Três Irmãos e de Ilha Solteira, aliados à posição geográfico-geomorfológica, ocupada pelo sítio urbano de Pereira Barreto, propiciaram que a cidade passasse a constituir uma península no lago de Três Irmãos,

conforme ilustra a Fig. 4.5. Isto provocou mudanças em sua economia e paisagem. O turismo e a pesca esportiva passaram, a partir de então, a desempenhar importante papel na economia local.

Em meio às mudanças causadas pelo enchimento do lago de Três Irmãos, um acontecimento marcante sobreveio com a submersão da Ponte “Novo Oriente” (Fig. 4.6), já que a ponte, construída na década de 30, representava um marco da colonização japonesa na região. Com o desaparecimento da Ponte “Novo Oriente”, uma nova ponte, batizada com o mesmo nome, foi construída sobre o Rio Tiête com o intuito de substituir a antiga ponte e, ainda, resgatar o símbolo histórico da cidade. A nova ponte possui comprimento de 2160 m, vãos centrais de 50 m e altura de 10 m e comporta hoje a navegação na hidrovia Tietê-Paraná.

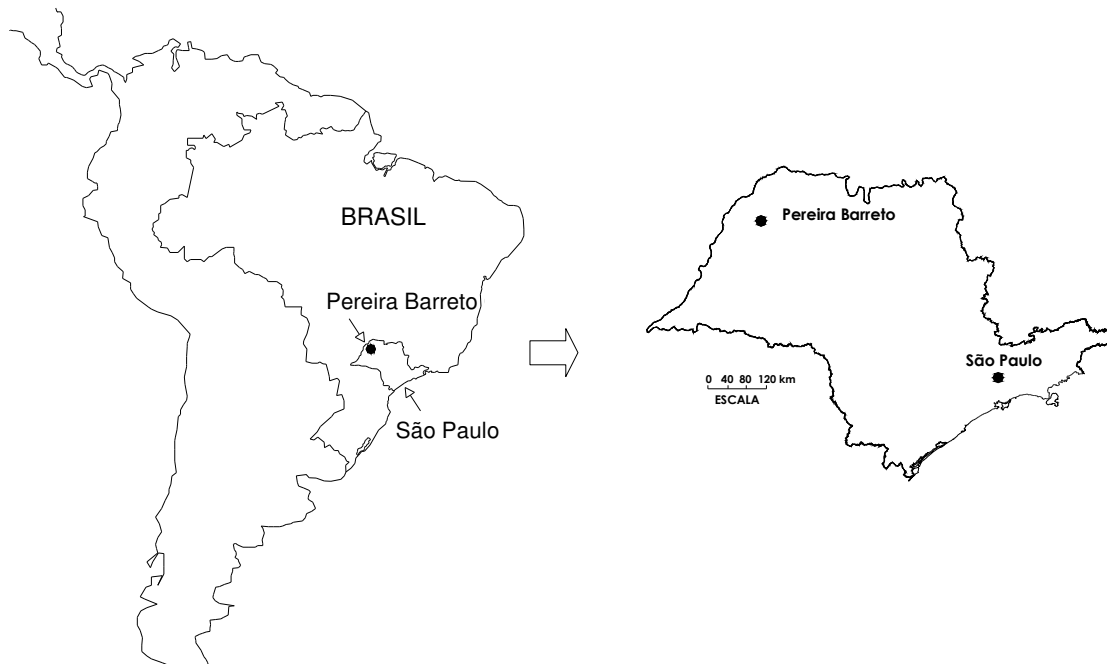


Fig. 4.1. Localização de Pereira Barreto.

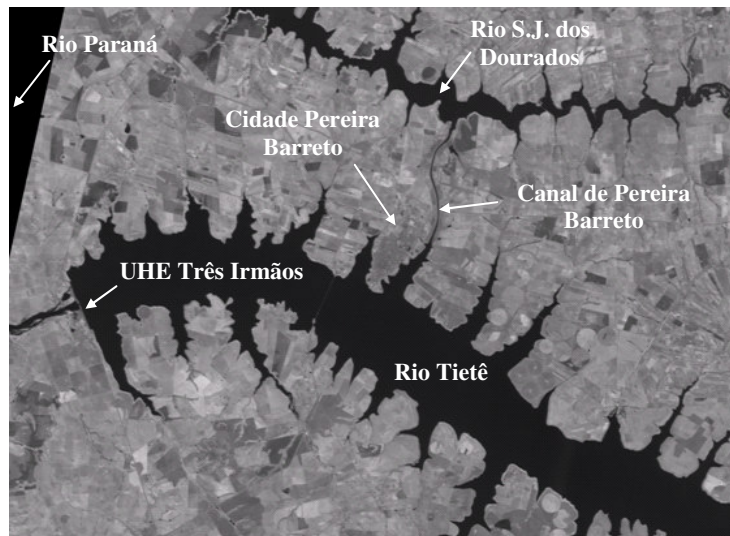


Fig. 4.2. Região estudada (situação atual).



Fig. 4.3. UHE Três Irmãos.

Tabela 4.1. Dados característicos da UHE Três Irmãos (CESP, 2007).

CONDIÇÕES DE MONTANTE	
Área da bacia hidrográfica	69.900 km ²
Área do espelho d'água (N.A. 328,40 m)	785 km ²
Volume morto	10 x 10 ⁹ m ³
Volume útil	3450 x 10 ⁶ m ³
Volume reservado para cheia de projeto	350 x 10 ⁶ m ³
BARRAGEM DE CONCRETO E DE TERRA	
Tipo	gravidade
Comprimento no coroamento	3640 m
NÍVEIS CARACTERÍSTICOS DE MONTANTE	
N.A. máximo maximorum	328,40 m
N.A. máximo útil	328,00 m
N.A. mínimo útil	323,00 m
Vazão média a longo termo (MLT período 1931 - 1998)	757 m ³ /s
Vazão máxima média diária observada (05/06/83)	6575 m ³ /s
CONDIÇÕES DE JUSANTE	
N.A. máximo maximorum	284,75 m
N.A. máximo	282,40 m
N.A. mínimo	279,00 m
Vazão máxima dos descarregadores (N.A. 328,00 m)	9500 m ³ /s
Vazão turbinada nominal total (5 máquinas)	2040 m ³ /s
UNIDADES GERADORAS – TURBINAS	
Tipo	Francis
Turbinas	5
Potência nominal unitária	165400 kW
Queda de referência	42,00 m
Engolimento máximo	449 m ³ /s
UNIDADES GERADORAS – GERADORES	
Tipo	ABB/Siemens/Alsthom
Potência nominal	161500 kW
Potência nominal total instalada	807500 kW
ÓRGÃOS DE DESCARGA	
Comportas de superfície	4
Dimensões do vão	15,00 x 18,00 m
Cota da soleira	310,50 m
Cota de topo da comporta (parte central)	329,00 m
Cota de topo da comporta (junto aos pilares)	329,50 m
Descarga máxima por vão (N.A. 328,00 m)	2249 m ³ /s
Descarga máxima por vão (N.A. 328,50 m)	2375 m ³ /s



Fig. 4.4. Canal de Pereira Barreto.



Fig. 4.5. Cidade de Pereira Barreto após o enchimento do lago de Três Irmãos.

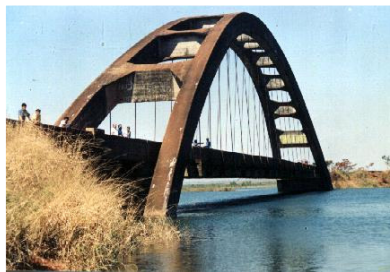


Fig. 4.6. Ponte Novo Oriente submergindo durante o enchimento do lago de Três Irmãos.

4.2. CARACTERÍSTICAS DO MEIO-FÍSICO

As características do meio-físico apresentadas a seguir contém informações alusivas à geologia, geomorfologia, climatologia e hidrogeologia. A maior parte dessas informações está reunida em IPT (1989) e foi obtida ao longo da década de 80 através de um extenso programa de investigação.

4.2.1. Geologia

Na área estudada predominam sedimentos cretácicos do Grupo Bauru, representados, sobretudo pela Formação Santo Anastácio. Estes sedimentos se sobrepõem aos basaltos juro-cretácicos da Formação Serra Geral e são sobrepostos por depósitos terciário-quadernário de colúvios e aluviões.

Os solos residuais de arenito são compostos por areia fina pouco argilosa, raramente com estratificação preservada, de compactidade fofa a muito compacta, de coloração predominante marrom avermelhado. As análises granulométricas efetuadas mostram composições médias de areia fina: 70,2 a 81,8%; areia média: 1,3 a 2,3%; pedregulho: 1%, silte: 4,7 a 7,5% e argila: 12 a 20%. Observa-se que rumo as maiores profundidades as frações argila e silte decrescem, a areia média desaparece e a areia fina tende a crescer. A fração pedregulho ocorre muito pouco e localmente.

Os colúvios ocorrem extensivamente compreendendo quase que a totalidade da superfície da área estudada, cobrindo principalmente os arenitos cretácicos, pertencentes à Formação Santo Anastácio. A espessura dos depósitos coluvionares é bastante irregular, mostrando uma tendência a espessamento nos vales rumo aos altos topográficos. Na área estudada as maiores espessuras desses perfis situam-se entre 10 e 16,5 m, porém, têm-se, no local, indicações de espessuras de 17,5 m. As características dos colúvios são bastante regulares em toda a área estudada. Os trabalhos investigativos realizados indicam colúvios como areia fina pouco argilosa, de coloração marrom avermelhado, se apresentando com compactidade de fofa à compacta. É comum ocorrerem na base dos depósitos, leitos de espessuras variáveis (de poucos centímetros a alguns metros) de concreções e/ou seixos.

Na área urbana da cidade de Pereira Barreto as análises granulométricas mostram as seguintes composições: areia fina: 70,3 a 75,5%; areia média: 1 a 3,2%; areia grossa: 1 a 2,5%; pedregulho: 1 a 8%; silte: 3,8 a 6,3% e argila: 16,8 a 21,9%. As frações grossas ocorrem na base dos depósitos e as demais frações são pouco a irregularmente variáveis ao longo do perfil.

Na área do canal de Pereira Barreto tem-se: areia fina: 69,1 a 72,9%; areia média: 1 a 1,1%; silte: 4,9 a 6,3%; e argila: 19,8 a 25,3%. A fração de areia média ocorre de forma regular ao longo dos perfis e as demais frações distribuem-se de forma pouco regular a irregular.

Ao norte da Rodovia SP-310, a oeste e a leste do canal de Pereira Barreto as análises granulométricas mostram: areia fina: 66,9 a 75,8%; areia média: 1 a 2%; areia grossa: até 3%; pedregulho: até 14%; silte: 4,5 a 7,3% e argila: 18 a 25,4%. As frações maiores (areia média e grossa e pedregulho) ocorrem na base dos depósitos e as demais frações tendem a variar de forma irregular ao longo do perfil, algumas vezes tendendo a crescer rumo à base.

A análise comparativa entre as composições médias dos colúvios obtidas nos diferentes locais da área estudada e as composições médias obtidas do solo residual dos arenitos subjacentes mostra que os colúvios e os solos residuais guardam enorme semelhança entre si, assim como apresentam uma significativa regularidade na composição média por toda a área.

Os aluviões são mais desenvolvidos ao longo da calha do Rio Tietê, abaixo da cota 300 m, mas ocorrem também em pequenos depósitos ao longo dos vales das drenagens secundárias da área. Estes depósitos repousam em contato discordante erosivo sobre a Formação Serra Geral em sua área de exposição, assim como sobre os depósitos coluvionares ou da Formação Santo Anastácio. No vale do Rio Tietê, o aluvião se apresenta com espessura variável atingindo no máximo 6,65 m, e compreende ora argila arenosa de cores variadas de tons de cinza e marrom com fragmentos de basalto, ora como uma sucessão, por vezes em alternância, de camadas decimétricas a métricas de areia fina a grossa (às vezes com seixos e cascalho), de cores variadas (marrom acinzentado, cinza, esbranquiçado), por vezes argilosas com camadas de argila plástica, arenosa ou siltosa, em cores variadas (cinza, marrom acinzentado, amarelado).

Em outros locais os aluviões são descritos como areia fina pouco argilosa, areia fina siltosa ou argila arenosa, de coloração cinza ou marrom avermelhado, cujas espessuras são da ordem de 4,5 m. Uma análise granulométrica do material aluvionar mostra a seguinte composição média: areia fina: 57%; areia média: 1%; silte: 9% e argila: 33%. Os depósitos aluvionares, principalmente aqueles localizados na calha do Rio Tietê ficaram totalmente submersos após o enchimento do lago de Três Irmãos.

A Fig. 4.7 mostra resultados de sondagem com medidas de SPT obtidos durante a ascensão do lençol freático. Em ambas as sondagens os perfis são compostos por colúvio (camada superior) e residual de arenito (camada inferior), onde são divididas por uma linha de concreções de 1,5 m.

A Fig. 4.8 mostra um corte que ilustra a camada coluvionar, a camada residual de arenito e uma linha de seixos na região estudada.

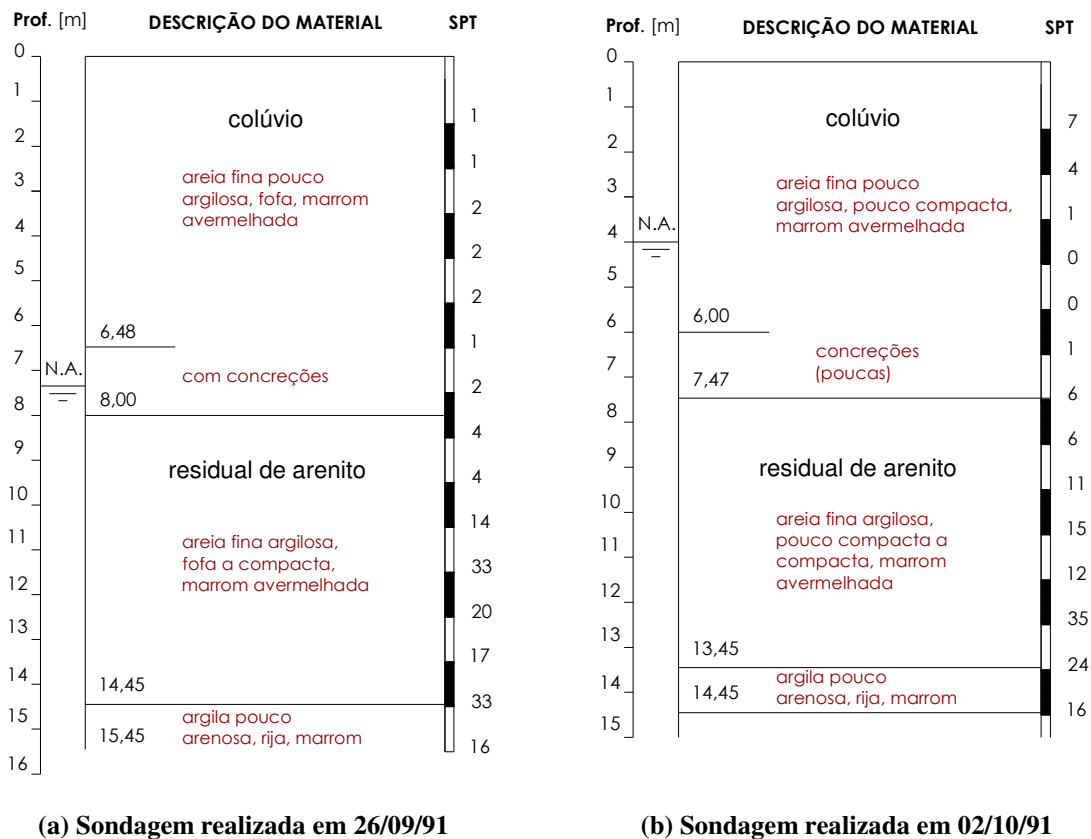


Fig. 4.7. Sondagem com medidas de SPT realizadas durante a ascensão do lençol freático (CESP, 1991).



Fig. 4.8 (a). Perfil de solo coluvionar (parte superior) e residual (parte inferior).



Fig. 4.8 (b). Detalhe da linha de seixos que casualmente divide as camadas de solo coluvionar e residual.

4.2.2. Geomorfologia

A área estudada está localizada na porção noroeste do Planalto Ocidental e inserida em região de relevo de colinas amplas de degradação em planalto dissecado. Antes da construção do canal de Pereira Barreto, a rede de drenagem da área era compreendida por um trecho do Rio Tietê a sul e pelo reservatório da Ilha Solteira (trecho do Rio São José dos Dourados), para onde convergiam os córregos e seus tributários. Atualmente existe uma conexão entre as duas bacias através do canal de Pereira Barreto.

A topografia da área antes da ascensão do nível d'água apresentava cotas mínimas no leito do Rio Tietê de 280 m que cresciam continuamente rumo norte, até a altura do divisor de águas superficiais entre as duas bacias, onde atingem cotas da ordem de 390 m e a partir daí decrescendo até o leito do Rio São José dos Dourados com cotas da ordem de 310 m. No local, as cotas topográficas tendem a crescer também rumo a leste e oeste, onde atingem cotas da ordem de 380 m.

As unidades locais de relevo são formadas por colinas de média expressão de topos arredondados e aplainados, restritos a extensos, cujas vertentes são retilíneas tendendo a convexa e as declividades das encostas são baixas de 2,0 a 6,6%. As amplitudes do relevo em relação ao assoalho do Rio Tietê são de pequenas a médias e o padrão de drenagem é subdendrítico com vales em forma de *V* aberto (drenagens secundária) e em *U* (drenagens principais) com densidade baixa (4 cursos d'água perenes na área de 74,5 km²) e uma planície interior desenvolvida.

4.2.3. Climatologia

A região estudada possui clima tropical úmido (tipo Aw) com verão de grandes precipitações e inverno de relativa seca. Os dados medidos no ano de 2005 pela estação meteorológica da FEIS/Unesp, a 40 km (NW) do local, mostram uma temperatura média anual de 24,9°C, com média mensal mais elevada de 27,3°C no mês de março e a mais baixa de 20,3°C no mês de julho.

A umidade relativa do ar apresenta médias mensais normalmente acima de 60% para o período chuvoso e abaixo de 50% para o período seco. O valor médio mensal para o

mês de janeiro de 2005 foi de 82,7% e o valor médio mensal para o mês de agosto do mesmo ano foi de 49,8%. A precipitação acumulada foi de 1065 mm. O período de chuva compreende de outubro a março, com chuvas mensais médias maiores que 140 mm e o período de estiagem abrange de abril a setembro com chuvas mensais menores que 50 mm.

Na Tabela 4.2 apresentam-se valores médios anuais das variáveis climatológicas do período de 2003 a 2006 obtidos na estação meteorológica mencionada, com exceção da precipitação, descrita de forma acumulada. Nesta tabela, T_a é a temperatura do ar, H_r é a umidade relativa, p_{atm} é a pressão atmosférica, R_n é a radiação líquida, v_a é a velocidade do vento, P é a precipitação acumulada, E_v é a evaporação, E_{T_o} é a evapotranspiração de referência e o sub-índice TCA é referente ao método de tanque “Classe A”.

Tabela 4.2. Medidas da estação meteorológica da FEIS/Unesp (Unesp, 2007).

Variáveis	2003	2004	2005	2006
T_a [°C]	24,6	24,5	24,9	24,6
H_r [%]	66,1	65,8	66,5	66,7
p_{atm} [kPa]	96,9	97,5	97,5	97,5
R_n [MJ/m ² .dia]	13,2	11,1	10,5	10,2
v_a [m/s]	1,4	1,4	1,7	1,3
P [mm]	1417	1127	1065	1665
$E_{v\ TCA}$ [mm/dia]	5,6	6,8	6,8	6,4
$E_{T_o\ TCA}$ [mm/dia]	4,4	4,7	4,6	4,3

4.2.4. Hidrogeologia

O pacote composto de topo para a base por aluviões, coluviões, solo de alteração de arenito, arenito e solo de alteração de basalto basicamente compreende o sistema de aquífero superficial da área estudada. O topo rochoso da Formação Serra Geral constitui o substrato semipermeável a impermeável desse sistema de aquífero.

Este sistema de aquífero, na área estudada, já sofreu sucessivos processos de alteração na posição da sua superfície potenciométrica e fluxos subterrâneos, advindas de implantação de obras civis na região. Inicialmente foi construída a barragem de Ilha Solteira e posteriormente foram construídos o canal de Pereira Barreto e a barragem de Três Irmãos, induzindo elevações generalizadas na superfície potenciométrica do aquífero.

No período de estudos que antecedeu o enchimento do lago de Três Irmãos muitos trabalhos de campo e de laboratório foram realizados a fim de levantar os parâmetros hidrodinâmicos da região com a execução de ensaios de bombeamento em poços cacimba e de ensaios de permeabilidade, a cada metro, em furos de sondagem destinados a instalação de piezômetros.

Em relação aos parâmetros hidrodinâmicos alcançados por meio dos ensaios de bombeamento em poços cacimba foram obtidos os seguintes valores de transmissividade (T_i): 0,26 a 1,6 m²/h; permeabilidade aparente (k_a): 0,4 a 5,4.10⁻⁵ m/s e coeficiente de armazenamento (S_i): 0,86.10⁻² a 4,44.10⁻². Nas determinações do coeficiente de permeabilidade em laboratório realizadas pela CESP (1978) foram obtidos valores da ordem de 8.10⁻⁷ m/s em amostras de arenito coletadas a 16 m de profundidade. Outras determinações foram realizadas pela CESP (1980) com o solo coluvionar tendo sido alcançados valores da ordem de 5.10⁻⁶ m/s.

4.3. PROCESSO DE ELEVAÇÃO INDUZIDA DO LENÇOL FREÁTICO

A construção de uma usina hidrelétrica causa mais interferências no meio físico do que qualquer outra obra civil de grande porte, as quais regem as reações do meio ambiente procurando se adaptar às novas condições impostas.

Nesta seção, destaca-se a interferência causada pela elevação induzida na posição do lençol freático adjacente a reservatórios hidrelétricos. A Fig. 4.9 ilustra o esquema da evolução do processo de elevação induzida no lençol freático.

Esse impacto resulta do fato de que, antes do represamento da água do reservatório da barragem, o rio possuía nível mais baixo que as vizinhanças, funcionando como coletor da descarga dos aquíferos adjacentes. Quando se dá o barramento, as águas do rio elevam-se de tal modo que, temporariamente, o rio passa a alimentar o aquífero livre adjacente. Esta condição impõe um processo de elevação continuada do lençol freático, até que o sistema seja equilibrado novamente, isto é, que o sentido do fluxo da água subterrânea volte a se desenvolver no sentido do rio para o reservatório.

A magnitude e a distribuição espaço-temporal da elevação induzida no lençol freático são condicionadas por uma série de aspectos hidrogeológicos, hidrológicos,

climatológicos, geológicos, geomorfológicos e pedológicos, aliados às características construtivas e operacionais do reservatório hidrelétrico. A nova situação estabelecida poderá se traduzir em um resultado positivo ou negativo, em relação àquela anteriormente existente. Isso dependerá de qual enfoque está sendo considerado para o elemento água, seja ele como recurso hídrico, seja com agente ativo nos processos naturais do meio físico, ou ocasionando reflexos nos usos e ocupações do solo, tanto os existentes como aqueles que venham, porventura, a se estabelecer nas bordas do reservatório (Albuquerque Filho, 2002).

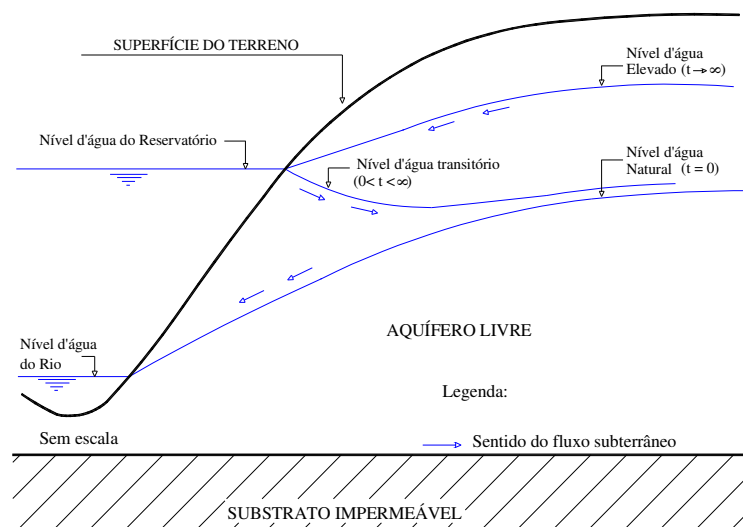


Fig. 4.9. Modelo esquemático da evolução do processo de elevações induzidas no lençol freático nas bordas de reservatórios (Santos, 2002).

Albuquerque Filho (2002) apresenta um resumo das principais conseqüências induzidas pela ascensão do nível freático nos terrenos que margeiam o reservatório:

- Aumento da umidade do solo, que poderá implicar alteração das características de estabilidade estrutural natural e, como conseqüência, afetar fundações ou estruturas nele assente;
- Saturação do subleito de vias, que poderão sofrer recalques diferenciais, devido às cargas aplicadas;
- Condições de profundidades finais rasas, o que propicia o aumento da evapotranspiração e, por conseguinte, o aumento do conteúdo salino nos solos

superficiais e sub-superficiais o que poderá se tornar pernicioso às culturas ali desenvolvidas;

- Condições de profundidades finais rasas que poderão afogar raízes de plantas;
- Aparecimento de surgências perenes em encostas e vales que, a depender da vocação do solo e de outros condicionantes locais (uso e ocupação, proteção vegetal, dentre outros) poderão se consubstanciar em agentes deflagradores de processos erosivos lineares;
- Afloramento do lençol freático ao longo de boçorocas eventualmente já existentes, o que poderá induzir reativação (naquelas estabilizadas) ou aceleração do processo (naquelas ativas), por meio do carreamento de material nos pontos de surgências (*piping*);
- Afogamento de fossas, o que poderá se consubstanciar em focos de contaminação do aquífero livre. A depender de cada caso (quantidade de fossas, principalmente), essa contaminação poderá ser apenas de caráter local ou mais abrangente;
- Aumento da vazão de poços, como decorrência do aumento da espessura da lâmina d'água;
- Desabamento das paredes de poços escavados (cacimbas) não revestidos, provocados pela saturação e instabilização de tais trechos em virtude da elevação do nível d'água em seu interior;
- Formação de áreas permanentemente alagadas ou mesmo de lagoas perenes, em zonas topograficamente deprimidas, ou ainda, aumento das dimensões das lagoas ou zonas úmidas já existentes;
- Diminuição da descarga de base do sistema aquífero livre, em caráter regional, como consequência da diminuição dos gradientes hidráulicos subterrâneos resultantes da elevação do lençol freático.

Em geral, quando o nível d'água aproxima-se da superfície do terreno, ocorre saturação das camadas mais superficiais de solo, trazendo por consequência o afogamento de raízes e a salinização do solo, prejudicando a flora local e a produção agrícola regional. Além disso, a elevação do nível d'água diminui a espessura do horizonte não saturado, que

funciona como proteção natural contra as fontes de contaminação da superfície do terreno. Por outro lado, ao considerar que o nível d'água subterrâneo era profundo antes do enchimento do reservatório, a elevação pode ser benéfica. A captação da água, com menores custos, e o aumento do teor de umidade de solos superficiais, melhorando-o para o cultivo são bons exemplos dos benefícios impostos pela elevação induzida do rio.

Portanto, a ascensão do lençol freático pode trazer benefícios e, ao mesmo tempo, prejuízos nas áreas situadas às margens do lago construído. As repercussões mais comuns no uso e ocupação do solo são apresentadas na Tabela 4.3, onde consta uma classificação das áreas situadas no entorno do reservatório com a indicação dos locais que podem sofrer as maiores influências do enchimento do reservatório.

Tabela 4.3. Classificação das áreas de acordo com o potencial de influência e efeitos decorrentes em relação à elevação induzida no lençol freático (Albuquerque Filho, 2002).

Intervalo de profundidade do N.A. modificado [m]	Influência potencial	Provável grau de efeitos significativos	Repercussões mais comuns no uso e ocupação do solo			
			Áreas Urbanas		Zona Rural	
			Positivas	Negativas	Positivas	Negativas
0 – 5	Máxima	Alto	P ₁ P ₂ P ₄ P ₆	N ₁ N ₃ N ₄ N ₅ N ₆ N ₇ N ₈ N ₉ N ₁₀ N ₁₁ N ₁₃	P ₁ P ₂ P ₃ P ₄ P ₅	N ₁ N ₂ N ₃ N ₅ N ₇ N ₈ N ₉ N ₁₀ N ₁₁ N ₁₃
5 – 10	Intermediária	Médio	P ₁ P ₂ P ₆	N ₁ N ₃ N ₇ N ₈ N ₁₁	P ₁ P ₂ P ₃ P ₄	N ₁ N ₃ N ₇ N ₈ N ₁₁
> 10	Mínima ou nula	Baixo	P ₁ P ₂ P ₆	N ₁ N ₁₁	P ₁ P ₂	N ₁ N ₁₁

Legenda

Repercussões Negativas – N

N₁ : perda de pontos de captação instalados, caso não possuam revestimento; N₂ : perda de produtividade de solos agricultáveis pelo excesso de umidade; N₃ : restrição de usos da água subterrânea pelo aumento de vulnerabilidade à contaminação; N₄ : recalque de fundações e danos em edificações, caso o solo local seja colapsível; N₅ : recalque diferencial em subleito de vias; N₆ : danificação em redes de água, esgoto ou outras tubulações; N₇ : Infiltração de água em estruturas subterrâneas; N₈ : afogamento e danificação de estruturas de reservação subterrâneas; N₉ : saturação de covas de cemitério, saponificando cadáveres; N₁₀ : proliferação de freatofitas; N₁₁ : geração, reativação ou aceleração de processos erosivos lineares (ravinas, boçorocas); N₁₂ : danificação ou perda de equipamentos públicos ou privados de porte médio ou grande; N₁₃ : instabilização de taludes marginais ao reservatório, em locais suscetíveis ao processo.

Repercussões Positivas - P

P₁ : aumento das reservas de águas subterrâneas; P₂ : maior facilidade de acesso aos recursos hídricos subterrâneos; P₃ : melhoria da umidade subsuperficial dos solos; P₄ : melhoria no desenvolvimento de árvores que demandam muita água; P₅ : perenização de cursos d'água anteriormente intermitentes, propiciando aumento da possibilidade de águas superficiais; P₆ : melhoria do padrão de qualidade das águas

4.4. HISTÓRICO DE INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS

Desde os primeiros estudos realizados na década de 80, Pereira Barreto mostrou-se suscetível à elevação do lençol freático, devido ao represamento do lago da UHE Três Irmãos.

As características regionais trouxeram consigo a necessidade de trabalhos investigatórios que conduzissem a resultados adequados para previsões dos impactos e que auxiliassem a tomada de ações preventivas e corretivas por parte da CESP, concessionária responsável pelo empreendimento.

No ano de 1985 iniciaram-se no Brasil estudos da avaliação do processo de elevação do lençol freático sobre áreas de uso e ocupação de destaque do solo como na área urbana de Pereira Barreto, situada à cerca de 20 km a montante da barragem de Três Irmãos, no baixo curso do Rio Tietê. Os possíveis problemas advindos da elevação do lençol freático nesse local foram levantados, inicialmente, pelo IPT com base em estudo regional, compreendendo a bacia de contribuição do reservatório. O IPT iniciou estudos de detalhamento dos impactos na cidade, consubstanciados pela fase de levantamento do acervo de dados disponíveis. (Albuquerque Filho 2002).

Posteriormente, CESP/IPT realizaram estudos hidrogeológicos na região: com a instalação de piezômetros, abertura de poços-cacimba, execução de ensaios de bombeamento e permeabilidade; estudos geológicos: com o levantamento de mapas geológicos e topográficos; geofísicos com sondagens elétricas verticais; e estudos geotécnicos: com a instrumentação para acompanhamento de recalques de edificações e execução de ensaios de permeabilidade, ensaios edométricos e de compressão triaxial em laboratório.

Desde os estudos preliminares, buscou-se identificar o potencial de influência do enchimento do reservatório através de zoneamento. A resposta final desta identificação resultou em um mapa denominado “Mapa de Potencial de Influência do Enchimento do Reservatório”.

Este mapa é definido como um instrumento cartográfico que mostra a distribuição das novas zonas de profundidade finais máximas do lençol freático, alteando como

decorrência do completo enchimento do reservatório. Esta carta refere-se a situações provisionais e de máxima influência, sem interessar quanto tempo será necessário para que as elevações se propaguem através do aquífero livre, a partir das bordas do reservatório. Assim sendo, a carta de potencial de influência pode ser consubstanciada a partir do conhecimento da natureza e do comportamento espacial do aquífero a ser impactado, sem, necessariamente, serem determinados os parâmetros hidráulicos, que governam a velocidade de propagação e a extensão lateral das elevações induzidas no lençol freático natural (Albuquerque Filho, 2002).

A obtenção do mapa final possibilitou à CESP e ao IPT a delimitação de zonas com as futuras profundidades do lençol freático, sendo:

- Zona A: profundidade do nível d'água entre 0 e 5 metros;
- Zona B: profundidade do nível d'água entre 5 e 10 metros;
- Zona C: profundidade do nível d'água superior a 10 metros.

Foram catalogadas 1003 edificações inseridas na Zona A (área de maior influência do enchimento do reservatório em função da futura posição do nível de água). Quanto ao potencial colapsível do solo, tais edificações foram classificadas em normais (623), razoáveis (273) e preocupantes (107).

De todas as edificações cadastradas, cerca de 20 delas foram selecionadas para o monitoramento dos recalques ao longo da elevação do nível d'água, com a instalação de equipamentos como medidores de nível d'água, medidores de recalques de hastes, bases para tensotest, bases para inclinômetros e pinos de nivelamento.

O trabalho de monitoramento iniciou-se com a inspeção visual de edificações e abertura de trincheiras, devido à escassez de dados de projeto das construções.

Em dezembro de 1987 foi realizado um cadastramento das construções de maior porte e de maior importância social para a cidade. Em novembro de 1988, foi efetuada uma descrição resumida de cada edificação. Dessa descrição constaram o tipo de fundação e as anomalias estruturais existentes. Foram feitos também desenhos e croquis com a disposição das trincas e fissuras que foram fotografadas e mapeadas, sendo suas aberturas lidas com o auxílio de lupa graduada. Esses dados, em conjunto com as características dos materiais utilizados e informações sobre forros, lajes e telhados, permitiram estimar os carregamentos

atuantes sobre os elementos de fundações e foram utilizados na previsão de recalques (Cestari Jr. & Celeri, 1999).

A posição do nível d'água após o enchimento do lago, os dados cadastrais levantados na cidade e os estudos geotécnicos levaram à consciência de que os impactos provocados pela colapsibilidade do solo não afetariam todas as edificações da área urbana. As construções mais susceptíveis ao colapso estavam, portanto, situadas na borda do futuro lago, onde se previa lençol freático com profundidade de 0 a 5 m.

4.5. TRABALHOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Os responsáveis pelo empreendimento hidrelétrico executaram um amplo programa experimental na região. Este programa foi realizado em diversos locais da área urbana da cidade de Pereira Barreto. A escolha desses locais foi motivada pela existência de obras civis de pequeno e médio porte nas proximidades, como residências, escolas, supermercados, postos de gasolina, galpões e creche.

Nos locais foram realizados sondagens penetrométricas SPT e CPT, além de abertura de poços exploratórios para a retirada de amostras de solo em diferentes profundidades. As amostras coletadas foram usadas em ensaios de caracterização física e química e também em ensaios de condutividade hidráulica, de compressão uniaxial e de compressão triaxial.

As principais características do solo estudado estão resumidas na Fig. 4.10. O perfil apresentado localiza-se na Av. Dom Pedro II, próximo a cooperativa agrícola.

Este perfil foi investigado até 8,5 m de profundidade por meio de sondagem com medida de SPT e um ensaio de penetração de cone CPT e com a retirada de amostras de solo a cada 50 cm para caracterização em laboratório. As amostras foram submetidas aos ensaios de: teor de umidade, massa específica, limites de consistência, análise granulométrica, massa específica dos sólidos e análise química total.

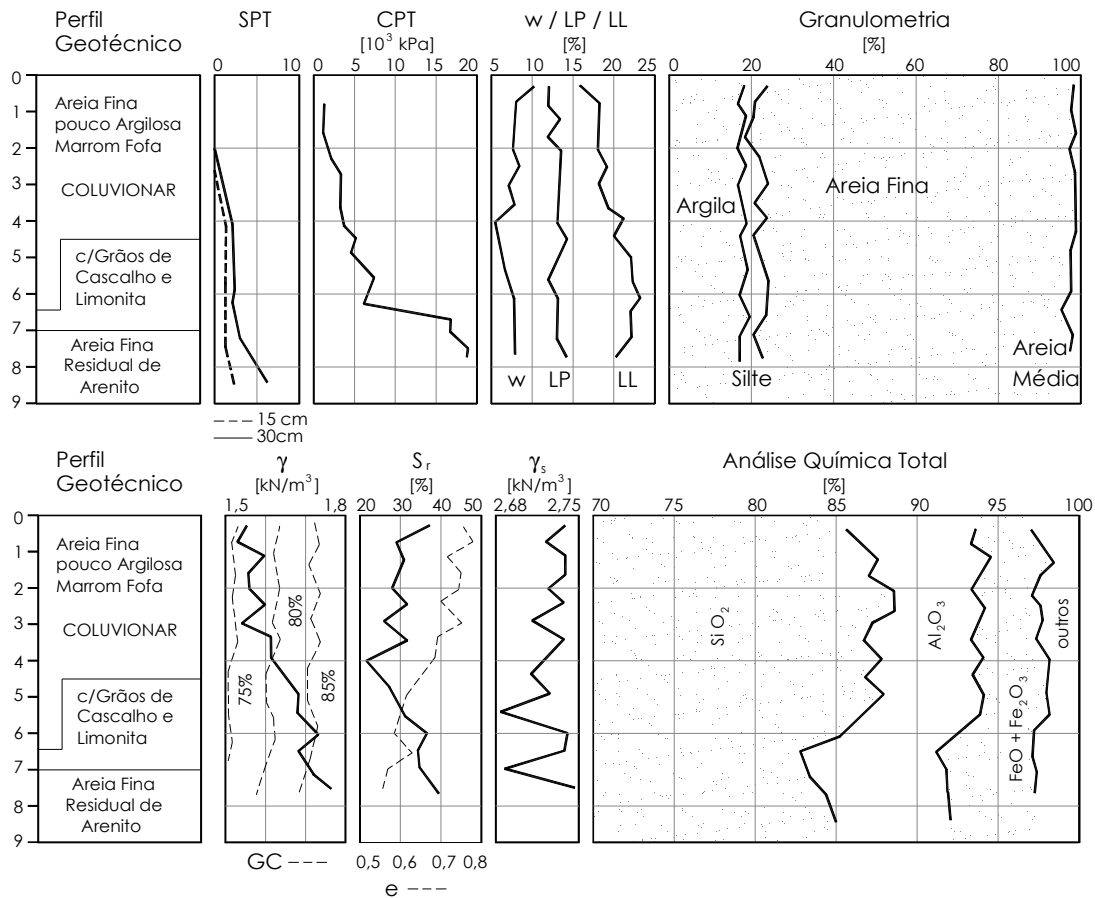


Fig. 4.10. Características do solo de Pereira Barreto.

Deste perfil, definiu-se um perfil geológico-geotécnico formado por um horizonte coluvionar de 7 m de espessura, constituído por uma areia argilosa marrom-avermelhada de baixa plasticidade (< 10%), uma lente de cascalho pouco espessa (cerca de 40 cm) e um solo residual de arenito (CESP, 1990).

No Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) o material coluvionar (colapsível) é classificado no subgrupo SC, das areias argilosas, ou seja, é um material que se espera apresentar boa trabalhabilidade como material de construção, seja permeável quando compactado, apresente boa ou regular resistência e baixa compressibilidade compactado e saturado e características que variam de má a boa como fundação.

Na classificação MCT, os solos superficiais são classificados no grupo LA'. Quando devidamente compactados, adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água. Em suas condições naturais, esses solos possuem baixa massa específica aparente seca, baixa capacidade de

suporte e podem ser colapsíveis por imersão em água (Nogami & Villibor, 1995). Estas considerações estão de acordo com o observado no campo e em obras rodoviárias que utilizam tais solos e, portanto, uma classificação mais adequada para os solos envolvidos.

4.5.1. Ensaios de Laboratório para Caracterização do Colapso dos Solos

Nos ensaios de laboratório buscou-se caracterizar a variação de volume e o colapso do solo. As Fig. 4.11, 4.12 e 4.13 mostram curvas de compressão edométrica e potenciais de colapso resultantes de amostras indeformadas coletadas nos seguintes locais: Santa Casa (L-G1), Pátio do DER (L-G2) e Pátio da Cooperativa Agrícola (L-G3). A Fig. 4.14 mostra potenciais de colapso e tensões geostáticas e de pré-adensamento dos solos saturados e não saturados com a profundidade e as Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6 complementam as informações com a apresentação de alguns parâmetros das amostras ensaiadas.

Tabela 4.4. Características do L-G1 (CESP, 1989c).

Prof. [m]	ρ_s [g/cm ³]	ρ [g/cm ³]	$\rho_{\text{máx}}$ [g/cm ³]	w_{ot} [%]	w [%]	S_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	IP [%]	Areia [%]	Silte [%]	Argila [%]
0,5-0,7	2,69	1,545	2,044	9,7	11,1	32,0	19	12	7	74	5	21
1,0-1,2	2,66	1,505	2,052	9,6	8,9	25,6	19	12	7	75	5	20
1,5-1,7	2,69	1,551	2,029	9,7	8,6	26,2	22	14	8	72	5	23
2,0-2,2	2,67	1,486	2,044	9,2	8,6	24,1	21	12	9	74	4	22
2,5-2,7	2,67	1,559	2,014	9,7	9,0	27,7	22	13	9	71	6	23
3,0-3,2	2,69	1,517	2,025	9,8	9,8	27,8	22	12	10	72	5	23
3,5-3,7	2,70	1,637	2,018	9,5	10,1	33,4	22	14	8	72	4	24
4,0-4,2	2,68	1,566	2,033	9,7	9,2	28,4	22	14	8	72	5	23
4,5-4,7	2,69	1,577	2,034	9,7	9,7	29,9	22	14	8	70	5	25
5,0-5,2	2,68	1,619	2,028	9,7	9,5	31,3	23	15	8	71	5	24
5,5-5,7	2,67	1,671	2,029	9,7	10,0	35,2	22	13	9	70	7	23
6,0-6,2	2,69	1,592	2,018	10,1	9,6	30,3	23	13	10	71	5	24
6,5-6,7	2,68	1,644	2,028	10,1	10,3	34,6	23	14	9	69	6	25
7,0-7,2	2,68	1,607	2,017	10,0	9,4	30,6	22	13	9	70	7	23
7,5-7,7	2,67	1,679	2,020	9,9	10,0	35,6	21	14	7	69	8	23
8,0-8,2	2,68	1,717	2,015	9,9	9,9	37,1	20	15	5	71	6	23
8,5-8,7	2,68	1,685	2,026	9,7	9,6	34,6	22	15	7	69	9	22
9,0-9,2	2,67	1,733	2,028	9,9	10,4	39,6	21	13	8	72	8	20
9,5-9,7	2,68	1,757	2,024	9,9	11,0	42,5	21	13	8	70	7	23
10,0-10,2	2,67	1,745	2,028	10,1	9,5	37,6	21	13	8	71	7	22
10,5-10,7	2,70	1,727	2,028	9,9	9,4	35,7	20	13	7	69	9	22
11,0-11,2	2,70	1,772	2,040	9,9	10,1	40,2	21	13	8	72	8	20
11,5-11,7	2,69	1,727	2,034	9,8	9,1	35,0	23	12	11	70	8	22

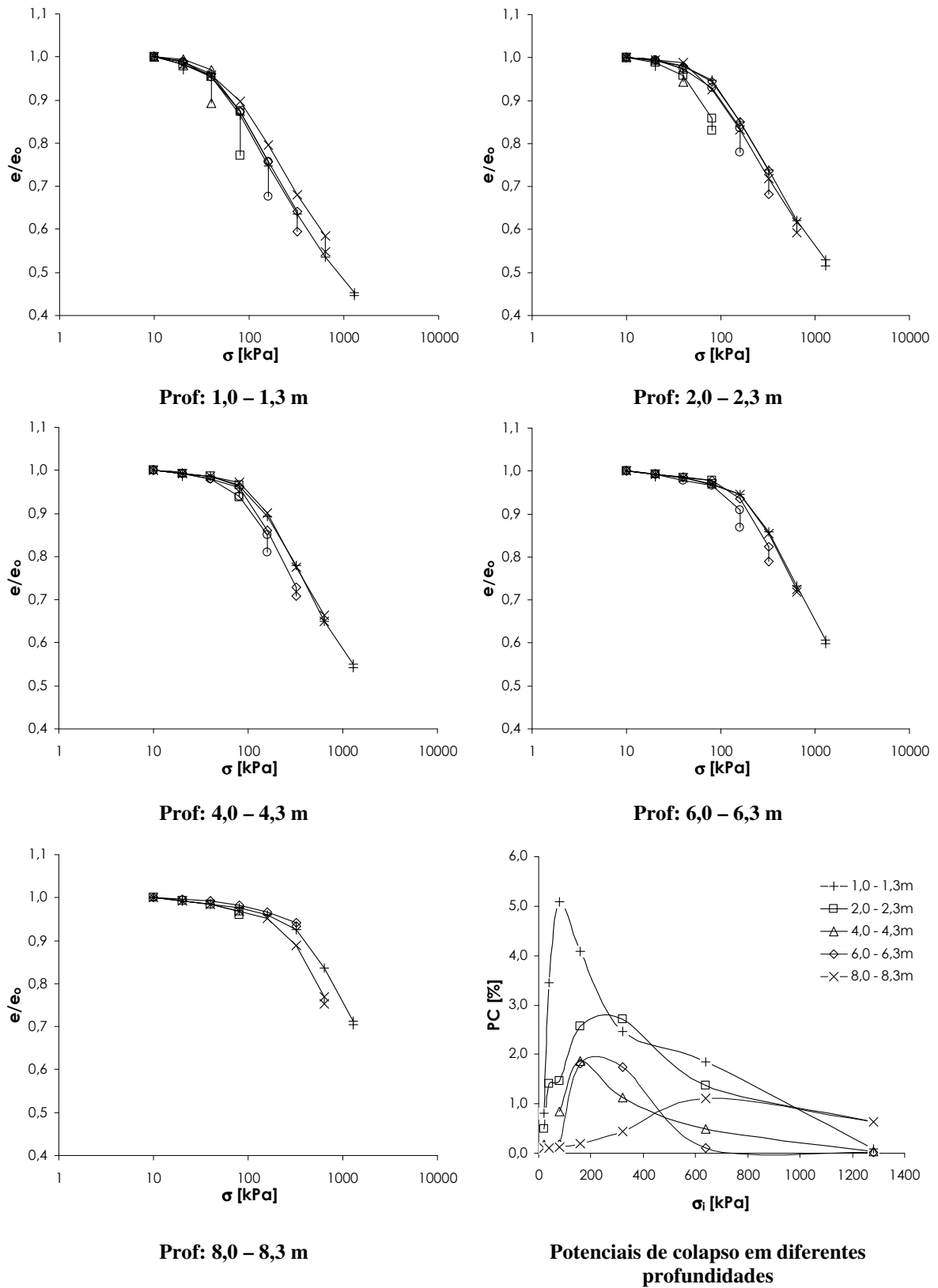


Fig. 4.11. Resultados de ensaios edométricos e potenciais de colapso do L-G1.

Tabela 4.5. Características do L-G2 (CESP, 1989c).

Prof. [m]	ρ_s [g/cm ³]	ρ [g/cm ³]	$\rho_{\text{máx}}$ [g/cm ³]	w_{ot} [%]	w [%]	S_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	IP [%]	Areia [%]	Silte [%]	Argila [%]
1,0-1,3	2,70	1,556	2,003	9,9	4,3	14,3	NL	NP	-	80	3	17
2,0-2,3	2,72	1,578	1,999	9,6	4,8	16,2	NL	NP	-	79	4	17
3,5-3,8	2,70	1,650	1,998	9,6	5,0	18,8	23	13	10	78	5	17

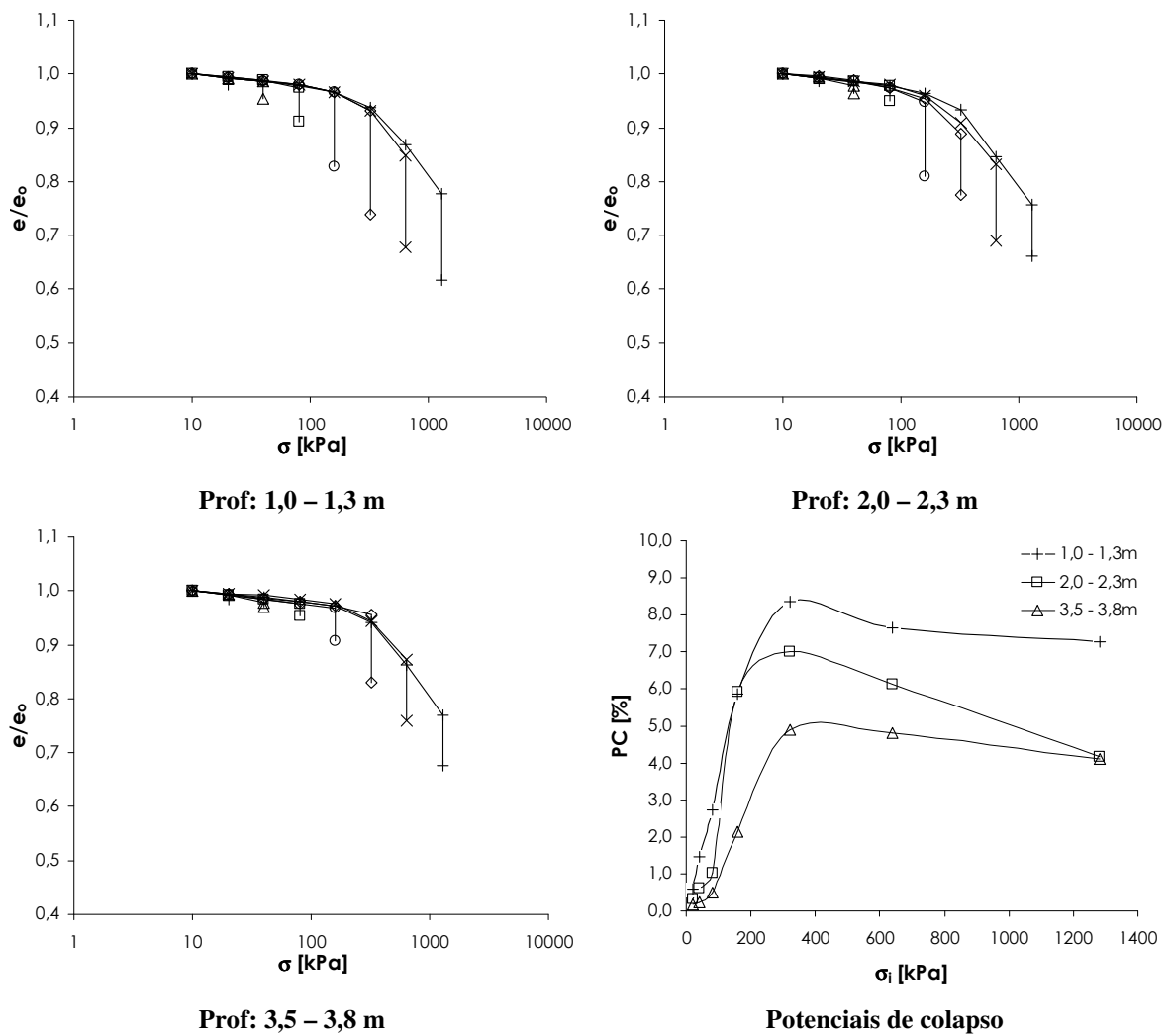


Fig. 4.12. Resultados de ensaios edométricos e potenciais de colapso do L-G2.

Tabela 4.6. Características do L-G3 (CESP, 1989c).

Prof. [m]	ρ_s [g/cm ³]	ρ [g/cm ³]	$\rho_{dmáx}$ [g/cm ³]	w_{ot} [%]	w [%]	S_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	IP [%]	Areia [%]	Silte [%]	Argila [%]
1,2-1,5	2,69	1,565	2,033	9,2	4,6	15,5	NL	NP	-	82	2	16
2,0-2,3	2,66	1,554	2,038	8,9	6,0	19,6	17	12	5	78	4	16
3,5-3,8	2,72	1,601	2,041	8,6	6,4	21,6	17	14	3	78	5	16

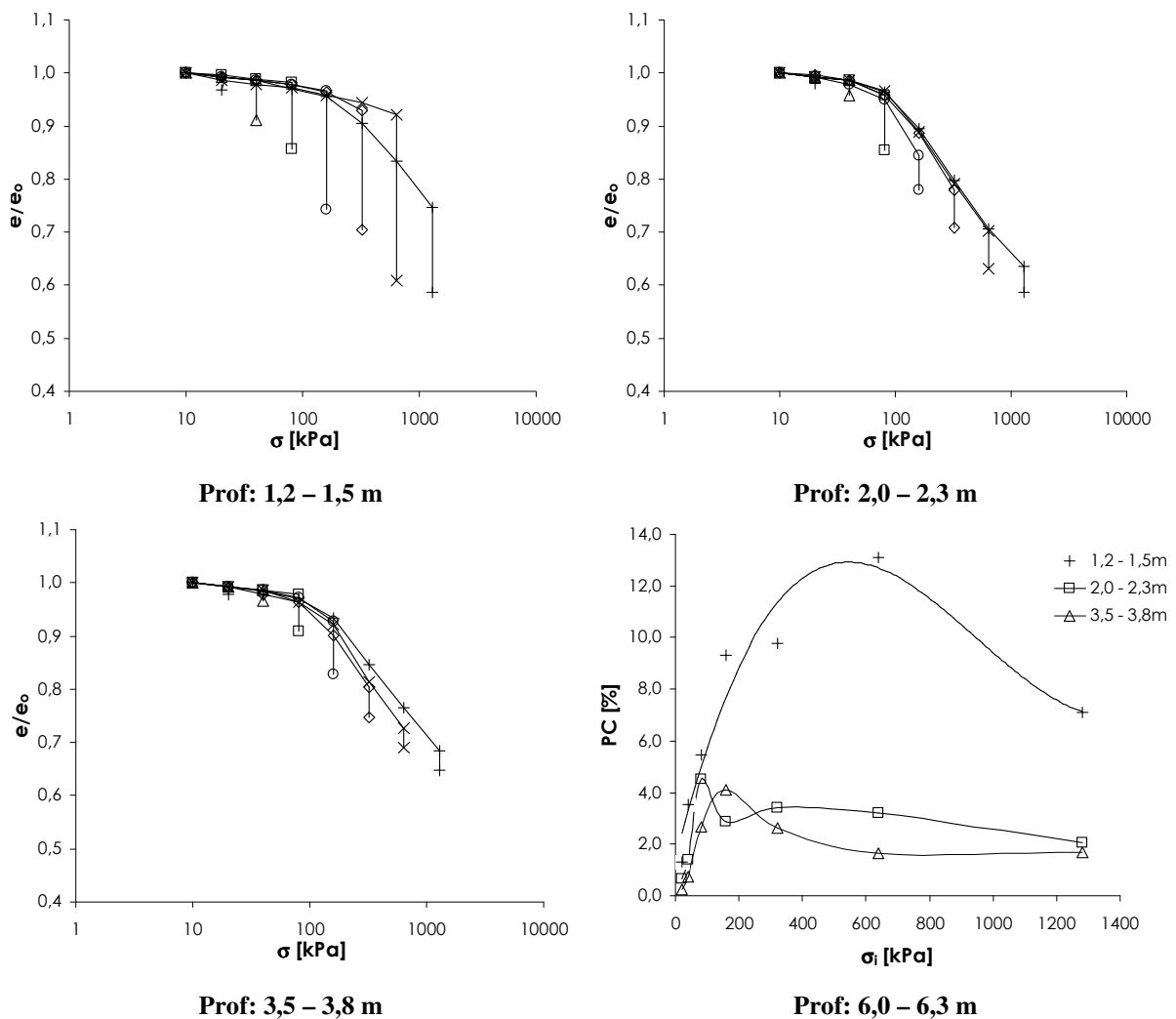
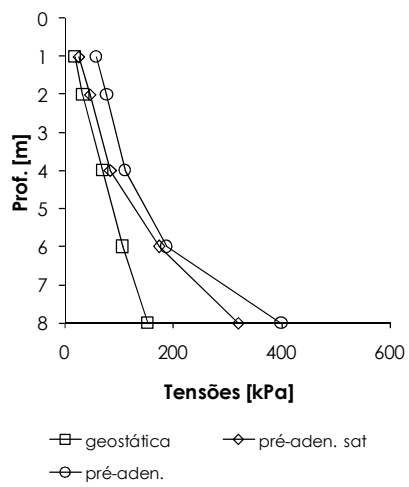
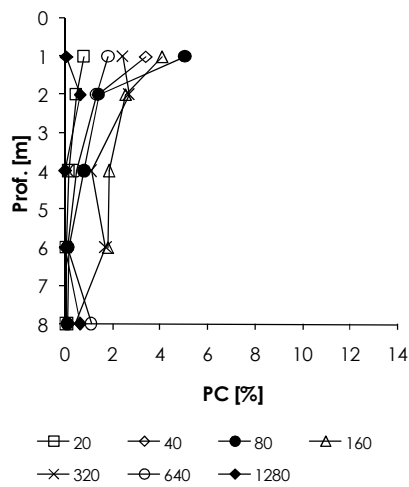
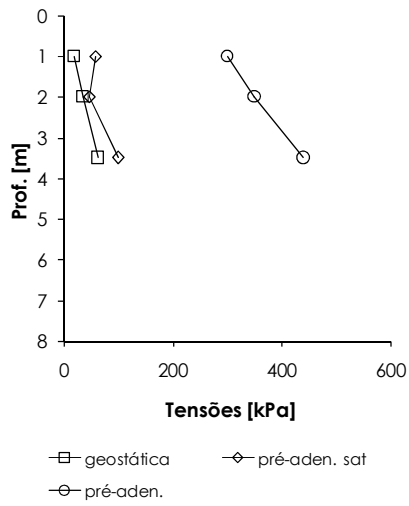
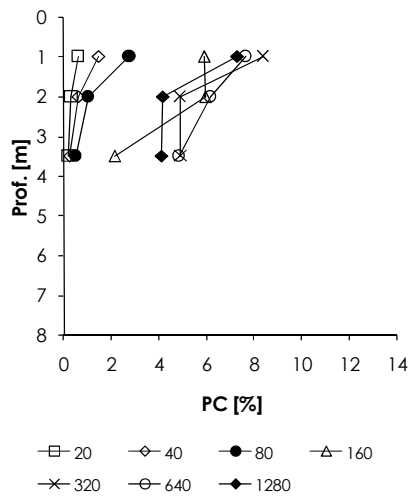


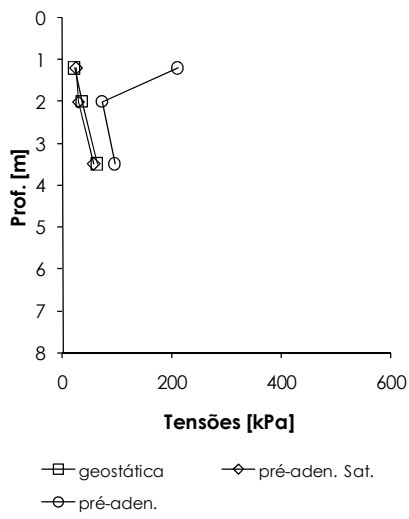
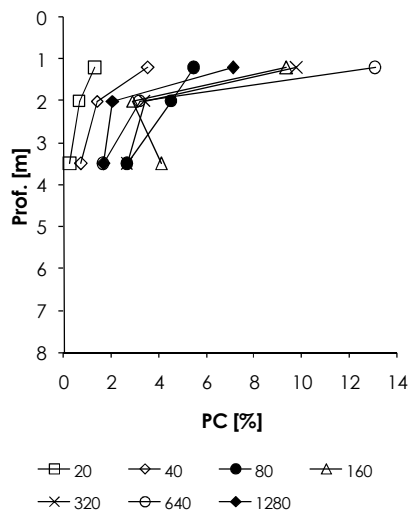
Fig. 4.13. Resultados de ensaios edométricos e potenciais de colapso do L-G3.



L-G1



L-G2



L-G3

Fig. 4.14. Potenciais de colapso (PC), tensões geostáticas e de pré-adsensamento de amostras saturada e não saturada ao longo da profundidade.

Os solos dos locais L-G1, L-G2 e L-G3 (Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6) são semelhantes entre si e em relação ao local próximo a cooperativa agrícola (Fig. 4.11). Em geral, estes solos são arenosos e com baixa ou nenhuma plasticidade. Possuem valores baixos de massa específica natural e baixos teores de umidade em condições de campo.

Na Fig. 4.11 nota-se que: (1) a compressibilidade do solo é reduzida com o aumento da profundidade; (2) os potenciais de colapso dependem do grau de saturação inicial da amostra e da tensão de inundação; (3) existe uma tensão de inundação em que o solo sofre um colapso máximo para depois decrescer.

No local L-G1, o solo mostrou-se colapsível somente a 1 e 2 m de profundidade, enquanto a 6 e 8 m as deformações por colapso foram desprezíveis. Na Fig. 4.12 a variação de volume do solo pouco varia com a profundidade. Já os potenciais de colapso dependem da profundidade, já que eles são maiores na superfície do terreno. Análogo aos resultados da Fig. 4.11, nesse conjunto de dados nota-se que existe uma tensão de inundação em que o solo sofre um colapso máximo para depois decrescer. Em geral, no (L-G2) o solo mostrou-se altamente colapsível para os valores de grau de saturação inicial apresentados, com potenciais de colapso máximos da ordem de 8%. As tensões de inundação de 20 e 40 kPa induziram pequenas deformações e, portanto, os colapsos gerados nessas tensões podem ser desconsiderados.

Nas Fig. 4.13 os resultados do local L-G3 são semelhantes aos resultados do local L-G2. Nos três locais investigados, os potenciais de colapso são influenciados pelo grau de saturação inicial (antes da inundação) e pela tensão escolhida para a inundação. Em todos os casos verifica-se que existe uma tensão de inundação em que o solo sofre um colapso máximo para depois decrescer. Esta tensão aumenta à medida que o solo está mais seco. Nos solos mais secos os colapsos máximos registrados foram obtidos para tensões de inundação de 320 a 640 kPa, enquanto nos solos mais úmidos os maiores colapsos ocorreram para tensão de 80 kPa. Nos solos mais úmidos os colapsos gerados sob tensões de inundação mais elevadas mostram-se desprezíveis.

É sabido que o conteúdo de água influencia a variação de volume deste solo, uma vez que o aumento do grau de saturação torna o solo colapsível mais compressível. Por extensão, o conteúdo de água inicial das amostras comanda a magnitude dos colapsos induzidos pelo umedecimento.

Na Fig. 4.14 mostram-se os potenciais de colapso obtidos e as tensões geostáticas e tensões de pré-adensamento dos solos com e sem inundação ao longo da profundidade do terreno. Descartando pequenas variações, conclui-se que: os maiores colapsos ocorrem na superfície do terreno; as tensões de pré-adensamento do solo saturado são semelhantes às tensões geostáticas; as tensões de pré-adensamento do solo não saturado são governadas pelo conteúdo de água no solo e variam muito, sobretudo na superfície do terreno.

4.5.2. Ensaio de Campo para Caracterização do Colapso dos Solos

Foi executada uma série de provas de carga em placa circular rígida de 0,8 m de diâmetro nas profundidades de 1, 2 e 4 metros (Fig. 4.15). Algumas delas foram conduzidas até uma carga de interesse e posteriormente inundadas e outra inundada desde o início. Buscou-se reproduzir na cota de apoio da placa as mesmas tensões atuantes nas fundações locais (como somatória das tensões geostáticas e das edificações existentes). Nas provas de carga executadas a 1 metro foram instalados medidores de recalque a várias profundidades, que viabilizaram a obtenção de deslocamentos ao longo de todo o bulbo de tensões sob a placa e, também, a uma vertical imediatamente externa a ela.

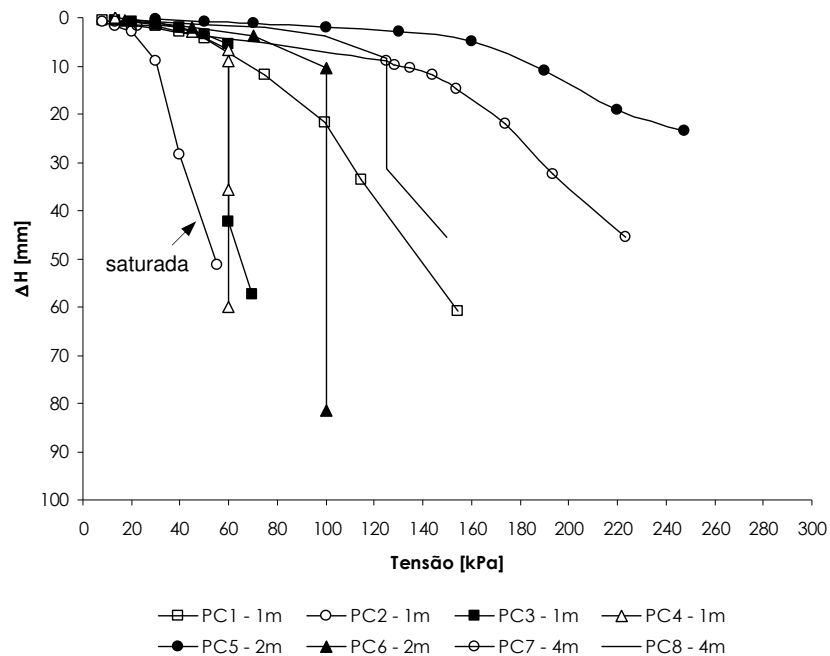


Fig. 4.15. Provas de carga em placa (Cestari Jr. & Celeri, 1999).

As provas de carga PC1-1m e PC2-1m mostram que a capacidade de carga do solo superficial é baixa, cerca de 50 kPa para o solo não saturado e 30 kPa para o solo saturado. Nota-se também que o solo torna-se menos compressível com o aumento da profundidade, conforme indicado nas provas de carga PC5-2m e PC7-4m.

Antes da inundação, as curvas tensão/recalque mostram-se diferentes para as PC5-2m e PC6-2m. Estas provas de carga, apesar de terem sido executadas na mesma cota, foram ensaiadas sobre solos com diferentes umidades, média de 5,4% para a PC5-2m e 7,0% para a PC6-2m. Esta condição deve ter sido a responsável pela perda de resistência a compressão da PC6-2m. Nas demais provas de carga, as diferenças entre os teores de umidade do solo na mesma profundidade foram pequenas e as curvas resultaram mais próximas.

Na Fig. 4.16 são apresentados resultados dos ensaios de cone. Estes ensaios foram executados no terreno com umidade de campo e com inundação prévia da camada.

À exceção do primeiro metro, as resistências de ponta (q_c), medidas até a profundidade em torno de 7,5m, se apresentam abaixo de 4 MPa. A partir desta cota, os valores de resistência de ponta obtidos na condição não saturada foram crescentes com valores máximos na cota de 10,8m, o que indicou a existência de solos arenosos finos com maior compactidade que os materiais subjacentes. Em geral, os resultados mostram reduções de até 50% na resistência de ponta q_c após a inundação do solo.

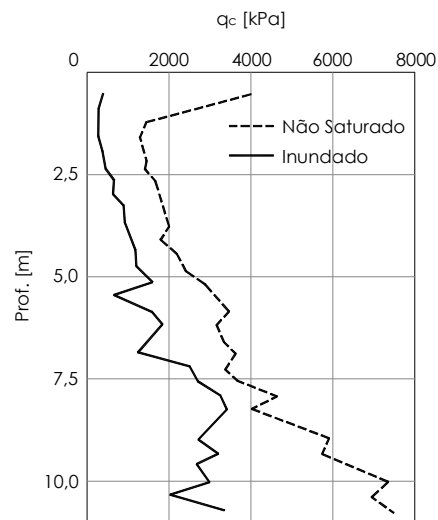


Fig. 4.16. Ensaios de cone, CPT (Cestari Jr. & Celeri, 1999)

4.5.3. Ensaios com Cargueiras

Foram desenvolvidos ensaios de campo de longa duração em estruturas carregadas durante a ascensão do lençol freático. Algumas cargueiras foram construídas num local previamente escolhido à margem do futuro lago hidrelétrico e durante um ano, foram observados e medidos os recalques dessas estruturas. As cargueiras foram montadas em um local com declividade igual a 5% e dispostas de maneira que, durante o enchimento, algumas tivessem sua base saturada e outras fossem afetadas apenas pelo acréscimo de umidade (Fig. 4.17).

Em função disso, um ensaio alternativo de laboratório foi montado para avaliar o efeito da capilaridade do solo. Este ensaio consistiu na determinação do teor de umidade de uma amostra indeformada com 2,5 m de altura e 0,15 m de diâmetro, coletada através de cravação lenta de um tubo circular de PVC, com a base imersa em água.

A Fig. 4.18 mostra-se uma foto de uma cargueira após a ascensão do nível d'água e a Fig. 4.19 ilustra o resultado da distribuição de umidade do tubo circular no ensaio alternativo de ascensão capilar após 30 dias da imersão em água.

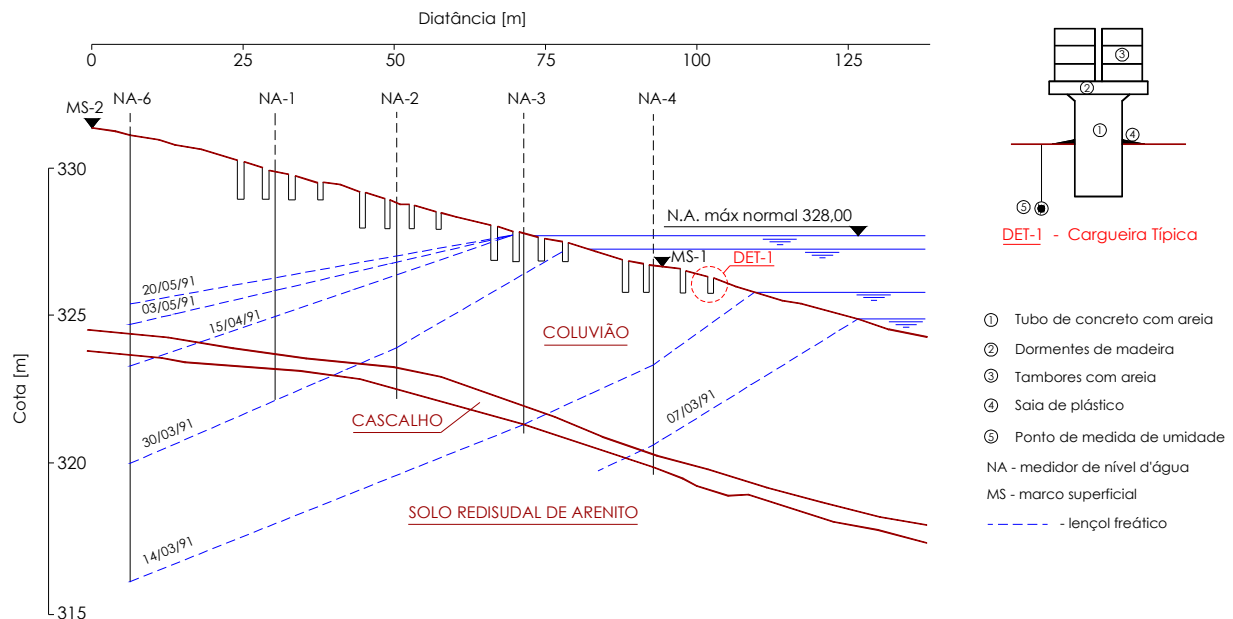


Fig. 4.17. Terreno de instalação e disposição das cargueiras.



Fig. 4.18. Cargueira instalada às margens do reservatório (Santos, 2002).

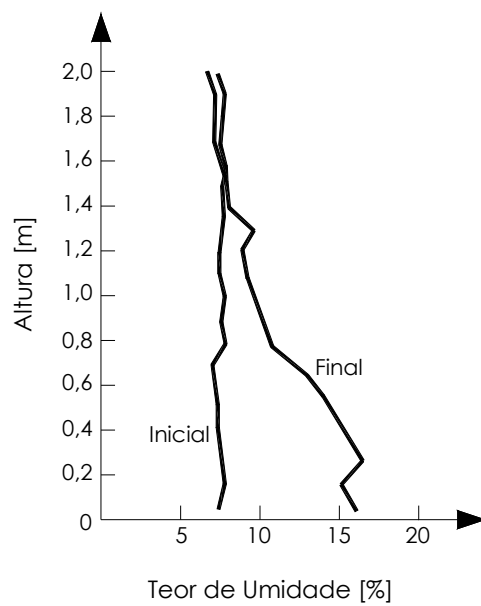


Fig. 4.19. Distribuição de umidade do ensaio de ascensão capilar (Cruz et al., 1994).

As cargueiras consistiam em tubos de concreto com 72 cm de diâmetro externo, com a extremidade inferior tamponada com laje para transmissão dos esforços ao solo de forma homogênea. Os tubos foram carregados com areia saturada e sobrepostos a uma grelha de madeira. As estruturas foram apoiadas em diferentes profundidades, procurando-se manter a relação carga x profundidade encontrada em edificações locais (Tabela 4.7).

Foram instalados marcos superficiais, referência de nível e pinos de recalque chumbados aos tubos de concreto das cargueiras para leituras de recalques através de nível ótico. Além disso, foram instalados medidores de nível d'água para o acompanhamento da subida do lençol freático.

Tabela 4.7. Tipos de cargueiras.

Tipo	Tensão [kPa]	Profundidade [m]
1	40	0,6
2	60	0,8
3	80	1,0
4	100	1,2

As Fig. 4.20 e 4.21 mostram, respectivamente, os recalques de duas cargueiras, assim como, as umidades do solo na base dessas cargueiras, a elevação do nível d'água e a precipitação do primeiro período chuvoso após a instalação das estruturas. Na seqüência, a Tabela 4.8 apresenta um resumo dos recalques de todas as cargueiras.

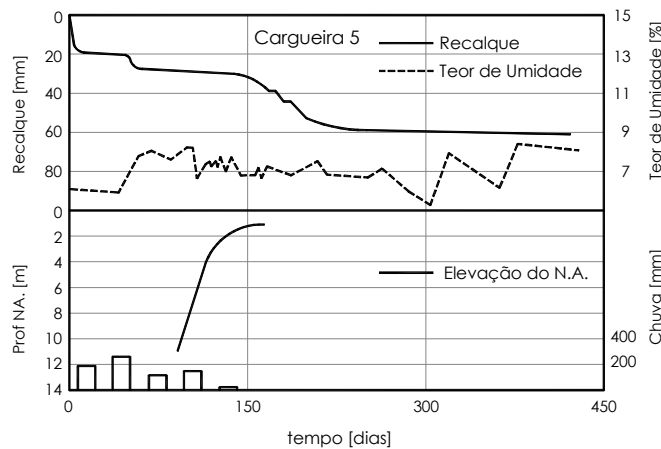


Fig. 4.20. Cargueira nº 05: variação do nível d'água, recalques, teor de umidade do solo e precipitação vs tempo, (Cruz et al., 1994).

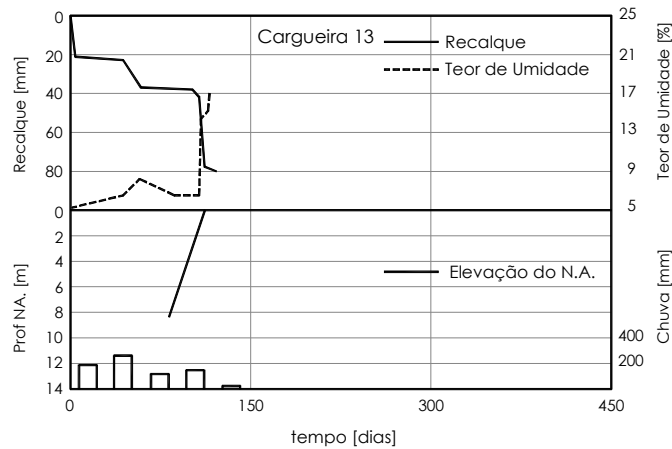


Fig. 4.21. Cargueira nº 13: variação do nível d'água, recalques, teor de umidade do solo e precipitação vs tempo, (Cruz et al., 1994).

Nas Fig. 4.20 e 4.21, três parcelas distintas de recalques podem ser observadas nas cargueiras: a primeira devido à construção das estruturas (carregamentos das cargueiras); a segunda devido às precipitações do período inicial de 150 dias e; a terceira devido à elevação do nível d'água. Na cargueira nº 05, a parcela de colapso provocada pela ascensão do lençol freático, ocorre ao longo de 10 meses, iniciando 150 dias após a instalação das estruturas, e deve-se apenas ao aumento do teor de umidade do solo da base da cargueira. Já na cargueira nº 13, o nível d'água atingiu a base da estrutura saturando-a, e o colapso ocorreu de forma imediata.

Parte do colapso das cargueiras ocorreu pelas chuvas antes do início do enchimento do reservatório, embora houvesse saia plástica protegendo o entorno de cada estrutura. Por analogia deduziu-se que as construções da cidade já haviam sofrido certa parcela de recalque ao longo da sua existência, cuja grandeza depende da proteção superficial que cada uma possuía contra a infiltração das águas de chuva (calçadas, pisos externos, coberturas, e outros). O colapso restante consumou-se após o efetivo enchimento do lago, sendo registrados valores absolutos de até 70 mm (Cestari Jr. & Celeri, 1999).

Tabela 4.8. Resumo dos recalques das cargueiras (modificado de Cruz et al., 1994).

Cargueira n ^o	Prof. [m]	Tensão [kPa]	$\Delta H_{(1)}$ [mm]	$\Delta H_{(2)}$ [mm]	$\Delta H_{(3)}$ [mm]	ΔH_{Total} [mm]
1	1,2	100	20,0	13,0	4,5*	39,2
2	1,0	80	13,0	11,5	5,0*	30,7
3	0,8	60	10,5	10,5	6,5*	35,2
4	0,6	40	6,5	6,0	6,0*	27,7
5	1,2	100	18,5	8,5	33,5*	61,8
6	1,0	80	12,0	10,5	51,9*	74,4
7	0,8	60	8,5	8,5	43,5*	60,5
8	0,6	40	2,5	1,5	30,1*	34,1
9	1,2	100	23,0	9,5	**	**
10	1,0	80	23,0	17,0	50,7	90,7
11	0,8	60	10,0	7,5	25,7	43,2
12	0,6	40	5,0	2,5	19,1	26,6
13	1,2	100	21,0	14,0	40,0	74,8
14	1,0	80	13,5	12,0	26,5	51,4
15	0,8	60	7,5	9,0	20,0	35,7
16	0,6	40	4,0	6,0	20,5	30,5
17	0,6	60	4,0	**	**	**
18	0,6	80	6,3	**	**	**
19	0,6	100	9,4	**	**	**

Legenda: $\Delta H_{(1)}$: recalque devido à construção da cargueira; $\Delta H_{(2)}$: recalque devido à precipitação; $\Delta H_{(3)}$: recalque devido à elevação do nível d'água; * colapso ao longo de 10 meses; ** valores não registrados.

4.5.4. Monitoramento de Lençol Freático e de Recalques de Edificações

Os critérios adotados para o monitoramento das edificações foram: (1) simplicidade: o período de tempo disponível para a instalação e obtenção das leituras era escasso; (2) rapidez de leituras: devido à frequência elevada de leituras, principalmente na fase inicial do enchimento do lago; (3) objetividade: acompanhamento de recalques absolutos e diferenciais, nível d'água, aberturas de trincas e fissuras, e deslocamentos angulares de estruturas esbeltas.

Assim, os instrumentos escolhidos para o monitoramento dos recalques foram:

- Medidores de nível d'água: convencionais, instalados em furos de sondagem, com leituras obtidas através de cabo graduado e sensor elétrico na extremidade;
- Medidores de recalques de hastes: conjunto de hastes instaladas em furo de sondagem, sendo uma de referência profunda, e as demais em profundidades de interesse, através de garras metálicas semelhante às utilizadas nos medidores

magnéticos de recalques. Tais medidores, distantes das edificações, tinham por finalidade determinar se o colapso ocorreria somente pelo próprio do solo;

- Bases para tensotast: para medir aberturas de trincas e fissuras resultantes dos recalques diferenciais;
- Bases para clinômetros: para medir inclinação, sendo instaladas apenas no Edifício Hortência (única edificação com mais de 10 pavimentos da cidade);
- Pinos de nivelamento: chumbados nas paredes externas das edificações, lidos com Nível N3 e mira ínvar com sensibilidade de décimo de milímetro. Cada edificação monitorada contava também com uma referência de nível intermediária, que consistia em um bloco de concreto pré-moldado assentado no terreno, distante de cargas fixas ou móveis. Esses marcos eram freqüentemente nivelados a partir de referência de nível profundas instaladas em pontos convenientes.

As leituras iniciaram-se em janeiro de 1990 e prosseguiram por um período de quase seis anos. A freqüência de leituras variou de duas a três por semana, no início, a trimestral, no final do período, quando se verificou a estabilização do lençol freático (Cestari Jr. & Celeri, 1999).

As Fig. 4.22, 4.23, 4.24, 4.25 e 4.26 mostram os recalques das edificações e a elevação do lençol freático ao longo do tempo.

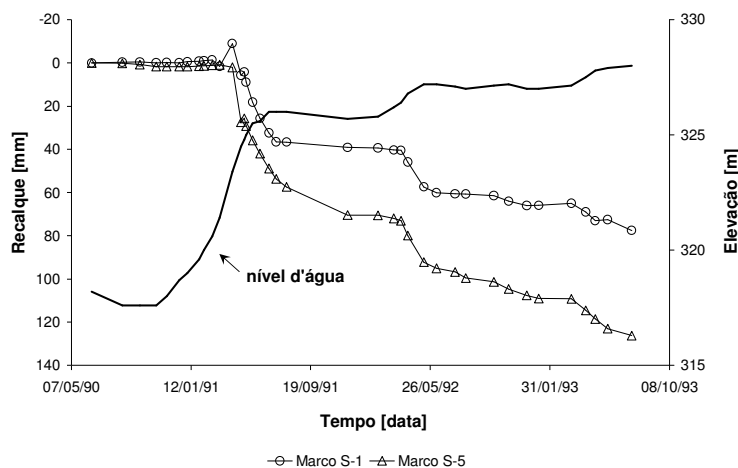


Fig. 4.22. Monitoramento de residência, Rua Bahia 814 (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999).

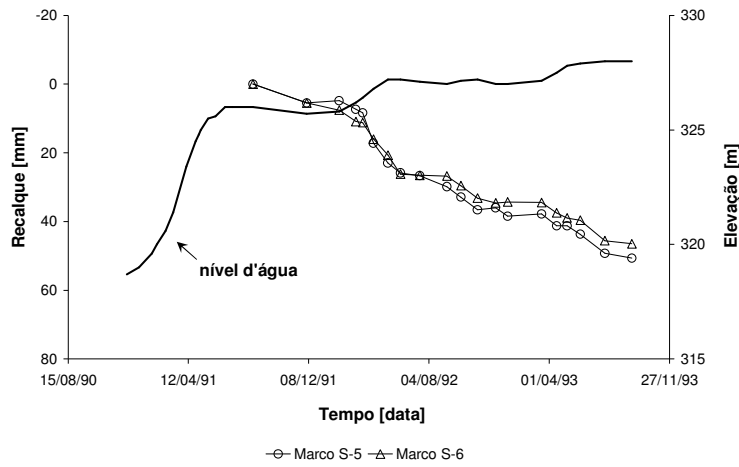


Fig. 4.23. Monitoramento de residência, Rua Bahia 838 (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999).

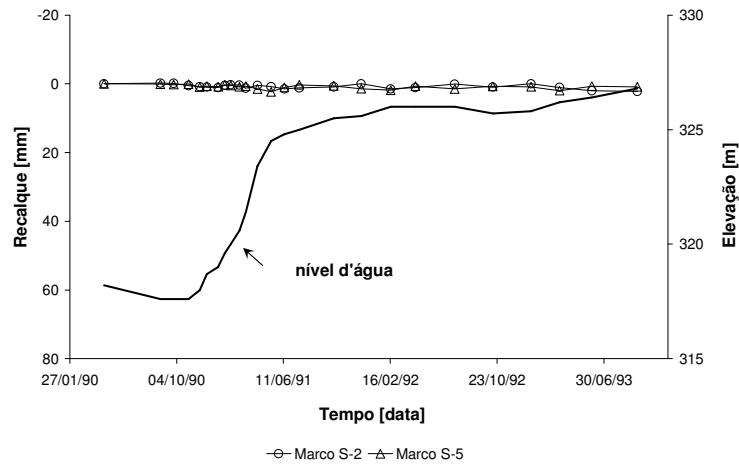


Fig. 4.24. Monitoramento de edificação, Edifício Hortênsia (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999).

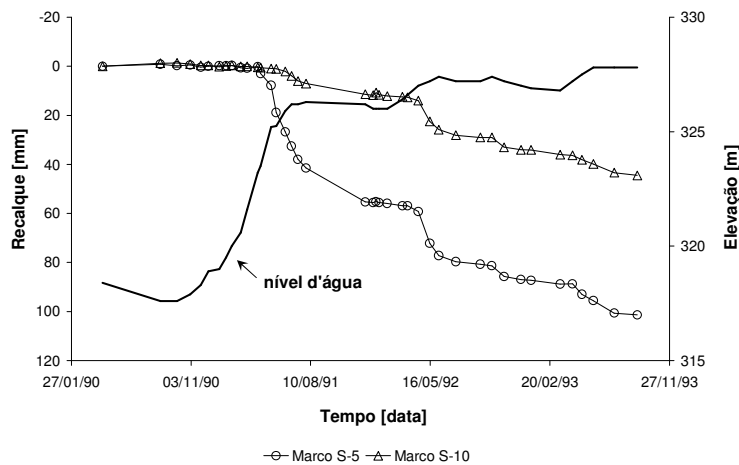


Fig. 4.25. Monitoramento de edificação, Creche (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999).

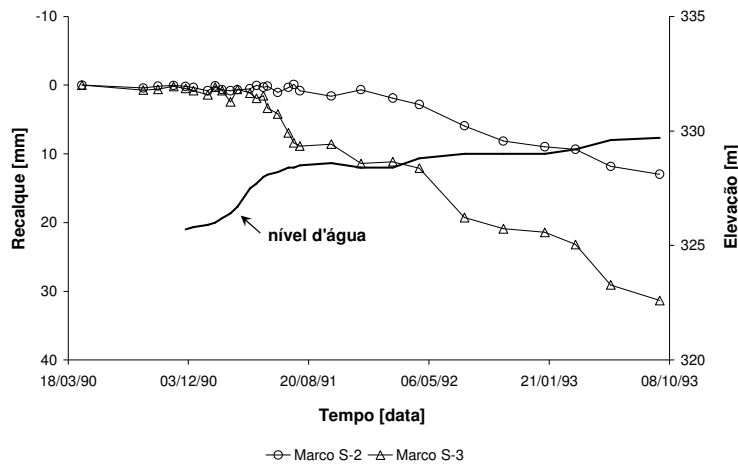


Fig. 4.26. Monitoramento de edificação, Oficina do D.E.R. (IPT, 1993; Cestari Jr. & Celeri, 1999).

A residência localizada na Rua Bahia, 814 encontra-se na Zona A, sendo classificada como razoável. Ao correlacionar as leituras dos pinos topográficos com as leituras da posição do nível d'água, conclui-se que os maiores recalques ocorreram no período em que se deram as grandes elevações do lençol freático (Fig. 4.22). Os recalques absoluto e diferencial máximos foram, respectivamente, 145 mm e 55 mm. Esses valores podem explicar a origem das trincas e rachaduras visualizadas e registradas nas inspeções, além da ruptura da rede de esgoto. Em virtude dessa ocorrência esta residência foi demolida e imediatamente reconstruída pela CESP.

A residência localizada na Rua Bahia, 838 também se encontra na Zona A, mas foi classificada como preocupante. Assim, tão logo se deu o início do enchimento do reservatório, decidiu-se pela sua demolição. No local foi construída uma nova edificação sobre brocas de 4 metros e viga baldrame de concreto armado. A Fig. 4.23 ilustra os recalques observados nessa nova construção. Os recalques absolutos foram da ordem de 50 mm, já os recalques diferenciais resultaram insignificantes, o que justifica a não ocorrência de trincas e fissuras.

O Edifício Hortênsia é um prédio residencial com 16 pavimentos, construído em concreto armado, vedado com bloco cerâmico e, de fundação composta por estacas apoiadas a 10 metros de profundidade. Este edifício está inserido na Zona C de influência do reservatório (lençol freático a mais de 5 metros de profundidade). O medidor de nível

d'água instalado próximo à edificação registrou aumento de 4 metros do lençol d'água, mas o nível permaneceu a cerca de 17 metros abaixo do terreno, isto é, a 7 metros da cota de apoio das estacas. Assim, não foram registrados recalques absolutos ou diferenciais nos pinos de nivelamento (Fig. 4.24) e nas inspeções visuais, realizadas pela CESP, não foi detectada qualquer tipo de anomalia.

A Creche, localizada na Zona A, foi classificada como preocupante. A Fig. 4.25 ilustra os recalques observados em dois pinos ao longo da elevação do nível d'água. Os maiores recalques ocorreram durante a subida do lençol freático, o máximo recalque absoluto foi de 119 mm e o máximo diferencial de 100 mm, o que causou grandes rachaduras sobre os vãos, portas e janelas e também no piso. O prédio, por razões de segurança, foi demolido e reconstruído em seguida no mesmo local.

De acordo com as observações dos três edifícios que compõem o D.E.R., o da oficina foi o que apresentou os maiores recalques (absoluto de 35 mm e diferencial de 25 mm). Fig. 4.26. As três edificações, inseridas na Zona A e classificadas como normais, foram construídas obedecendo a critérios técnicos de engenharia, razão pelo qual, não houve registro de qualquer tipo de anomalia (rachadura, trinca ou fissura).

Cestari Júnior & Celeri (1999) descrevem a investigação geotécnica e o monitoramento das edificações da cidade de Pereira Barreto, na margem do reservatório de Três Irmãos, como decorrência das avaliações prévias que o lençol freático sofreria grandes elevações após o enchimento do lago e que o solo apresentava susceptibilidade ao colapso. Os autores concluíram que as edificações situadas no interior da Zona B de influência, isto é, região em que o nível d'água situaria a mais de 5 metros de profundidade, não sofreriam danos provocados pelo colapso do solo; dentre as edificações situadas na Zona A de influência, ou seja, profundidade do nível d'água entre 0 e 5 metros, sofreriam danos apenas aquelas construídas sem critérios técnicos.

4.5.5. Registro de Danos e Medidas Reparadoras

As Fig. 4.27 e 4.28 ilustram avarias de edificações localizadas às margens do lago de Três Irmãos que sobrevieram durante o enchimento do lago de três irmãos e a subsequente ascensão do lençol freático em Pereira Barreto.



Fig. 4.27. Avarias de construções localizadas às margens do lago de Três Irmãos (parte 1).



Fig. 4.28. Avarias de construções localizadas às margens do lago de Três Irmãos (parte 2).

O monitoramento efetuado sistematicamente desde 1987 até o final do ano de 1994, acrescido de algumas medições executadas posteriormente, mostrou elevações no lençol freático de até cerca de 20 metros, induzindo desabamento de paredes de poços-cacimba sem revestimento, recalques no solo e danos a edificações, levando a CESP a adotar uma série de medidas: reforço de estruturas ou construção de cerca de 300 casas, reinstalação de rede de esgoto e estação de tratamento de esgoto, construção de cemitério suspenso, remoção do antigo lixão, além de outras ações compensatórias como um todo (Albuquerque Filho et al., 1987).

Santos (2002) também relata uma série de medidas que foram adotadas na região de Pereira Barreto para corrigir os problemas advindos da elevação do nível d'água:

- *Em relação ao abastecimento de água:* tendo em vista que inúmeros habitantes se abasteciam de água através de poços-cacimba rudimentares, sem revestimento, vulneráveis a desmoronamentos após o enchimento do reservatório e, também, que o ponto de captação de água da cidade ia ser inundado, foi perfurado poço tubular no Aquífero Guarani (antes denominado Botucatu/Pirambóia);
- *Em relação ao sistema de esgoto:* foi reconstruído com bombeamento para estação de tratamento distante da cidade;
- *Em relação ao cemitério da cidade:* situado a 70 m da borda do lago, com parte inserida na Zona A, foram construídos ossário e columbário na porção mais baixa, onde estava previsto lençol freático muito raso;
- *Em relação às edificações:* as 107 edificações consideradas mais preocupantes seriam reformadas ou demolidas e reconstruídas de imediato, sob a coordenação da CESP. As demais edificações da Zona A continuariam sendo acompanhadas por meio de vistorias e do monitoramento dos instrumentos instalados.

5. MATERIAIS E MÉTODOS

5.1. FLUXOGRAMA GERAL DA INVESTIGAÇÃO

A Fig. 5.1 mostra a estrutura da investigação por meio de um fluxograma. Nesta figura os itens que compõem a pesquisa estão organizados em quatro grupos: “Relatórios Técnicos”, “Comportamento do Solo”, “Calibração” e “Modelagem”.

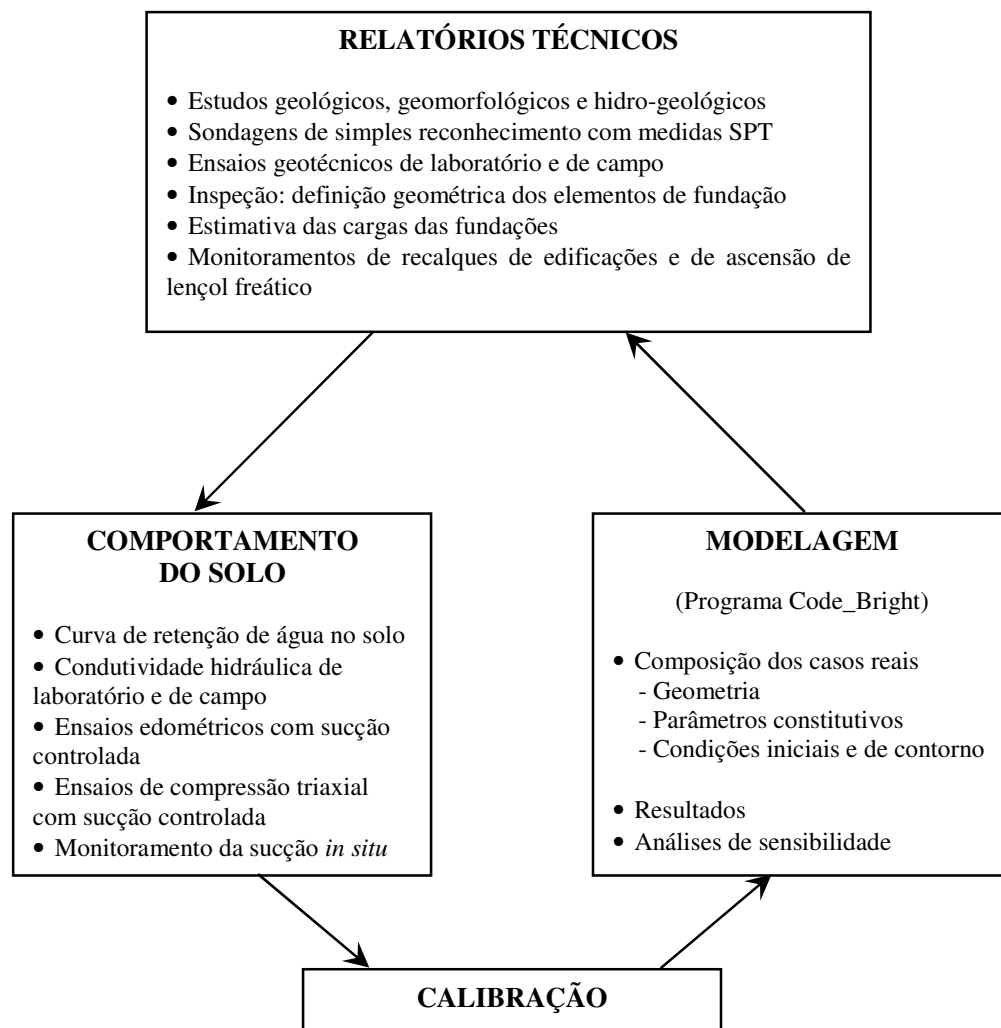


Fig. 5.1. Fluxograma geral da investigação.

Na Fig. 5.1, o grupo denominado “Relatórios Técnicos” reúne um acervo bibliográfico significativo dos trabalhos de investigação realizados na região. As informações contidas nesses relatórios foram adquiridas antes e durante o enchimento do reservatório de Três Irmãos e após a subsequente subida do lençol freático em Pereira Barreto. Esses relatórios foram elaborados pela CESP, Companhia Energética de São Paulo (CESP 1985, 1988, 1989a, 1989b, 1989c, 1989d, 1989e) e pelo IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT 1989a, 1989b, 1990a, 1990b, 1991a, 1991b, 1993a, 1993b) e parte das suas informações estão resumidas no Capítulo 4 da tese.

A despeito dos resultados experimentais obtidos e divulgados nos relatórios mencionados, a execução de um novo programa experimental tornou-se fundamental. Deste modo, o grupo nomeado “Comportamento do Solo” trata da parte experimental suplementar da pesquisa, realizada pelo autor. As atividades dessa seção estiveram voltadas para a caracterização do comportamento do solo, considerando a condição não saturada. Ensaios com controle de sucção, curvas de retenção de água e monitoramento da sucção no campo sustentam esta etapa da pesquisa e constituem dados indispensáveis para a execução da terceira frente de investigação da tese, que trata da modelagem e simulação numérica de colapsos. Maiores detalhes da montagem e da execução desses ensaios estão descritos no presente capítulo.

Por fim, os grupos denominados “Calibração” e “Modelagem” dizem respeito a parte numérica da pesquisa. Nesta etapa, trabalhou-se na calibração dos modelos, na composição e na resolução do problema tensão/deformação-fluxo, alusivo ao fenômeno de colapso abordado. Para isso, estudaram-se as formulações matemáticas do código Code_Bright, assim como as condições de contorno e iniciais compatíveis com o estudo de caso, além dos modelos constitutivos dos materiais. No Capítulo 3 da tese tais modelos e o mencionado programa computacional usado na reprodução dos colapsos de campo estão descritos e detalhados.

5.2. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO SOLO

A seguir são apresentados os locais selecionados para a investigação e os materiais e métodos que foram aplicados para a caracterização do comportamento do solo.

5.2.1. Locais Escolhidos para Investigação

Na região estudada, inicialmente buscou-se identificar locais adequados para o desenvolvimento da parte experimental suplementar. A escolha dos locais iniciou-se com sondagens a trado distribuídas ao longo da região. Estas sondagens serviram de base para o levantamento dos locais representativos do solo, possibilitando a comparação das informações obtidas com os resultados existentes, publicados anteriormente.

Estas sondagens indicaram dois locais aptos para representar o solo em apreço, sendo um deles próximo a algumas edificações monitoradas durante a ascensão do nível freático. O primeiro deles, denominado local A (L-A), está na Rua Cozo Tagushi, 3026 e o outro, denominado local B (L-B), na Avenida Dom Pedro II, s/ número (Fig. 5.2).

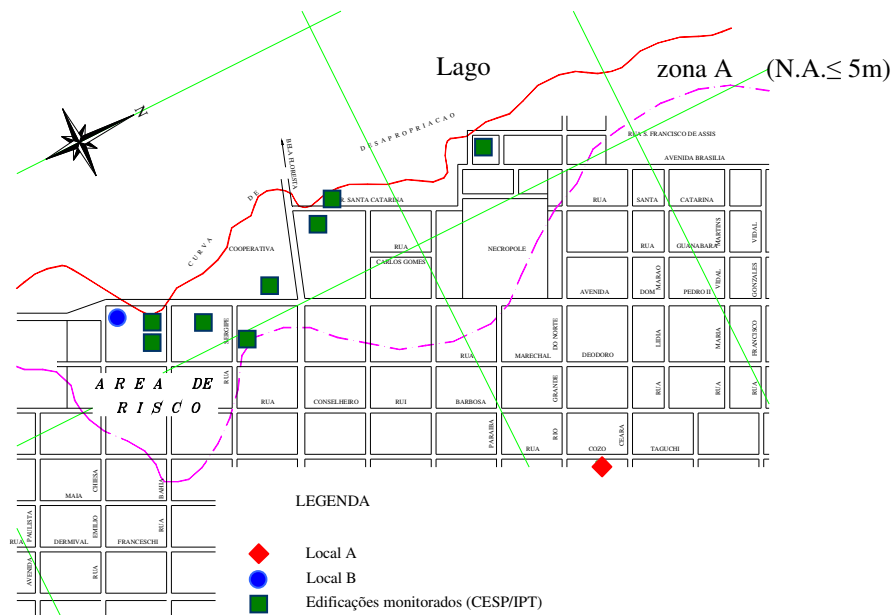


Fig. 5.2. Local escolhido para amostragem dos solos.

A representatividade destes locais possibilitou a escavação de trincheiras e poço exploratório para a retirada de amostras indeformadas. Nesses locais também foram realizados ensaios de condutividade hidráulica com permeâmetro de Guelph e um monitoramento de sucção *in situ* com duração de 42 meses (de abril de 2004 a outubro de 2007) através de tensiômetros convencionais.

A Fig. 5.3. mostra a seção transversal dos locais seleccionados e algumas das suas características após a ascensão induzida do lençol freático.

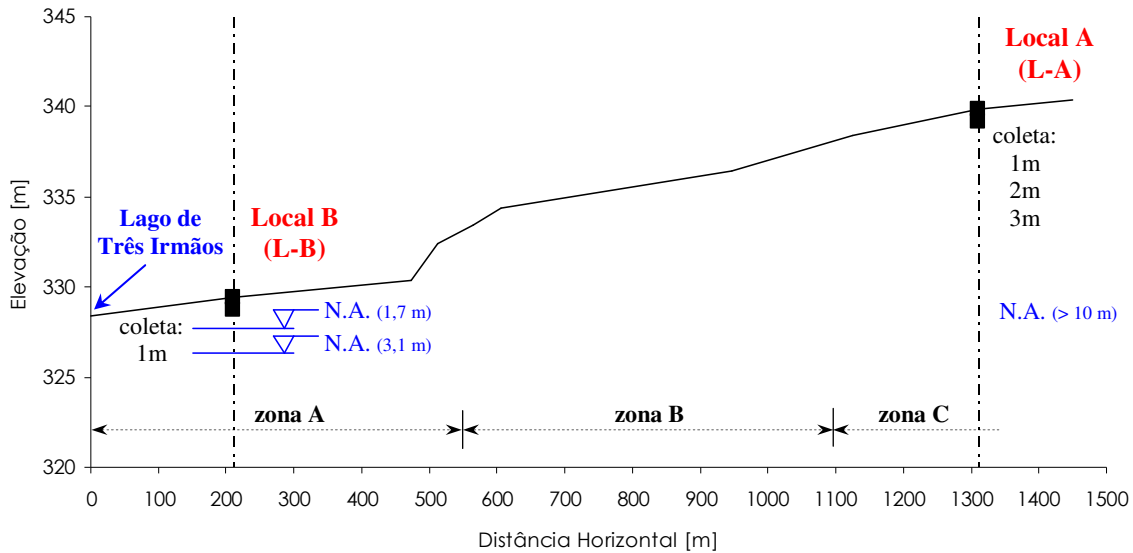


Fig. 5.3. Locais escolhidos para amostragem, ensaios e monitoramento.

5.2.1.1. Amostragem de Solos

A representatividade destes locais possibilitou a escavação de duas trincheiras e de um poço exploratório para a coleta de blocos indeformados.

Na Rua Cozo Tagushi, 3026 (L-A) foi escavado um poço exploratório para coleta de amostras a 1, 2 e 3 metros de profundidade e também foi aberta uma trincheira para coleta de blocos superficiais. Este local situa-se na porção mais alta da cidade, onde o nível d'água é profundo. Além de ser bem representativo, depois da ascensão do nível d'água este local permaneceu com um horizonte não saturado espesso (superior a 10 metros). As características dos terrenos locais e das edificações demonstraram que esta área não foi afetada pelo nível d'água durante a fase de enchimento do lago de Três Irmãos.

Na Rua Dom Pedro II, s/ número (L-B) foi aberta uma trincheira para coleta de amostras indeformadas. A retirada de blocos mais profundos limitou-se à profundidade do lençol freático, uma vez que o local está inserido na zona A (região de maior influência do enchimento do reservatório) com o nível d'água muito superficial, conforme mostrado na Fig. 5.3.

Nos trabalhos de amostragem, alguns cuidados adicionais foram tomados durante a extração e, principalmente, durante o transporte dos blocos, já que a cidade de Pereira Barreto-SP está à cerca de 400 km de São Carlos-SP (local de realização dos ensaios). As amostras deformadas foram acondicionadas e identificadas em sacos plásticos para serem conduzidas em laboratório, enquanto os blocos indeformados foram retirados através de caixas metálicas cúbicas de paredes removíveis. Para manter o conteúdo de água do solo, os blocos foram devidamente parafinados e armazenados em caixas almofadadas. Após o transporte, os blocos foram guardados em câmara úmida até a realização dos ensaios.

A Fig. 5.4 mostra um dos blocos de amostra indeformada retirado do L-A.

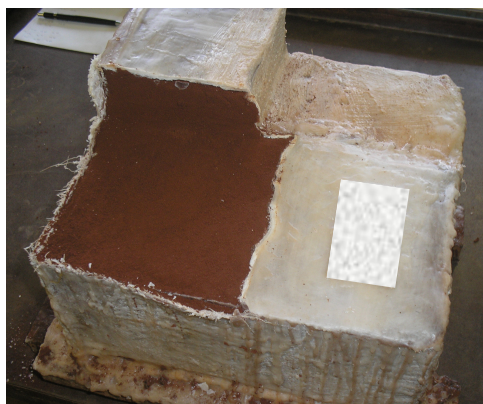


Fig. 5.4. Bloco de amostra indeformada coletado no L-A.

5.2.1.2. Instalação de Tensiômetros no Campo

A sucção no campo foi monitorada por meio de dez tensiômetros instalados nos locais L-A e L-B, com cinco tensiômetros em cada local. As profundidades escolhidas para a instalação foram 60, 90 e 120 cm. Desde o início, procurou-se ajustar os instrumentos com certa simetria, mantendo-se a equidistância entre os tensiômetros instalados nas profundidades de 90 cm (tensiômetros nº 1, 3, 9 e 10) e 120 cm (nº 2, 4, 6 e 8). No centro geométrico de cada conjunto, instalou-se um tensiômetro com profundidade de 60 cm (nº 5 e 7), de maneira que completasse 5 instrumentos em cada local. No local L-B também foi instalado um medidor de nível d'água.

A Fig. 5.5 mostra uma vista superior da disposição de cada um dos tensiômetros após a instalação nos terrenos.

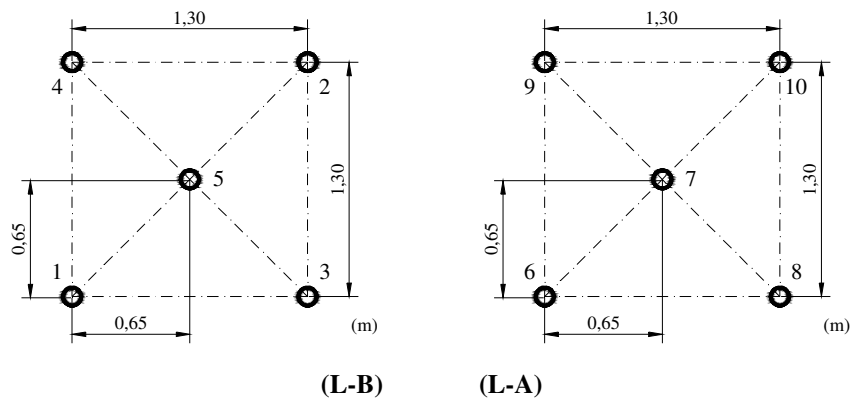


Fig. 5.5. Disposição dos tensiômetros instalados.

É importante realçar que os tensiômetros convencionais, apesar de medirem a sucção diretamente, não são capazes de medir sucções superiores a 70 kPa, uma vez que sucções superiores a esta provocam a cavitação da água.

Estes tensiômetros são constituídos por um tubo conectado na parte inferior a uma pedra porosa cuja entrada de ar é aproximadamente 100 kPa e na parte superior a um vacuômetro e uma tampa, Fig. 5.6(a). O princípio básico de funcionamento consiste na tentativa do solo não saturado em absorver a água do interior do tubo através da pedra porosa instalada na sua base. Como a água do sistema não está livre para se mover por gravidade, o vacuômetro registra a pressão que o solo exerce para retirar a água do tensiômetro. Quanto mais seco estiver o solo, maior será a avidéz dele pela água do tensiômetro, e por consequência, maior a sucção registrada pelo vacuômetro.

Apesar da simplicidade destes instrumentos, cuidados especiais são exigidos para um desempenho razoável no campo. Deste modo, a preparação dos tensiômetros consistiu nas seguintes medidas: cada tensiômetro foi colocado num recipiente com água, onde permaneceu durante dois dias; com a pedra porosa submergida, os tubos foram preenchidos com água destilada e deairada, Fig. 5.6(b); com auxílio de uma bomba de vácuo acoplada ao tensiômetro, a água foi succionada por meio da pedra porosa até interromper a ascensão de bolhas, Fig. 5.6(c); os tubos foram preenchidos com água até o topo e, posteriormente, fechados; cada tensiômetro foi retirado do recipiente e suspenso para secagem ao ar; ao registrar a sucção de 50 kPa, os tensiômetros foram submergidos novamente em água para aferição do tempo de resposta do vacuômetro. Estes dois últimos procedimentos de suspender para secagem e em seguida submergir foram repetidos várias vezes.

Na instalação dos tensiômetros no campo adotou-se o seguinte procedimento: para cada tensiômetro um furo com profundidade desejada foi realizado com um trado de diâmetro ligeiramente inferior ao da pedra porosa; fez-se e introduziu-se no furo uma pequena quantidade de lama, composta pelo próprio solo retirado do furo, para garantir o contato entre a pedra porosa do tensiômetro e o solo; imediatamente o tensiômetro foi introduzido no furo, Fig. 5.6(d); e, por fim, a superfície do solo ao redor do tensiômetro foi protegida para impedir infiltração de água de chuva junto ao tubo.

As leituras foram tomadas em média a cada dois ou três dias e a manutenção foi realizada a cada duas semanas. Na manutenção, após a leitura, cada tensiômetro foi aberto e conectado à bomba de vácuo; aplicou-se, então, uma sucção de 50 kPa e esperou-se de 5 a 10 s para retirada de bolhas; cada tensiômetro foi completado com água destilada e deairada e posto em operação novamente.

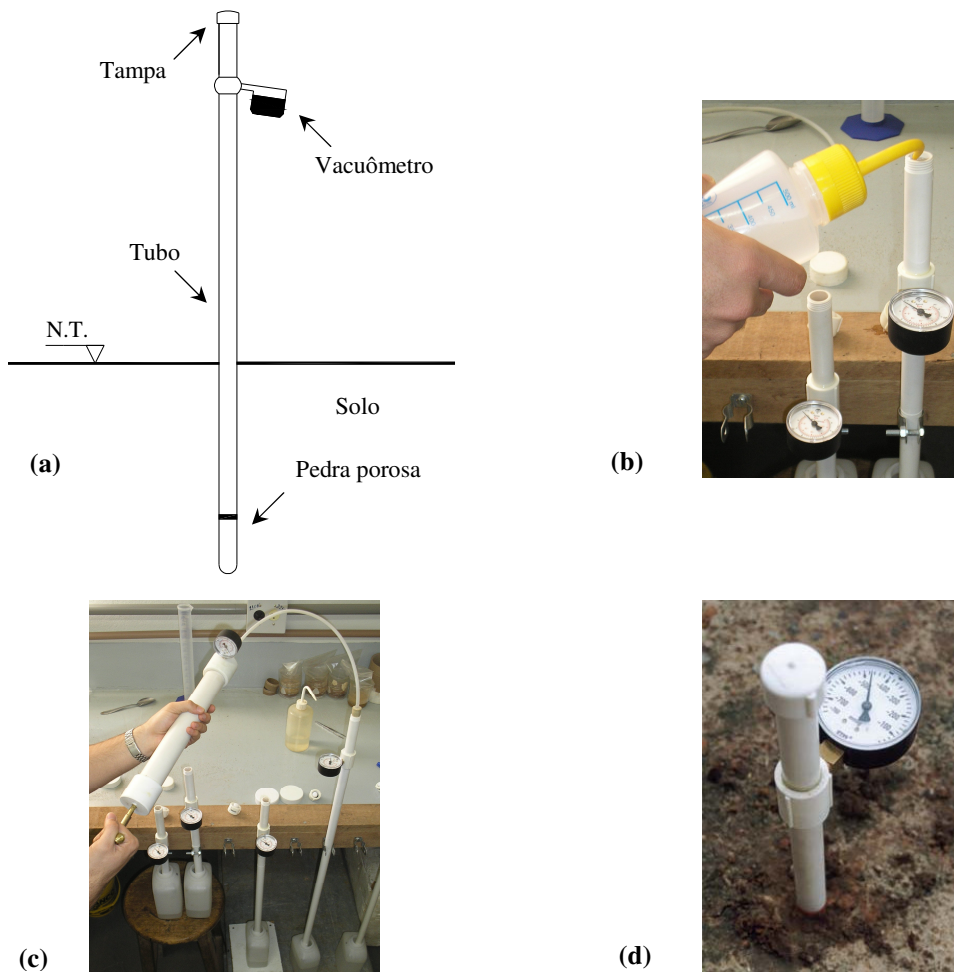


Fig. 5.6. Tensiômetros convencionais: componentes, preparação e operação.

5.2.1.3. Ensaio de Condutividade Hidráulica no Campo: Guelph

Os ensaios de condutividade hidráulica no campo foram realizados nos terrenos dos locais L-A e L-B com o permeâmetro Guelph (mostrado na Fig. 5.7).

O permeâmetro Guelph baseia-se num permeâmetro de carga constante que opera sob o princípio do tubo de Mariotte. Os resultados são interpretados segundo a teoria desenvolvida por Reynolds & Elrick (1985), baseada na equação de Richards (1931) para fluxo permanente em furo cilíndrico. Neste ensaio, a função condutividade hidráulica do solo não saturado pode ser determinada por meio de duas metodologias: com uma altura de carga e com duas alturas de carga.

Na presente pesquisa, aplicou-se o método com duas alturas de carga. Nesta forma de ensaio, duas medidas de vazão Q são efetuadas para duas alturas H diferentes (Eq. 5.1 e 5.2). Estas equações são compostas por duas parcelas, sendo que a primeira corresponde ao fluxo saturado e a segunda ao fluxo não saturado.

$$Q_1 = \left(\frac{2\pi \cdot H_1^2}{C_1} + \pi \cdot a^2 \right) k_{fs} + \left(\frac{2\pi \cdot H_1}{C_1} \right) \phi_{Gm} \quad (5.1)$$

$$Q_2 = \left(\frac{2\pi \cdot H_2^2}{C_2} + \pi \cdot a^2 \right) k_{fs} + \left(\frac{2\pi \cdot H_2}{C_2} \right) \phi_{Gm} \quad (5.2)$$

em que, os subscritos 1 e 2 referem-se às alturas de carga 1 e 2; Q é a vazão em regime permanente; k_{fs} é a condutividade hidráulica saturada de campo, ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo; H é a altura de carga, a é o raio do furo no solo; e C é o parâmetro fator de forma que depende da relação H/a e do tipo de solo.

O cálculo de k_{fs} é determinado através da Eq. 5.3:

$$k_{fs} = G_2 \cdot Q_2 - G_1 \cdot Q_1 \quad (5.3)$$

em que,

$$G_2 = \frac{H_1 \cdot C_2}{\pi [2H_1 \cdot H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 \cdot C_2 + H_2 \cdot C_1)]} \quad (5.4)$$

$$G_1 = G_2 \frac{H_2 \cdot C_1}{H_1 \cdot C_2} \quad (5.5)$$

O cálculo de ϕ_{Gm} é determinado através da Eq. 5.6:

$$\phi_{Gm} = J_1 \cdot Q_1 - J_2 \cdot Q_2 \quad (5.6)$$

em que,

$$J_1 = \frac{(2H_2^2 + a^2 \cdot C_2) \cdot C_1}{2\pi[2H_1 \cdot H_2(H_2 - H_1) + a^2(H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1)]} \quad (5.7)$$

$$J_2 = J_1 \frac{(2H_1^2 + a^2 \cdot C_1) \cdot C_2}{(2H_2^2 + a^2 \cdot C_2) \cdot C_1} \quad (5.8)$$

Com isto é possível obter o parâmetro α , adotando a relação:

$$\alpha = k_{fs} / \phi_{Gm} \quad (5.9)$$

em que, α é um parâmetro que depende da porosidade e da textura do solo.

Para a função condutividade hidráulica do solo não saturado, o método utiliza a equação empírica de Gardner (1958) representada por:

$$k(s) = k_{fs} \cdot e^{-\alpha s} \quad (5.10)$$

em que, s é a sucção.

Na execução dos ensaios, seguiu-se a metodologia adotada por Soto (1999): em cada terreno, realizou-se um furo de 45 cm de profundidade e 6 cm de diâmetro, levando em consideração os cuidados necessários para evitar o amolgamento do solo pelo processo de tradagem; em seguida, montou-se o permeâmetro e encheram-se os reservatórios sem permitir a saída de água; com uma bomba de vácuo conectada na entrada dos reservatórios aplicou-se uma sucção de 20 kPa para remoção de bolhas e para evitar quedas de água inoportunas que eventualmente ocorrem ao se iniciar o ensaio; posicionou-se e nivelou-se o permeâmetro com cuidado sobre o furo de sondagem; iniciou-se o ensaio com a altura de carga de 5 cm (distância entre a base do furo e a ponteira), tomando-se o cuidado para não criar fluxo de água turbulento dentro do furo; ao se atingir fluxo em regime permanente foi aumentada a altura de carga de 5 para 10 cm sem interromper o fluxo de água. Ao atingir-se novamente o fluxo em regime permanente, o ensaio foi interrompido. Para isso, considerou-se no mínimo 3 medidas consecutivas de vazão com mesmo valor.

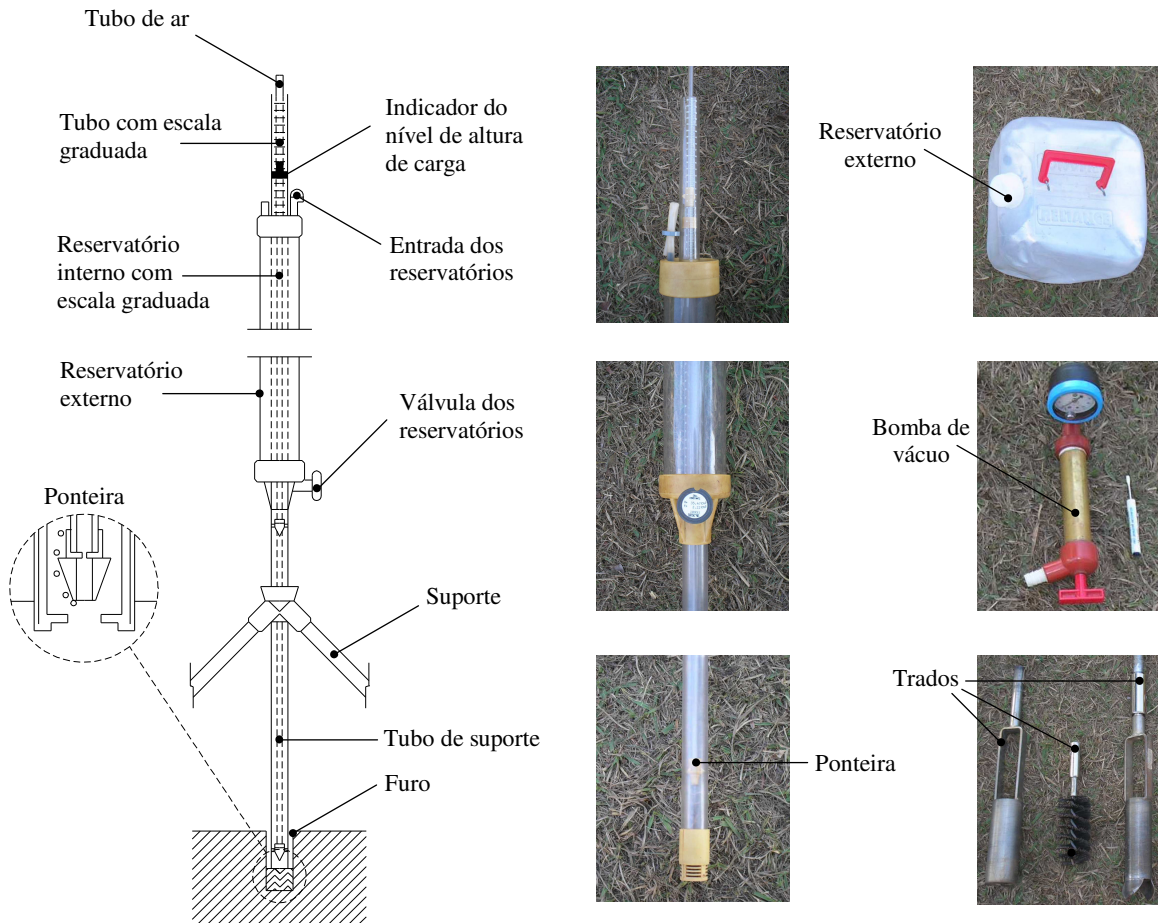


Fig. 5.7. Permeâmetro Guelph: componentes, acessórios e detalhes.

5.2.2. Caracterização Física dos Solos

Ensaio de massa específica dos sólidos, NBR 6508/84, foram executados nas amostras coletadas nos locais L-A (1, 2 e 3m) e L-B (1m). Estes ensaios foram realizados, em adição aos ensaios executados na fase de construção de Três Irmãos, com a intenção de determinar com precisão os índices físicos dos corpos-de-prova ensaiados na parte experimental suplementar da pesquisa.

5.2.3. Ensaio para Determinação da Curva de Retenção de Água (SWRC)

As curvas de retenção de água no solo foram obtidas sob trajetória de secagem (drenagem) através dos seguintes métodos:

- Técnica de papel filtro;
- Câmara de pressão alternativa;
- Funil de placa porosa;
- Câmara de pressão de *Richards*;
- Método osmótico.

A câmara de pressão alternativa foi usada para a determinação das curvas de retenção de água de amostras do local (L-A) a 1, 2 e 3m e do local (L-B) a 1m de profundidade. As demais técnicas foram empregadas em amostras retiradas desses locais a 1m de profundidade. Este procedimento esteve voltado para refinar a caracterização da retenção de água a 1m de profundidade, visando aferir possíveis alterações entre o local menos afetado pela ascensão induzida de lençol freático e o local mais afetado.

5.2.3.1. Técnica de Papel Filtro

A técnica de papel filtro foi aplicada com o uso do papel Whatman n. 42 e as curvas obtidas foram determinadas através da secagem dos corpos-de-prova. Esta técnica é bastante difundida no meio técnico pela sua simplicidade. O método consiste em colocar um papel de características de retenção conhecidas num ambiente hermético junto com uma amostra de solo. Dado o contato entre o papel que é capaz de reter umidade e o solo, ocorre migração de água até estabelecer-se o equilíbrio de potencial (Gardner, 1937 *apud* Soto, 2004). Em síntese, a determinação da sucção do solo é obtida mediante uma curva de calibração do papel.

Para ilustração, os materiais necessários para a aplicação do método são mostrados na Fig. 5.8. Basicamente utilizam-se os seguintes componentes: (1) balança eletrônica com precisão de 0,0001g; (2) reservatório plástico para transporte de papel filtro seco; (3) tesoura; (4) espátula; (5) pincel; (6) pinça metálica para remoção do papel filtro; (7) fita adesiva; (8) papel filtro Whatman n. 42; (9) luva de borracha; (10) filme plástico; (11) etiqueta; (12) disco de PVC; (13) anéis de moldagem.

Para cada curva de retenção de água, 15 corpos-de-prova foram moldados com cerca de 50 mm de diâmetro e 10 mm de altura. Após a moldagem e a determinação dos

índices físicos, as amostras foram assentadas sobre placas porosas parcialmente submersas em água destilada e deairada numa bandeja, permanecendo durante 24 horas. Na seqüência, cada amostra foi retirada da bandeja para secagem ao ar, sendo periodicamente pesada até atingir a massa desejada. Ao atingir a massa especificada, cada corpo-de-prova foi posto em contato pelo topo e pela base com pedaços de papel filtro Whatman n. 42, recortado com diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro da amostra de solo.

Em seguida, cada amostra foi envolvida com filme plástico e pressionada por discos de PVC com a finalidade de garantir o contato do solo com o papel (Fig. 5.9). Este conjunto foi embalado com fita adesiva e armazenado em recipiente isolado por cerca de duas semanas, de maneira a assegurar o equilíbrio de fluxo de umidade entre o solo e o papel filtro.

Após duas semanas, cada conjunto foi desmontado e o filme plástico foi retirado das amostras. Os papéis e o solo foram pesados imediatamente em balança eletrônica com precisão de 0,0001g e colocadas em estufa para secagem. Depois da secagem os papéis filtro e o solo foram pesados novamente, impedindo-se a exposição dos papéis secos ao meio ambiente. Para isto, os papéis foram conduzidos em reservatório plástico da estufa até a balança eletrônica. Este cuidado esteve voltado para evitar a variação de umidade do papel que pode alterar o cálculo da sucção.

Deste modo, procedeu-se o cálculo de umidade dos papéis filtro (w_{papel}) e do solo (w). De posse das umidades dos papéis, calculou-se a sucção matricial por meio das equações de correlação de Chandler et al. (1992):

$$s = 10^{6,05 - 2,48 \cdot \log w_{papel}} \quad [\text{kPa}] \quad (5.10)$$

$$s = 10^{4,84 - 0,0622 \cdot w_{papel}} \quad [\text{kPa}] \quad (5.11)$$

A Eq. 5.10 é aplicada para $w_{papel} \geq 47\%$ e a Eq. 5.11 para $w_{papel} < 47\%$. O uso dessas equações oferece maior benefício em relação às demais, uma vez que o resultado da sucção é dado em kPa. Nas demais propostas, normalmente a sucção é calculada em termos de pF (logaritmo da pressão expresso em centímetros de coluna d'água). Por fim, com os pares de valores sucção-umidade compôs-se a curva de retenção de água no solo.

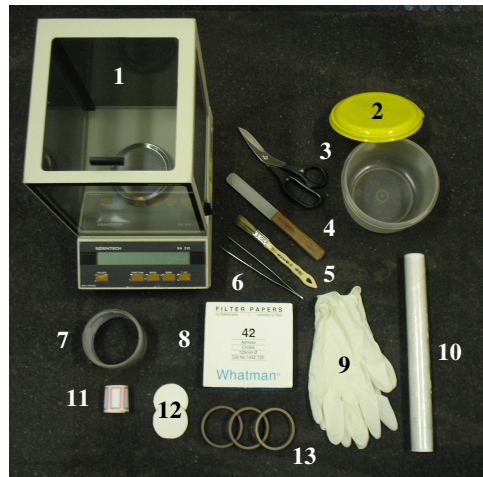


Fig. 5.8. Materiais necessários na determinação da curva de retenção de água SWRC através da técnica de papel filtro.

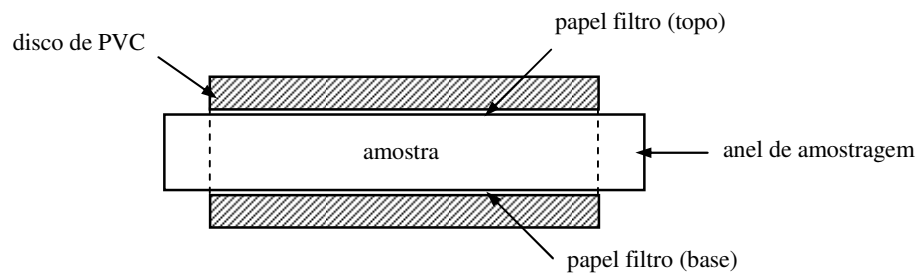


Fig. 5.9. Arranjo para determinação da sucção matricial pela técnica de papel filtro.

5.2.3.2. Câmara de Pressão de Alternativa

A curva de retenção de água foi determinada através de uma câmara de pressão alternativa que se mostrou mais rápida em relação aos métodos tradicionais, como o de câmara de pressão de *Richards*. Esta câmara permite a instalação da sucção através da técnica de translação de eixos² e a medida da pressão na água intersticial do solo.

O equipamento utilizado é constituído por uma câmara de pressão, um sistema de drenagem e aplicação de pressão (painel de ensaio), um sistema de aquisição de dados e uma balança para pesagem da água drenada. O painel de ensaio, através do qual se fornece a pressão de ar, é constituído por mangueiras flexíveis de ¼ de diâmetro que se conectam entre si por registros. Para a aquisição de dados, utiliza-se transdutor de pressão posicionado na conexão que dá acesso à base da pedra porosa. A água drenada do solo é recolhida num Becker posicionado sobre uma balança de precisão.

Na Fig. 5.10 pode ser observada a configuração do equipamento durante o ensaio.

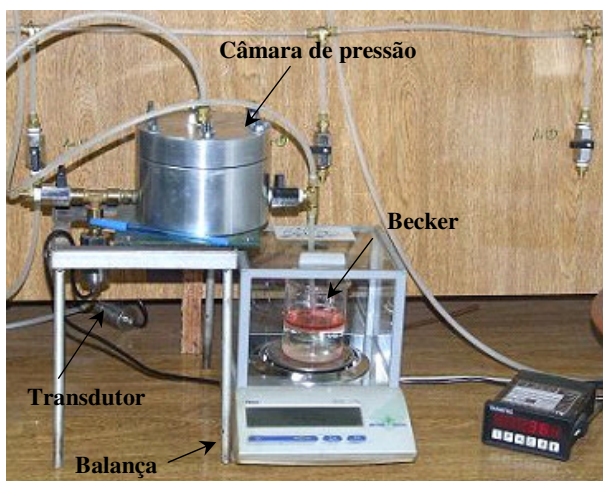


Fig. 5.10. Equipamento de ensaio para a determinação da curva de retenção de água no solo mediante o método alternativo.

A câmara é composta de uma base, uma tampa e hastes de fixação (Fig. 5.11). No seu interior contém uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar.

² A técnica de translação de eixos foi proposta por Hilf (1956) e consiste numa mudança do referencial de pressão, isto é, numa translação de eixos. Para que seja exequível, é necessário contar com placas porosas especiais que permitem o fluxo de água, porém, não o de ar. A sucção a ser imposta ao solo fica limitada à pressão de entrada de ar das placas porosas, que pode atingir até pressões de 15 bar (Vilar, 2003).

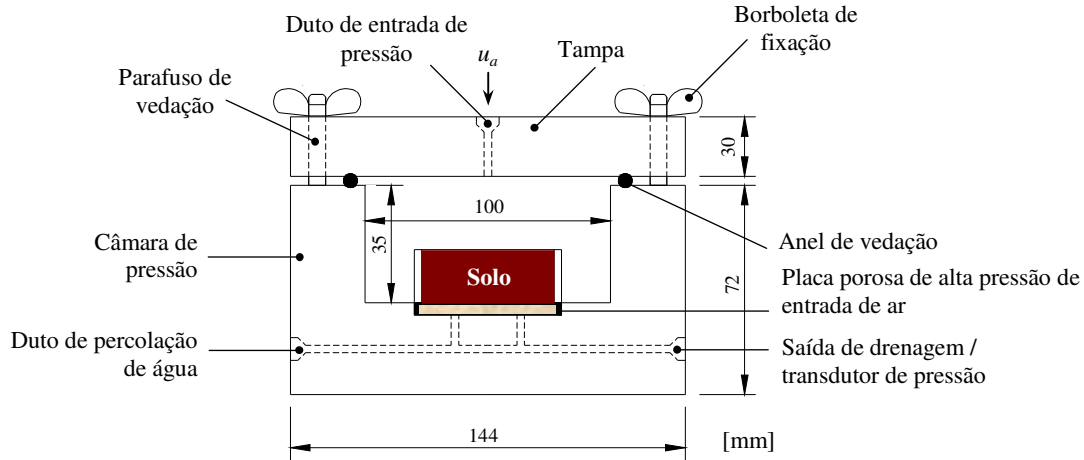


Fig. 5.11. Detalhes da câmara de pressão alternativa.

A base da câmara apresenta uma cavidade na face de contato base-tampa na qual é posicionado um anel de vedação (o'ring), de forma a garantir a vedação do sistema quando as pressões são aplicadas. Existem três aberturas na câmara: a de entrada de ar comprimido do sistema, a de saída para a balança e a de saída para a atmosfera.

O método consiste na aplicação de uma pressão de ar na câmara, permitindo-se que certa quantidade de água seja drenada do solo. Interrompe-se a drenagem e medem-se o peso de água drenado e a pressão na água intersticial do solo.

Depois de atingido o equilíbrio, pode-se determinar a sucção do corpo-de-prova, que nada mais é do que a diferença entre as pressões de ar inicial e a de água medida em cada estágio. Estas operações são repetidas, sucessivamente, até que a pressão na água se aproxime da pressão atmosférica. Após o término de cada ensaio, são considerados os valores de umidade final e inicial da amostra. Assim, com a medida das quantidades de água drenada, determinam-se as umidades de equilíbrio com as sucções aplicadas. Pode-se então, construir a curva de retenção do solo ensaiado.

Em cada ensaio realizado para a determinação da curva de retenção de água efetuou-se a saturação do sistema de mangueiras e da pedra porosa de alta entrada de ar. Posteriormente, retirou-se o excesso de água sobre a pedra porosa, posicionou-se a amostra saturada de solo em seu centro e a câmara foi fechada. Aplicou-se a pressão de ar de ensaio no interior da câmara e foi iniciado o primeiro estágio. Em cada estágio, permitiu-se que fosse drenada certa quantidade de água do corpo-de-prova. Interrompeu-se a drenagem e

mediram-se o peso de água drenado e a pressão registrada pelo transdutor, que é a pressão na água intersticial do solo. Depois de atingido o equilíbrio da pressão na água, a sucção do solo foi obtida pela diferença entre as pressões de ar inicial e a de água medida.

Os estágios foram repetidos sucessivamente até que a pressão registrada na água fosse próxima da pressão atmosférica, o que significa que a sucção no solo se aproximou da pressão aplicada no interior da câmara de ensaio.

Ao final de cada ensaio, foi determinada a umidade final do corpo-de-prova. O teor de umidade correspondente a cada estágio foi obtido pelo acréscimo do peso de água drenada no estágio à umidade do estágio seguinte, de modo a se obter os teores de umidade do último para o primeiro estágio. Com os valores de umidade e sucção, pôde-se construir a curva de retenção do solo estudado.

5.2.3.3. Funil de Placa Porosa

Este equipamento consiste num funil provido de uma placa porosa e de um tubo flexível através do qual se impõem gradientes de altura pela redução ou elevação do nível d'água de um reservatório simples acoplado ao funil. Informações detalhadas desse equipamento são encontradas em Libardi (1995).

Para imposição da sucção nos solos, o procedimento padrão foi o seguinte: inicialmente colocou-se o corpo-de-prova saturado na superfície da placa porosa saturada do funil, mantendo-se o nível do tubo flexível no topo da amostra; em seguida, o reservatório de água foi rebaixado até a altura de interesse, fazendo com que ocorresse a drenagem do solo através do reservatório de água; após interrupção do fluxo d'água, o solo foi retirado para a pesagem; repetido os passos anteriores para várias alturas de interesse, o corpo-de-prova foi então retirado definitivamente para pesagem e secagem em estufa para o cálculo do teor de umidade.

As alturas de interesse ($z_b - z_a$) adotadas nos ensaios foram 20, 50, 70, 100 e 125 cm e as sucções correspondentes foram calculadas com base na Eq. 5.12.

$$u_a - u_w = g(z_B - z_A) \quad (5.12)$$

A Fig. 5.12 ilustra o esquema do funil de placa porosa e a Fig. 5.13 mostra alguns detalhes dos acessórios do equipamento e da montagem dos ensaios.

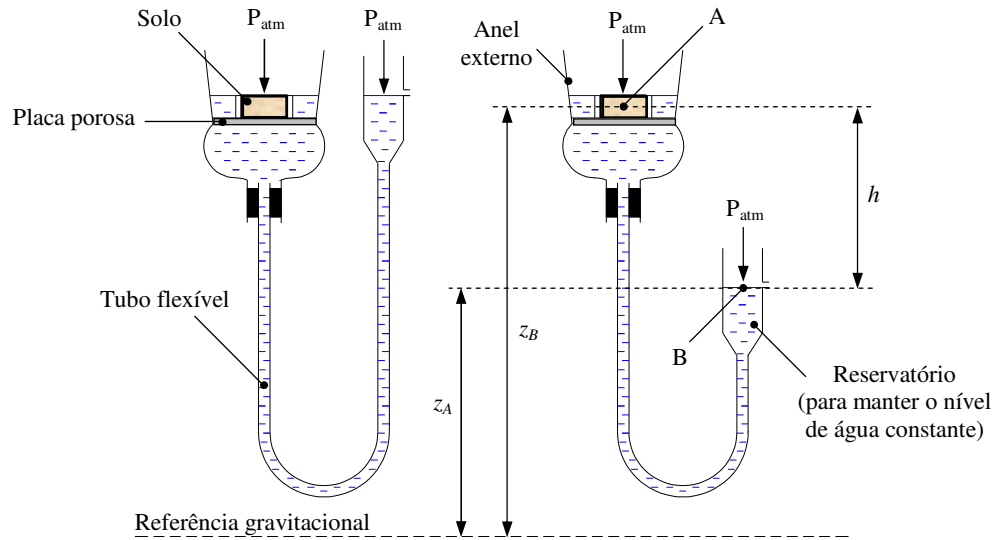


Fig. 5.12. Esquema do funil de placa porosa (Libardi, 1995).

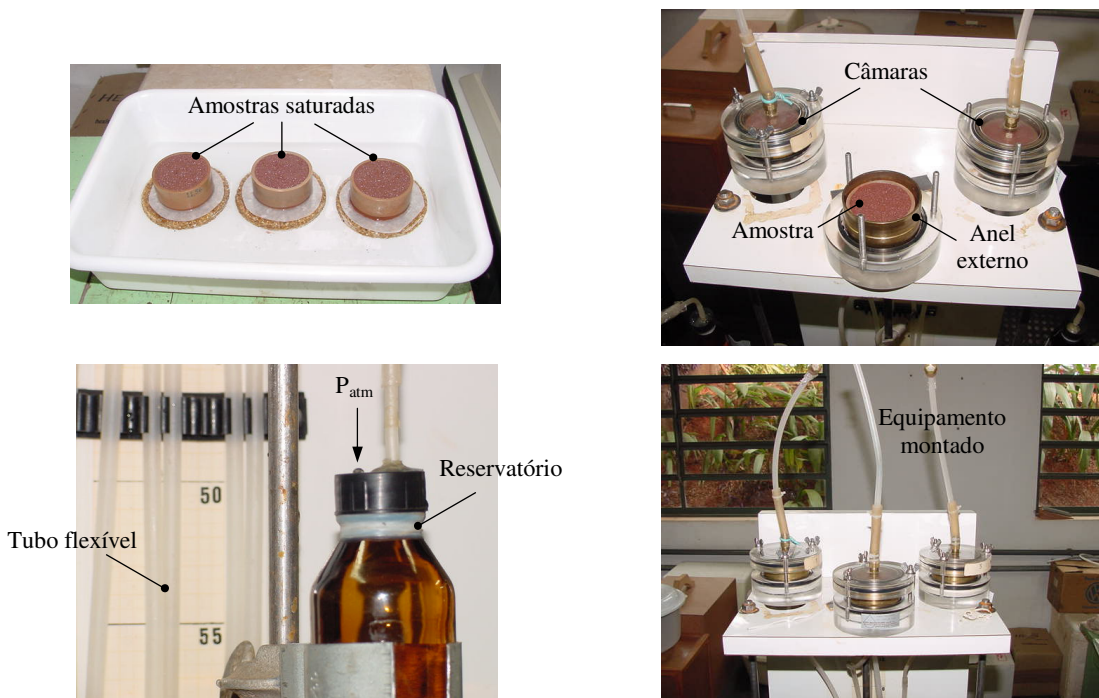


Fig. 5.13. Funil de placa porosa: acessórios e montagem (EESC-USP).

5.2.3.4. Câmara de Pressão de Richards

A câmara de pressão ou panela de pressão consiste numa câmara que opera hermeticamente fechada, e em cujo interior se encontra uma placa porosa, com vazios bastante diminutos, e que permite, dentro de certos limites, o fluxo de água, porém não o de ar. Estas placas, conhecidas como placas de alta pressão de entrada de ar, são o elemento chave para controle da sucção neste equipamento e, praticamente, em todas as técnicas experimentais que empregam o princípio da translação de eixos (Vilar, 2006).

Nas câmaras de pressão empregaram-se seis amostras indeformadas de solo de 50 mm de diâmetro e 10 mm de altura, sendo três amostras do L-A e outras três do L-B, ambas a 1 m de profundidade. Inicialmente, as amostras foram colocadas sobre placas porosas parcialmente submersas em água destilada e deairada numa bandeja, permanecendo durante 24 horas. Após a saturação, as amostras foram retiradas da bandeja e colocadas sobre a placa porosa de alta pressão de entrada de ar e a câmara de pressão foi fechada. Em seguida, aplicou-se uma pressão de ar no interior da câmara. Neste instante, conhecendo-se a pressão de ar e a pressão de água, tem-se a sucção.

O ensaio foi conduzido com incrementos sucessivos de pressão de ar no interior da câmara com o intuito de drenar a água contida nos corpos-de-prova. Cada incremento de pressão foi aplicado após a interrupção do fluxo de água das amostras. Esta interrupção foi verificada por meio da pesagem dos corpos-de-prova.

Assim sendo, as amostras foram periodicamente pesadas e o conteúdo de água das amostras foi considerado estável quando se obteve duas leituras consecutivas de massa em balança eletrônica com precisão de 0,001g. Esse procedimento foi repetido para diversas pressões e a medida de umidade de equilíbrio em cada etapa de ensaio permitiu obter medidas sucção-umidade, suficientes para a composição da curva de retenção de água.

As Fig. 5.14 e 5.15 mostram, respectivamente, o esquema do equipamento e a disposição de algumas câmaras de pressão de Richards.

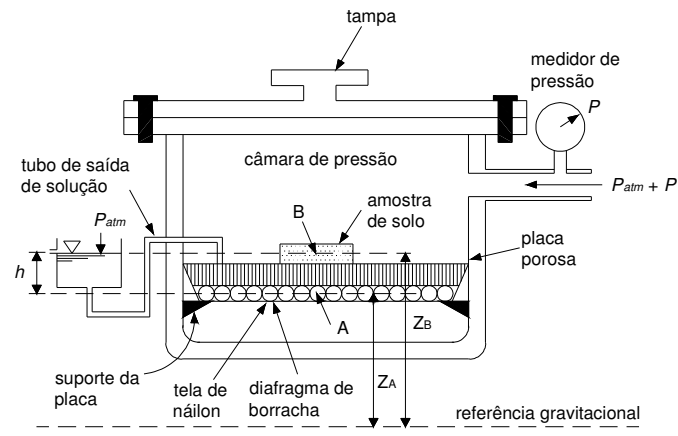


Fig. 5.14. Esquema do equipamento de câmara de pressão (Libardi, 1995).

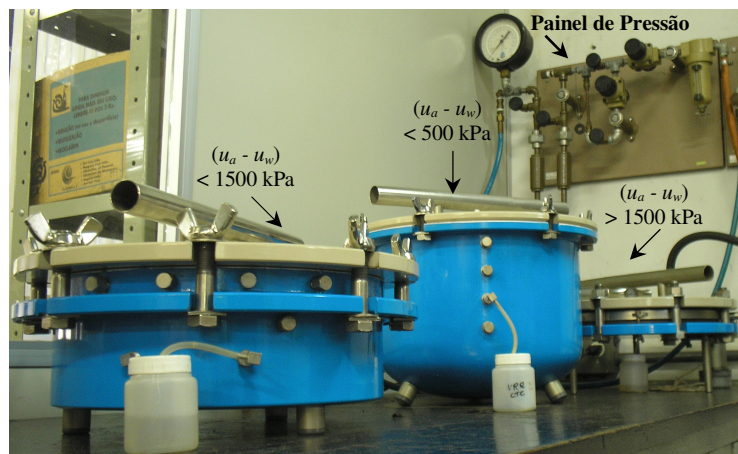


Fig. 5.15. Câmaras de pressão.

5.2.3.5. Método Osmótico

Para a determinação da curva de retenção de água adaptou-se também a técnica osmótica proposta por Soto (2004). A Fig. 5.16 mostra o esquema do sistema montado para realização dos ensaios.

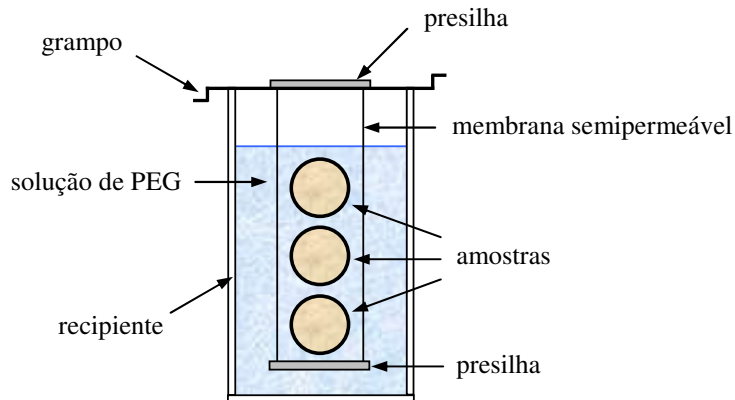


Fig. 5.16. Esquema montado para determinação da curva de retenção de água por meio do método osmótico (modificado de Soto, 2004).

Após a moldagem e a saturação, os corpos-de-prova foram depositados cuidadosamente dentro de membranas semipermeáveis vedadas nas extremidades por presilhas. Estas membranas, antes de serem usadas, foram pré-umedecidas para facilitar o manuseio.

Os conjuntos compostos pelos corpos-de-prova protegidos foram imersos em soluções de Polietileno Glicol (PEG). Estes conjuntos foram imersos em recipientes distintos, cada um com uma concentração diferente, sendo que cada concentração corresponde a um valor de sucção. As sucções estabelecidas foram 45, 105, 215, 410 e 1040 kPa.

Ao serem submergidos na solução, imediatamente ocorreu o fluxo de água do solo para a solução, cessando somente ao atingir o equilíbrio dos potenciais osmóticos. Dado o equilíbrio após duas semanas, os ensaios foram desmontados para a determinação das umidades dos solos e a temperatura e a refração de cada solução foram medidas.

Digno de nota é realçar as divergências que eventualmente ocorrem nas medidas de refração de cada solução antes e após a realização dos ensaios. No ensaio, se o conteúdo

de água vindo do solo para a solução for excessivo, a concentração da solução de PEG pode se alterar. Para resolver este problema, a sucção correspondente deve ser corrigida por meio de uma curva de calibração. Detalhes deste procedimento são encontrados em Soto (2004).

5.2.4. Ensaios de Condutividade Hidráulica em Laboratório

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo saturado seguiu o método de ensaio a carga constante.

Primeiramente, moldaram-se corpos-de-prova de amostras indeformadas dos locais L-A (1 e 3 m) e L-B (1 m) com cerca de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro e os índices físicos foram determinados. A montagem de cada ensaio consistiu inicialmente na colocação de parafina derretida na superfície lateral da amostra, a fim de evitar percolação de água radial; Para a drenagem do solo depositou-se uma camada de areia grossa com espessura de 2 cm na base do permeâmetro, onde o corpo-de-prova foi apoiado; em seguida, colocou-se parafina na lateral da amostra até a altura de 2 cm; uma pasta de bentonita foi adicionada até a altura de 8 cm e, por fim, adicionou-se novamente parafina líquida até completar a altura do corpo-de-prova.

A saturação dos corpos-de-prova foi realizada por meio de circulação de água. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica foi iniciada com a adoção de uma altura de carga (distância entre os níveis d'água de montante a jusante); com isso, recolheu-se certa quantidade de água que percolou através da amostra ao longo de um tempo determinado, medindo-se a temperatura; este procedimento foi repetido para quatro diferentes alturas de carga e o coeficiente de condutividade hidráulica foi calculado com base na Eq. 5.13. Por fim, os corpos-de-prova foram desmontados para determinação do teor de umidade.

$$k = \frac{V \cdot H}{A \cdot L \cdot t} \quad (5.13)$$

em que, V é o volume de água percolado no tempo, t ; H é a altura do corpo-de-prova; A é a área do corpo-de-prova e L é a altura de carga do ensaio a carga constante.

5.2.5. Ensaios Edométricos com Sucção Controlada

Em adição aos resultados dos ensaios edométricos convencionais contidos nos relatórios técnicos, novas séries de ensaios edométricos foram programadas para o estudo do colapso e da variação de volume do solo. Estes ensaios foram executados com edômetros baseados na técnica de translação de eixos para controle de sucção.

O programa experimental desenvolvido incluiu quatro edômetros providos com pedras porosas com alto valor de entrada de ar de 5 e de 15 bar e amostras indeformadas de solo moldadas com 70 mm de diâmetro e 20 mm de altura.

Em cada ensaio, após a moldagem do corpo-de-prova, a amostra foi saturada por capilaridade, sendo colocada sobre uma placa porosa grossa parcialmente submersa em água destilada e deairada numa bandeja, onde permaneceu por 24 horas.

Depois da saturação, a amostra foi retirada da bandeja e colocada sobre a placa porosa de alta pressão de entrada de ar, também saturada, e o edômetro foi fechado. Em seguida, impôs-se uma pressão de ar no interior da câmara equivalente ao valor de sucção desejado para drenagem do corpo-de-prova.

A expulsão de água da amostra foi monitorada por meio de uma bureta conectada à base do edômetro e instalada ao lado da prensa. A superfície da água da bureta foi protegida com uma camada de vaselina líquida para evitar a evaporação da água. Com o término da saída da água da bureta, deu-se o equilíbrio de umidade ou de sucção do solo. O tempo deste equilíbrio variou em função do valor da pressão de ar imposta e do valor de entrada de ar da placa porosa. Em média este tempo variou de 10 a 20 dias.

Com o equilíbrio da sucção, o ensaio começou com a aplicação de incrementos de carga, onde o estágio de carga atual foi o dobro do correspondente estágio anterior. Ao terminar o último carregamento, procedeu-se o descarregamento. Ao longo do ensaio e dos incrementos de carga e do umedecimento do solo (em alguns casos), os deslocamentos axiais foram medidos através de um relógio comparador com precisão de 0,01 mm e capacidade de 10 mm.

As Fig. 5.17 e 5.18 mostram, respectivamente, o esquema e os principais componentes de um edômetro com sucção controlada empregado na pesquisa.

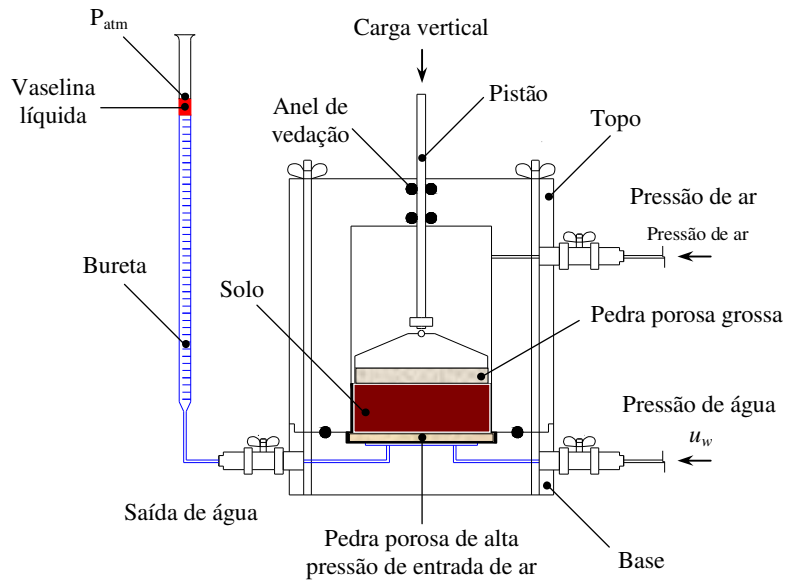


Fig. 5.17. Esquema do edômetro baseado na técnica de translação de eixos para controle de sucção.

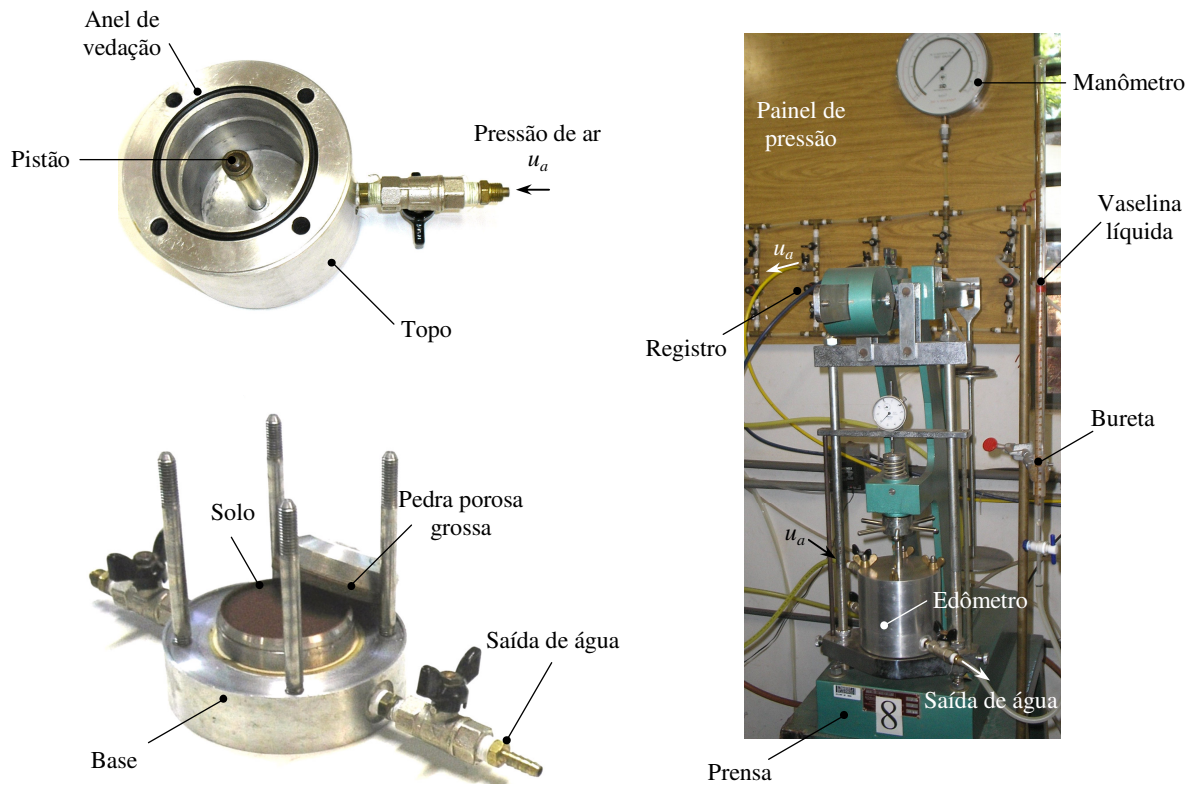


Fig. 5.18. Edômetro: desmontado e montado numa prensa.

5.2.5.1. Trajetórias de Tensões Empregadas

A variação de volume e o colapso foram caracterizados aplicando-se as trajetórias de sucção e carregamento no plano ($s, \sigma - u_a$) das Fig. 5.19, 5.20 e 5.21.

Nos ensaios realizados com sucção constante (Fig. 5.19), procurou-se analisar o efeito da sucção no comportamento do solo com o intuito de se obter parte dos parâmetros constitutivos do modelo de Barcelona. Estes incrementos resultaram em tensões verticais líquidas de 6,25, 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa.

Nos ensaios realizados com inundação (Fig. 5.20 e 5.21), buscou-se caracterizar o colapso sob diferentes carregamentos, nos quais representam as cargas da maioria das construções civis instaladas na região estudada. Nestes ensaios, as deformações por umedecimento foram calculadas através da Eq. 2.12.

As tensões verticais líquidas escolhidas para o umedecimento foram 50, 100, 200 e 400 kPa. A sucção foi gradualmente reduzida nas simulações de colapso. Na Fig. 5.20, após carregar as amostras até as tensões de interesse, a sucção de 200 kPa foi reduzida as sucções de 100, 50, 25 e 10 kPa, aumentada a 30 kPa, reduzida novamente a 10 kPa e, finalmente, reduzida a 0 kPa (saturação). Já na Fig. 5.21, ao atingir as tensões de interesse, a sucção de 60 kPa foi reduzida as sucções de 50, 25 e 10 kPa, aumentada a 30 kPa, reduzida novamente a 10 kPa e, finalmente, reduzida a 0 kPa (saturação).

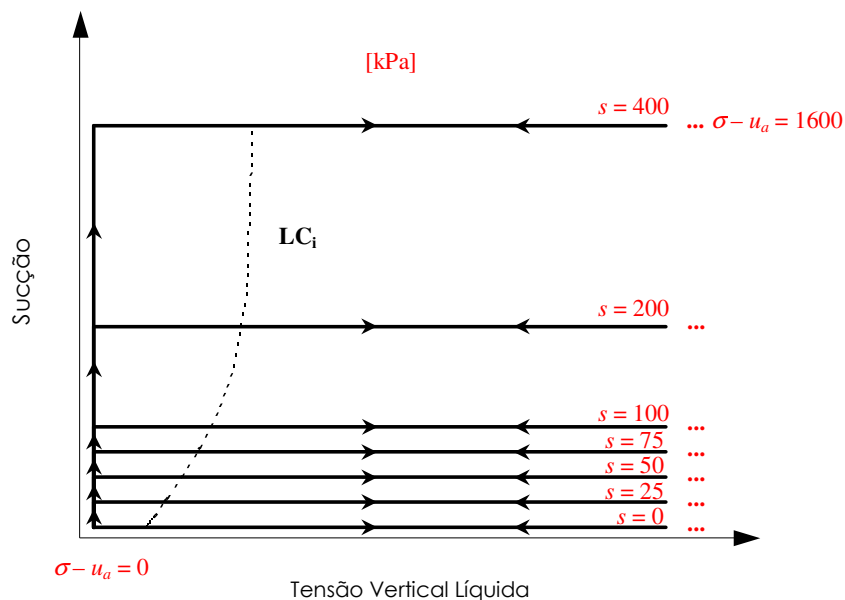


Fig. 5.19. Trajetórias de tensões: amostras carregadas e descarregadas com sucção constante.

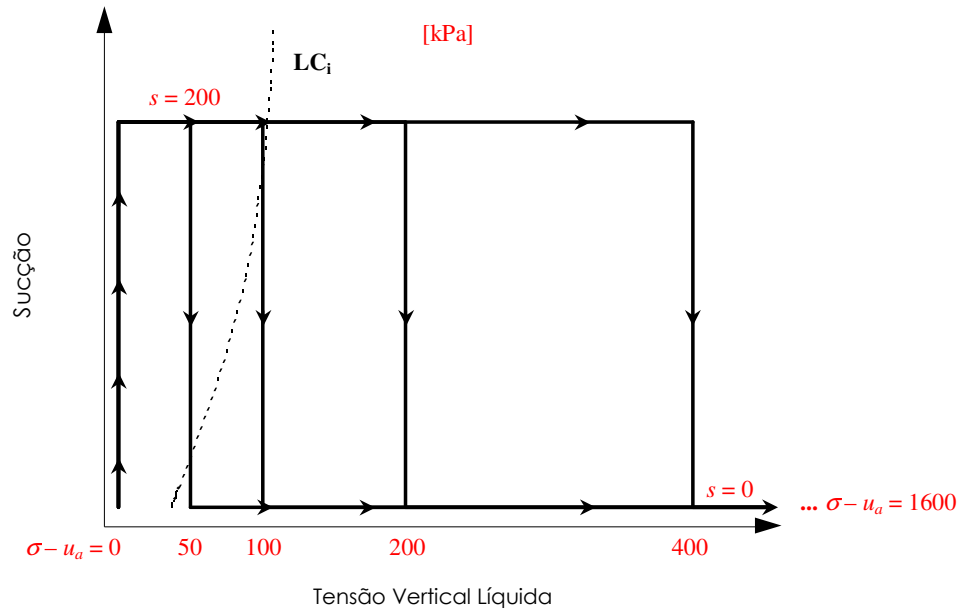


Fig. 5.20. Trajetórias de tensões: amostras não saturadas ($s = 200$ kPa) carregadas, inundadas sob tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa, carregas até 1600 kPa e descarregadas em condição saturada.

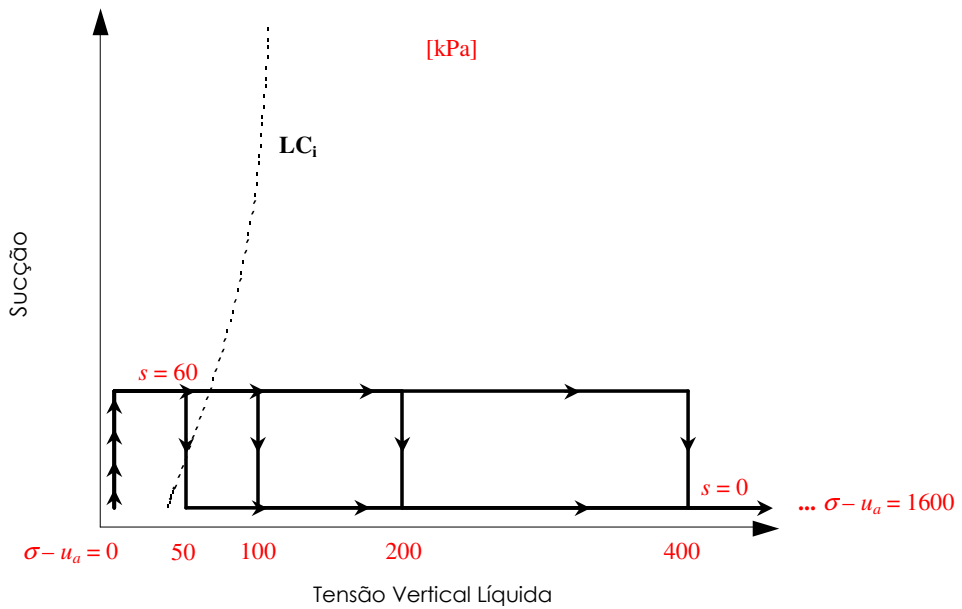


Fig. 5.21. Trajetórias de tensões: amostras não saturadas ($s = 60$ kPa) carregadas, inundadas sob tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa, carregas até 1600 kPa e descarregadas em condição saturada.

5.2.6. Ensaios de Compressão Triaxial com e sem Controle de Sucção

Em adição aos ensaios de compressão triaxial realizados na fase de investigação antecedente à ascensão do lençol freático na região estudada, novas séries de ensaios triaxiais foram programadas para a caracterização da resistência com base na técnica de translação de eixos. Para este propósito, os ensaios foram realizados numa prensa da marca Wykeham Farrance com uma câmara adaptada com uma placa de alta pressão de entrada de ar de 15 bar.

As medidas foram obtidas de forma automatizada. A variação volumétrica foi medida através da variação do volume de água da câmara de ensaio, enquanto o deslocamento axial foi obtido por um transdutor de deslocamento. A contrapressão foi medida por um transdutor de pressão instalado na base da câmara triaxial e a força axial foi obtida por meio de um transdutor acoplado ao anel dinamométrico.

Foram realizados três ensaios do tipo CD (consolidado drenado) para a definição da resistência do solo saturado. As amostras foram saturadas por contrapressão. No processo de saturação, admitiu-se saturados corpos-de-prova com parâmetro de Skempton (B) maior a 0,95. Na fase de ruptura, a velocidade do cisalhamento foi da ordem de 0,05 mm/min.

Foram realizados três ensaios com sucção controlada. Na fase de ruptura, as pressões de ar (u_a) e de água (u_w) e a tensão de confinamento (σ_3) foram mantidas constantes. A sucção escolhida foi 60 kPa. Ensaios sem controle de sucção, mas com solos não saturados, foram realizados com amostras secas ao ar. A velocidade do cisalhamento adotada para os ensaios com amostras não saturadas foi 0,006 mm/min.

A metodologia aplicada nos ensaios triaxiais com amostras não saturadas é análoga à adotada nos ensaios edométricos com controle de sucção, sobretudo no tocante às trajetórias de sucção. Após a moldagem, cada amostra foi umedecida. Este processo, no entanto, foi realizado na câmara de pressão de Richards para reduzir o tempo do ensaio triaxial. Devido à fragilidade dos corpos-de-prova na condição saturada, cada amostra foi umedecida gradualmente com o uso de uma pipeta. O volume de água a ser adicionado foi calculado com base nos índices físicos de cada corpo-de-prova.

Após o umedecimento, a câmara de pressão foi fechada e aplicou-se uma pressão de ar no interior da câmara, compatível com o valor de sucção desejado para drenagem do corpo-de-prova. As amostras foram periodicamente pesadas e o conteúdo de água dos solos foi considerado estável quando se obteve duas leituras consecutivas de massa. Por fim, cada amostra foi conduzida à prensa para montagem e realização do ensaio de compressão triaxial.

Após o término dos ensaios realizados com corpos-de-prova secos ao ar, fragmentos das amostras de solo foram separados e rapidamente talhados para a colocação de papéis filtro do tipo Whatman n. 42, de acordo com o procedimento descrito na seção 5.2.3.1. Assim sendo, a sucção matricial foi aferida pela técnica de papel filtro em decorrência de não se ter controlado a sucção de tais corpos-de-prova.

A Tabela 5.1 mostra as características dos ensaios triaxiais realizados com amostras saturadas e não saturadas.

Tabela 5.1. Resumo dos ensaios de compressão triaxial com amostras saturadas e não saturadas.

Tipo	Sucção [kPa]	Tensão de confinamento [kPa]		
		CP 1	CP 2	CP3
CD	0	25	50	100
CD	60	25	50	100
CD	seco ao ar	25	50	100

As Fig. 5.22 e 5.23 mostram, respectivamente, o esquema da câmara triaxial adaptada para o controle de sucção e o ensaio triaxial montado.

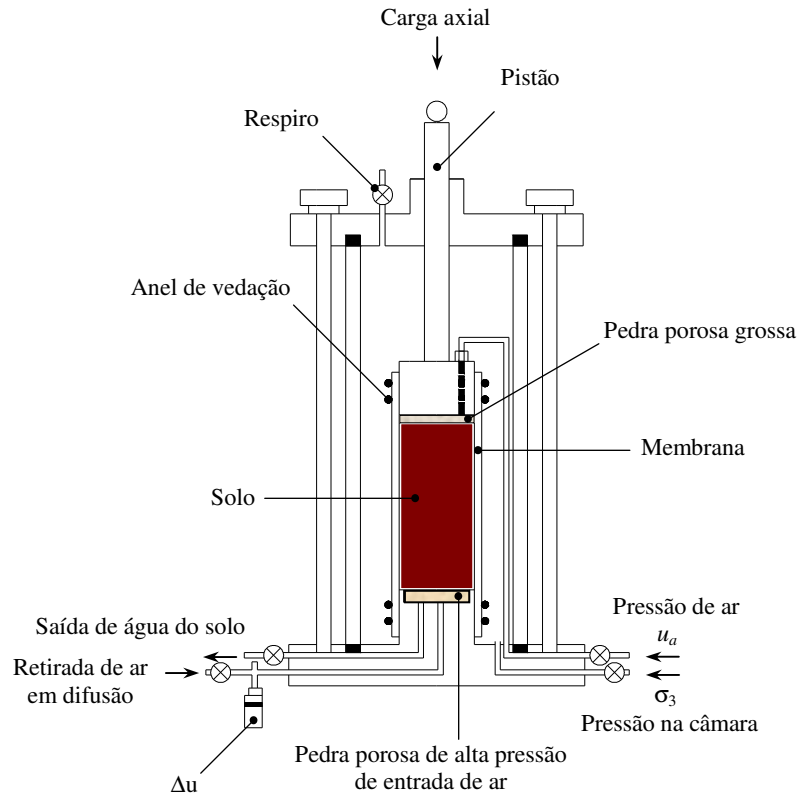


Fig. 5.22. Esquema da câmara triaxial baseada na técnica de translação de eixos para ensaios com controle de sucção.

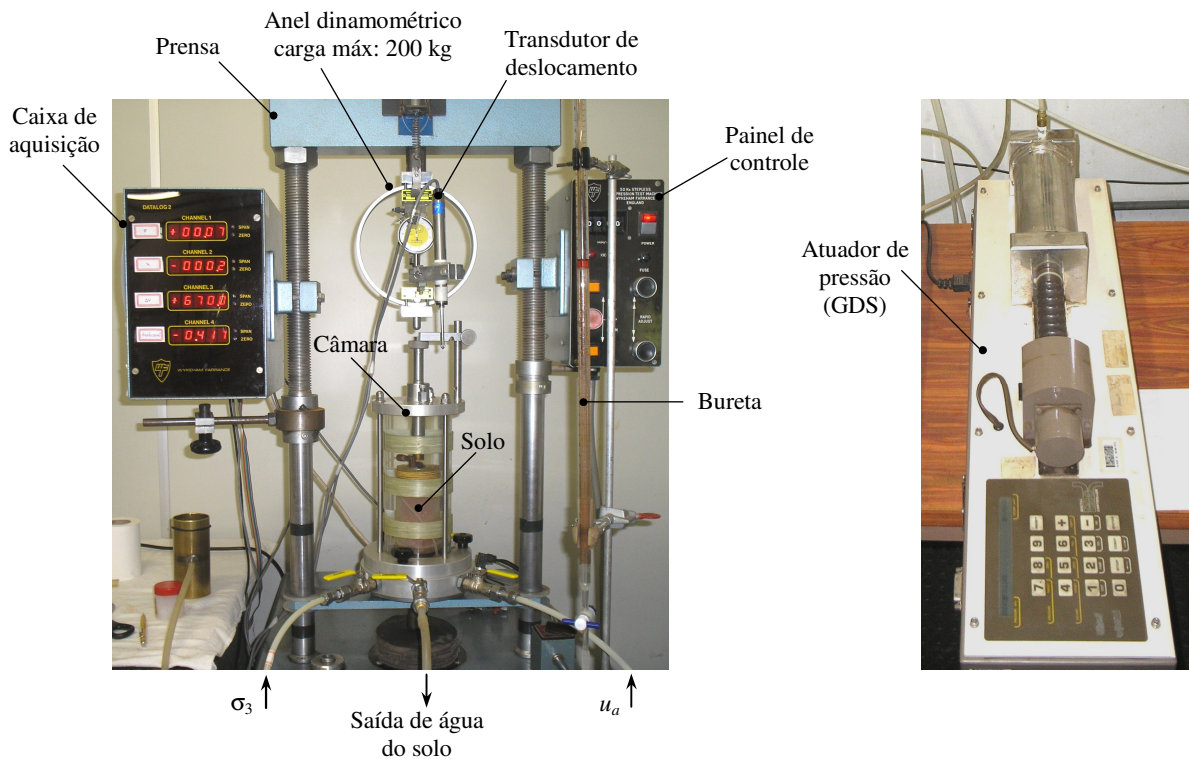


Fig. 5.23. Ensaio triaxial com sucção controlada montado.

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da execução do programa metodológico descrito no Capítulo 5. Primeiramente são mostrados os índices físicos do solo. Em seguida, se apresentam os resultados da caracterização do comportamento hidráulico com curvas de retenção de água e ensaios de condutividade hidráulica de laboratório e de campo. Na seqüência, os resultados experimentais da caracterização do comportamento mecânico do solo são apresentados com ênfase nos ensaios realizados com controle de sucção. Por fim, são apresentados resultados do monitoramento da sucção de campo e das variáveis climatológicas da região.

6.1. ÍNDICES FÍSICOS DOS SOLOS

Os índices físicos mostrados na Tabela 6.1 foram obtidos através da moldagem de 122 amostras indeformadas, exceto a massa específica dos sólidos que é determinada em ensaio independente, conforme procedimento descrito na seção 5.2.2.

Tabela 6.1. Índices físicos obtidos da moldagem de amostras indeformadas.

Local	Descrição	ρ [g/cm ³]	w [%]	ρ_d [g/cm ³]	ρ_s [g/cm ³]	e	n [%]	S_r [%]
L-A (1m)	Média	1,574	6,95	1,471	2,682	0,825	44,48	22,81
	Desvio Padrão	0,066	0,425	0,060	-	0,073	5,899	2,793
L-A (2m)	Média	1,560	6,57	1,463	2,700	0,846	45,80	21,04
	Desvio Padrão	0,045	0,387	0,041	-	0,053	1,522	1,968
L-A (3m)	Média	1,563	7,03	1,460	2,699	0,852	45,91	22,46
	Desvio Padrão	0,067	0,439	0,062	-	0,080	2,304	2,522
L-B (1m)	Média	1,582	9,24	1,449	2,678	0,853	45,90	29,25
	Desvio Padrão	0,074	0,749	0,071	-	0,092	2,646	3,226

Os resultados indicam solos com elevada porosidade (acima de 40%) e com baixo grau de saturação (abaixo de 30%). Em geral, os valores apresentados pelos índices físicos são similares para os locais L-A e L-B. A maior diferença entre os locais está no conteúdo de água, evidenciada pelo grau de saturação. O local L-B, situado às margens do lago de Três Irmãos, apresentou grau de saturação próximo de 30% em setembro de 2004 (durante a primeira coleta de amostras indeformadas), enquanto o local L-A apresentou grau de saturação em torno de 20% na mesma data.

6.2. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

Para caracterizar o comportamento hidráulico do solo realizaram-se ensaios para determinação de curva de retenção de água no solo, ensaio de condutividade hidráulica saturada em laboratório e ensaio de condutividade hidráulica não saturada no campo com o permeâmetro Guelph.

6.2.1. Curvas de Retenção de Água no Solo

As curvas de retenção de água no solo foram obtidas em trajetórias de secagem para amostras indeformadas empregando-se diferentes técnicas. Para sucções baixas se utilizou o funil de placa porosa e para cobrir uma ampla faixa de sucção se utilizou o método de papel filtro. Além desses métodos, aplicou-se a técnica de translação de eixos por meio da câmara de pressão de Richards e da câmara de pressão alternativa. O método osmótico também foi empregado para a determinação de alguns pontos da curva de retenção de água.

Os métodos descritos anteriormente foram aplicados para amostras oriundas dos locais L-A e L-B coletadas a 1 m de profundidade. Nas amostras do local L-A, retiradas nas profundidades de 2 e 3 m, as curvas de retenção foram obtidas somente através da câmara de pressão alternativa.

Nas Fig. 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 são mostradas as curvas de retenção de água obtidas.

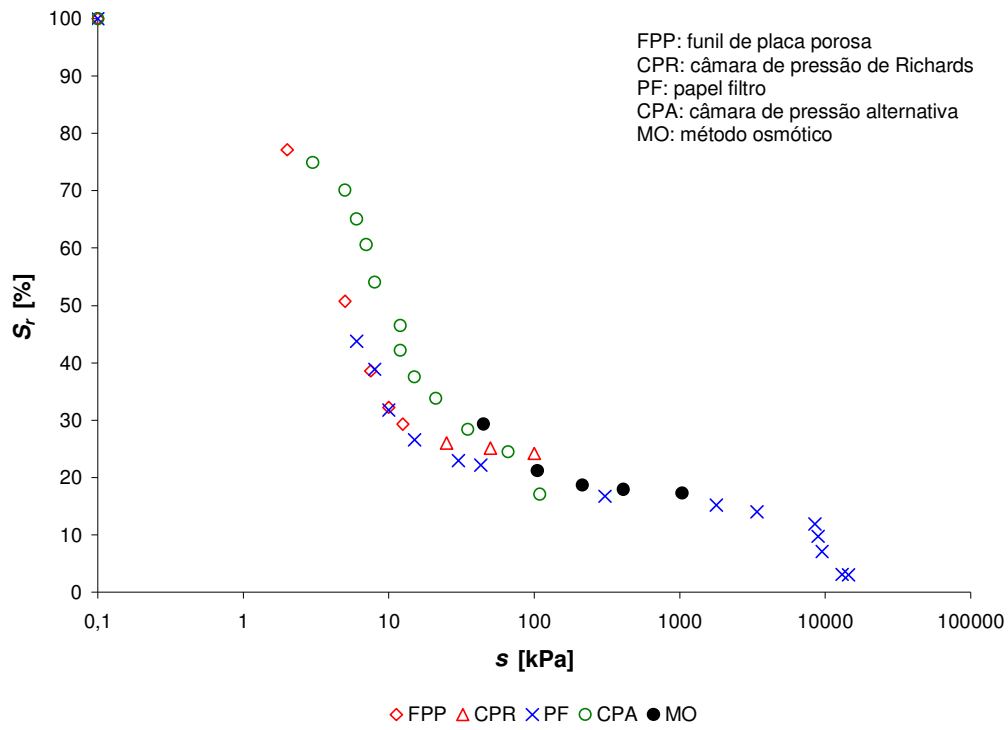


Fig. 6.1. Curva de retenção de água no solo do local L-A a 1m.

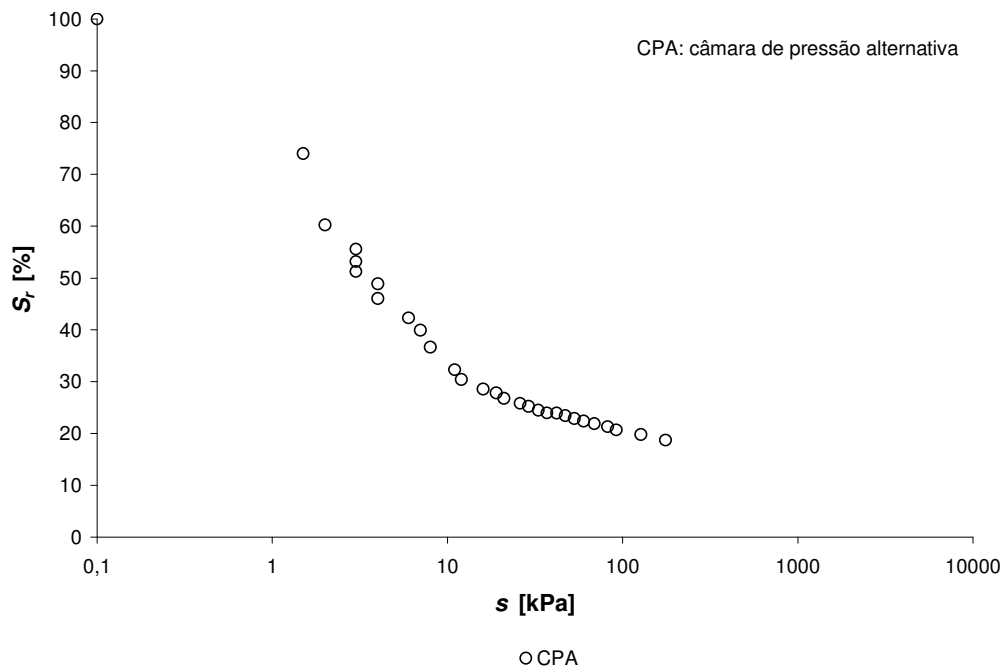


Fig. 6.2. Curva de retenção de água no solo do local L-A a 2m.

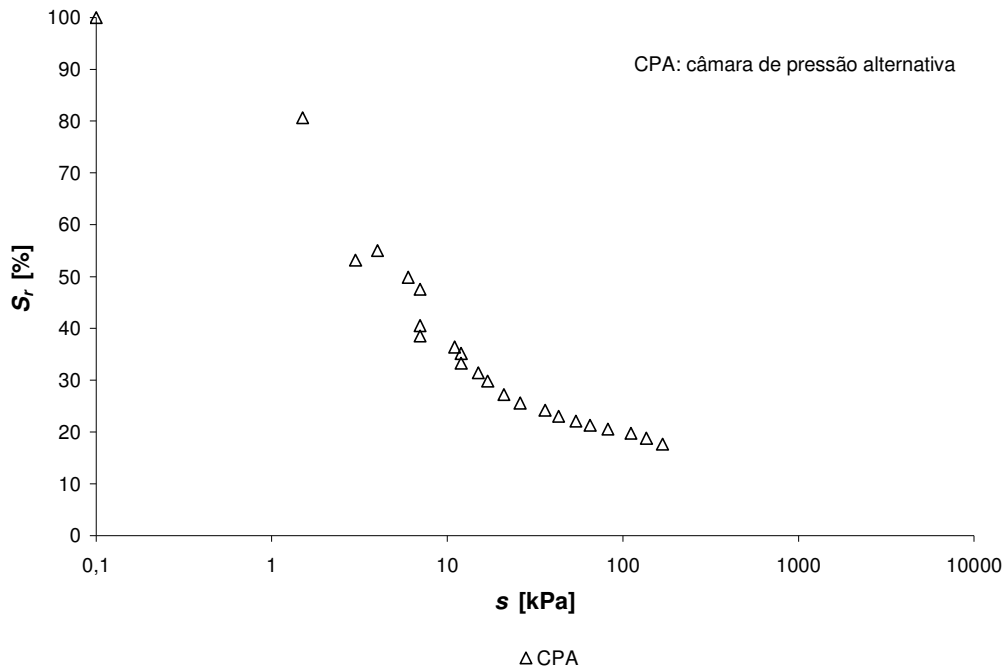


Fig. 6.3. Curva de retenção de água no solo do local L-A a 3m.

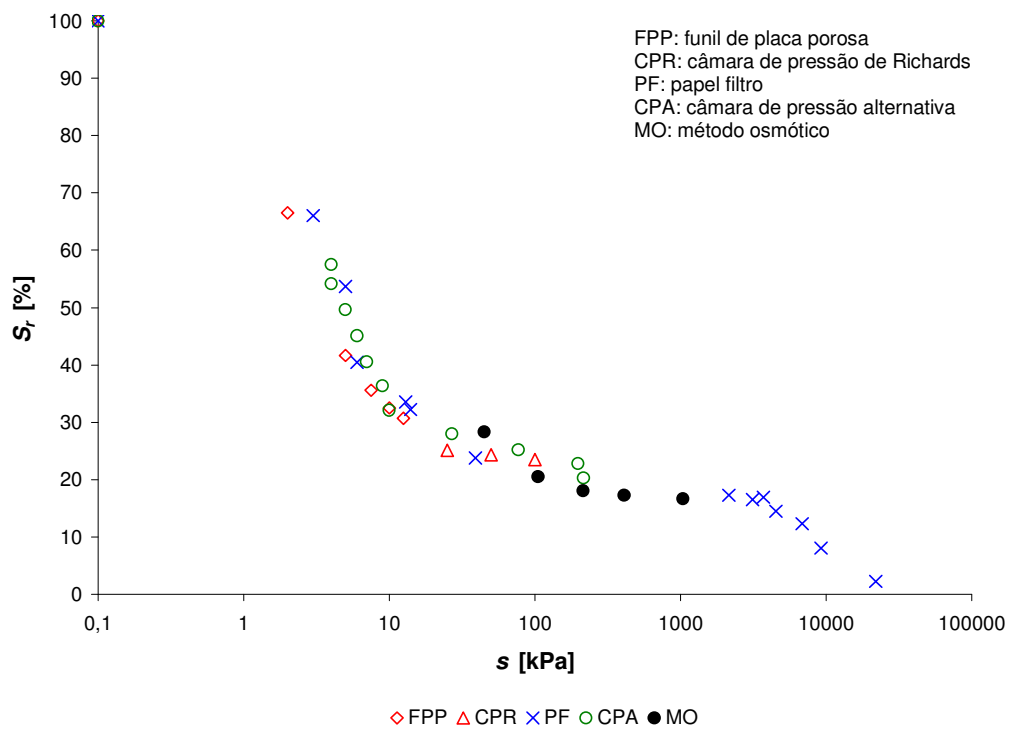


Fig. 6.4. Curva de retenção de água no solo do local L-B a 1m.

6.2.2. Condutividade Hidráulica em Laboratório

Para determinar a condutividade hidráulica saturada em laboratório foram realizados ensaios a carga constante, conforme o procedimento descrito na seção 5.2.4. Nos ensaios realizados se impôs fluxo de água através da amostra saturada com diferentes alturas de carga. O volume de água foi medido para cada altura ao longo do tempo e a condutividade hidráulica saturada foi calculada com base na Lei de Darcy (Eq. 5.13).

Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2. Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica saturada em laboratório.

Amostra	k [m/s]
L-A (1m)	$4,8 \cdot 10^{-5}$
L-A (3m)	$5,1 \cdot 10^{-5}$
L-B (1m)	$5,9 \cdot 10^{-5}$

6.2.3. Condutividade Hidráulica no Campo: Guelph

Para determinar a condutividade hidráulica não saturada em campo foram realizados ensaios com o permeâmetro Guelph pelo método com duas alturas de carga, de acordo com o procedimento descrito na seção 5.2.1.3.

Os dados necessários para o cálculo dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} estão na Tabela 6.3. As variáveis G_1 , G_2 , J_1 e J_2 foram calculadas, respectivamente, pelas Eq. 5.5, 5.4, 5.7 e 5.8 e os parâmetros de forma C_1 e C_2 (dependentes da textura e da macroporosidade do solo) foram obtidos graficamente no manual do permeâmetro Guelph “Soilmoisture Equipment Corp. (1986)”.

Tabela 6.3. Parâmetros usados no cálculo da condutividade hidráulica não saturada.

H_1 [cm]	H_2 [cm]	a [cm]	A [cm ²]	H_1/a	H_2/a	C_1	C_2	G_1	G_2	J_1	J_2
5	10	3	32,39	1,67	3,33	0,85	1,30	0,0056	0,0043	0,0594	0,0247

Substituindo as variáveis da Tabela 6.3 nas Eq. 5.3 e 5.6 têm-se:

$$k_{fs} = 0,0043 \cdot Q_2 - 0,0056 \cdot Q_1 \quad \text{ou} \quad k_{fs} = 0,0043 \cdot A \cdot R_2 - 0,0056 \cdot A \cdot R_1 \quad (6.1)$$

$$\phi_{Gm} = 0,0594 \cdot Q_1 - 0,0247 \cdot Q_2 \quad \text{ou} \quad \phi_{Gm} = 0,0594 \cdot A \cdot R_1 - 0,0247 \cdot A \cdot R_2 \quad (6.2)$$

em que, subscritos 1 e 2 referem-se às alturas de carga 1 e 2, A é a área do reservatório do permeâmetro Guelph em (cm²) e R é a leitura da variação de nível d'água com o tempo em [cm/s] obtida durante fluxo em regime permanente.

No local L-A, os valores de R_1 e R_2 foram 0,0167 e 0,0333 cm/s, enquanto no local L-B os valores de R_1 e R_2 foram 0,0183 e 0,040 cm/s.

Substituindo os valores de A e R nas Eq. 6.1 e 6.2 têm-se:

➤ Para o local (L-A): $k_{fs} = 1,75 \cdot 10^{-3}$ cm/s

$$\phi_{Gm} = 5,85 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

➤ Para o local (L-B): $k_{fs} = 2,43 \cdot 10^{-3}$ cm/s

$$\phi_{Gm} = 3,52 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Com isto é possível obter o parâmetro α , através da Eq. 5.9 que é dada pela razão entre k_{fs} e ϕ_{Gm} :

➤ Para o local (L-A): $\alpha = 0,30 \text{ cm}^{-1}$

➤ Para o local (L-B): $\alpha = 0,69 \text{ cm}^{-1}$

Finalmente, substituindo α e k_{fs} na Eq. 5.10, $k(s) = k_{fs} \cdot e^{-\alpha \cdot s}$, obtém-se a função condutividade hidráulica do solo não saturado de acordo com Gardner (1958):

➤ Para o local (L-A): $k(s) = 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,30 \cdot s}$ [cm/s]

➤ Para o local (L-B): $k(s) = 2,43 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,69 \cdot s}$ [cm/s]

Nas Fig. 6.5 e 6.6 se apresentam os resultados obtidos com o permeâmetro Guelph nos locais L-A e L-B.

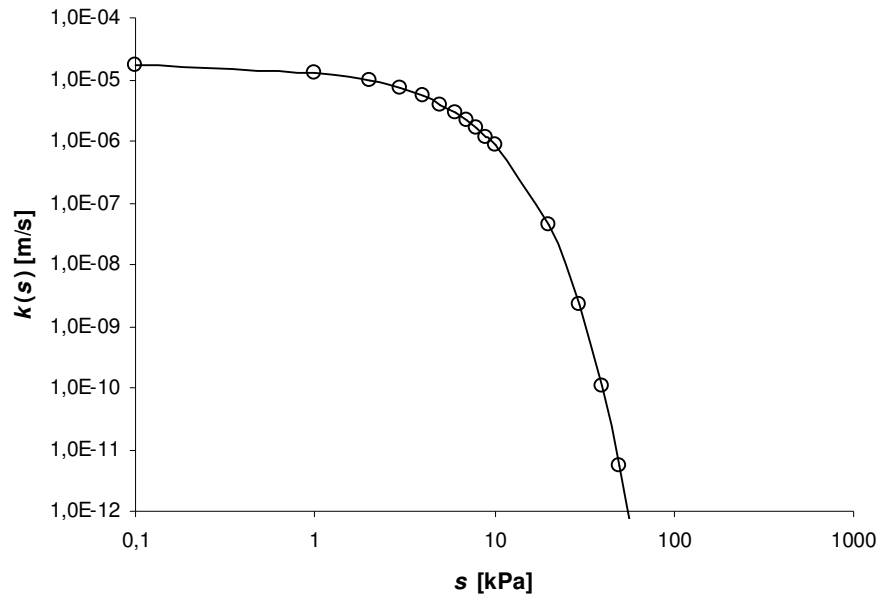


Fig. 6.5. Função condutividade hidráulica do solo não saturado do local L-A obtido com o permeâmetro Guelph.

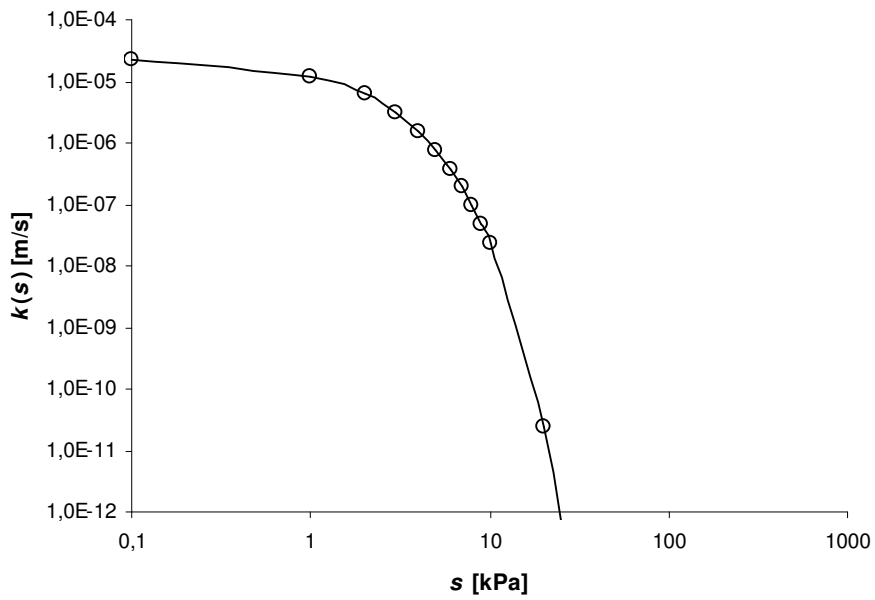


Fig. 6.6. Função condutividade hidráulica do solo não saturado do local L-B obtido com o permeâmetro Guelph.

6.3. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

Para caracterizar o comportamento mecânico do solo realizaram-se ensaios edométricos com sucção controlada e ensaios de compressão triaxial com e sem controle de sucção. Em primeiro lugar são apresentados os resultados de ensaios edométricos com sucção constante. Em seguida, apresentam-se resultados de ensaios edométricos com redução gradual da sucção e ciclo de umedecimento e secagem em diferentes estágios de carregamento. Por fim, se apresentam os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados com amostras saturadas e não saturadas.

6.3.1. Ensaios Edométricos com Sucção Controlada

Para estudar a compressibilidade do solo foram aplicadas trajetórias de carregamento-descarregamento a sucção constante (Fig. 5.19). As sucções selecionadas foram 0 kPa (saturação), 25, 50, 75, 100, 200 e 400 kPa e as amostras ensaiadas foram moldadas dos blocos retirados dos locais L-A (1, 2 e 3 m) e L-B (1 m).

As deformações por colapso foram estudadas com a aplicação de trajetórias de carregamento-descarregamento com umedecimento gradual e ciclo de umedecimento e secagem (Fig. 5.20 e 5.21) em amostras do local L-A (1 m). As tensões selecionadas para o umedecimento foram 50, 100, 200 e 400 kPa e as sucções iniciais impostas às amostras antes da indução do colapso foram 60 e 200 kPa.

No total se realizaram 36 ensaios edométricos, sendo 28 ensaios com sucção constante e 8 ensaios com indução de colapso. As Fig. 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10 mostram as curvas dos ensaios realizados com sucção constante, enquanto as Fig. 6.11 e 6.14 apresentam as curvas dos ensaios com inundação. As Fig. 6.12 e 6.15 ilustram o desenvolvimento das deformações por colapso obtidas nos ensaios inundados e as Fig. 6.13 e 6.16 mostram a relação entre o deslocamento axial (recalque) e o volume de água absorvido pelo solo durante a redução e ciclagem da sucção nestes ensaios.

Para facilitar as análises os gráficos relacionam a tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) com a deformação volumétrica específica ($\Delta H/H$). As Tabelas 6.4 e 6.5 complementam as informações, apresentando algumas características dos ensaios edométricos com inundação.

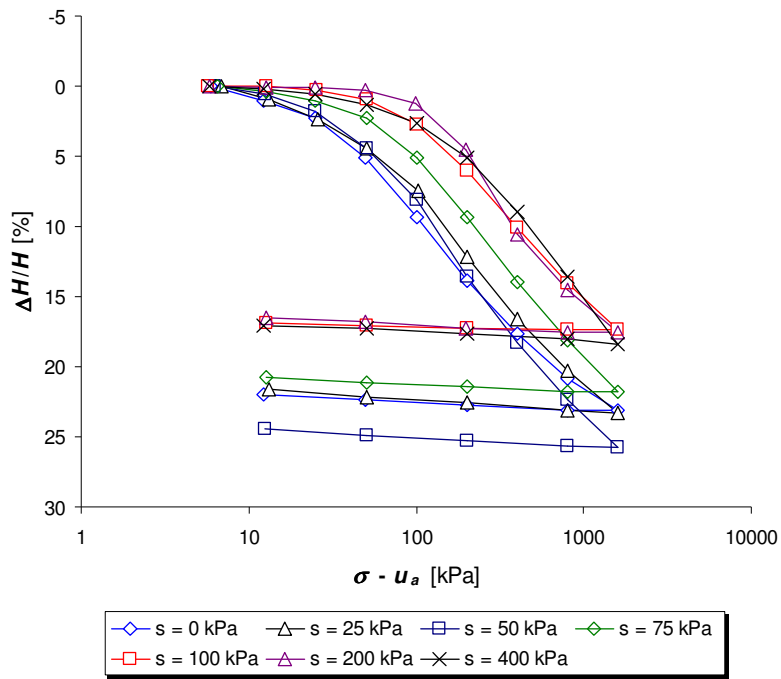


Fig. 6.7. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-A a 1 m de profundidade.

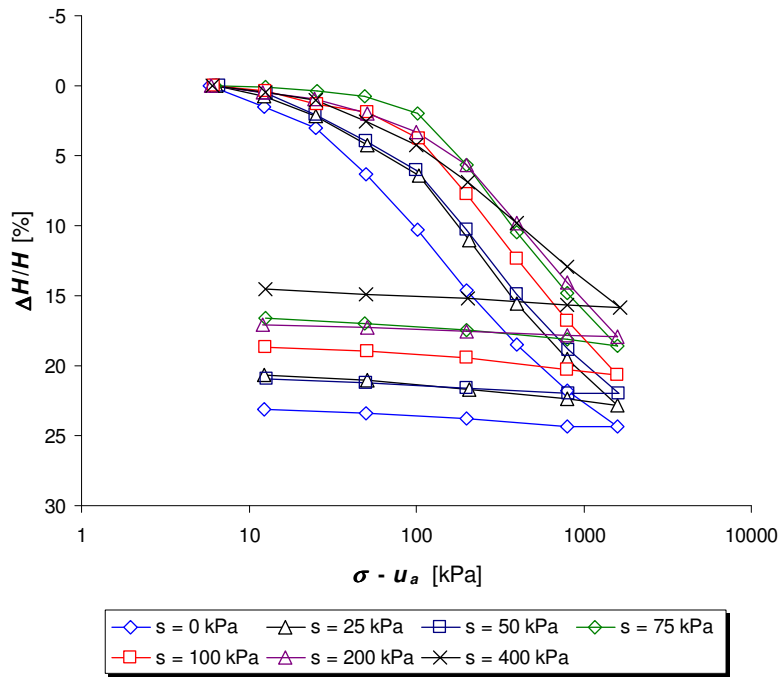


Fig. 6.8. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-A a 2 m de profundidade.

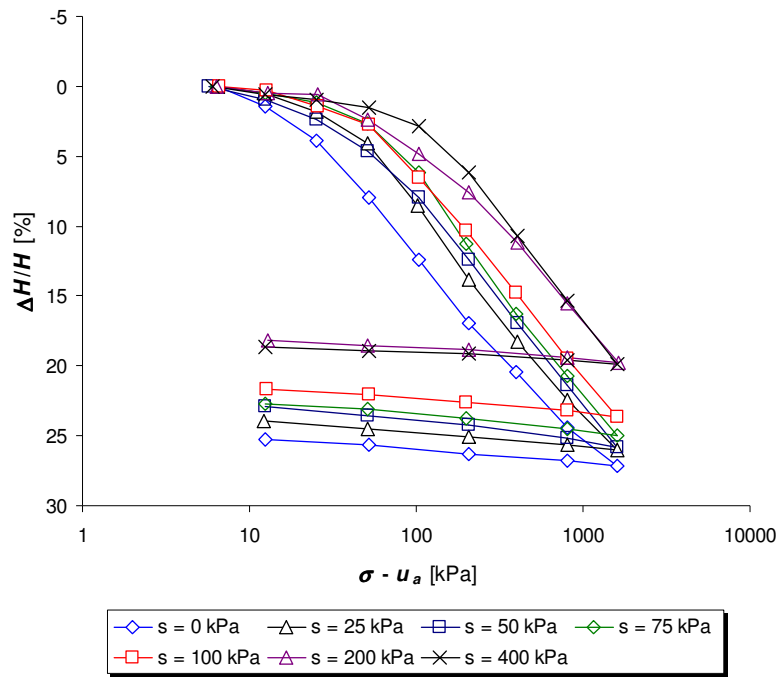


Fig. 6.9. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-A a 3 m de profundidade.

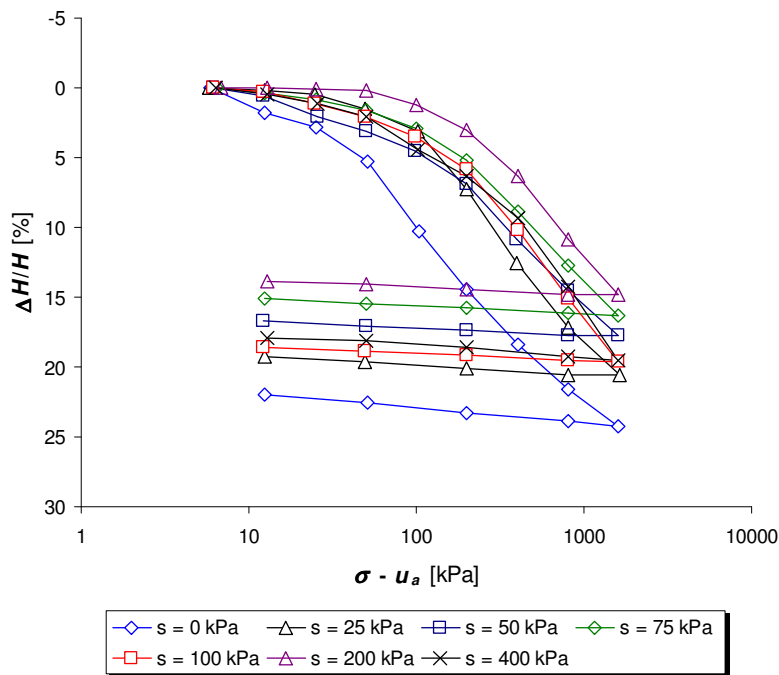


Fig. 6.10. Curvas de compressão edométrica do solo do local L-B a 1 m de profundidade.

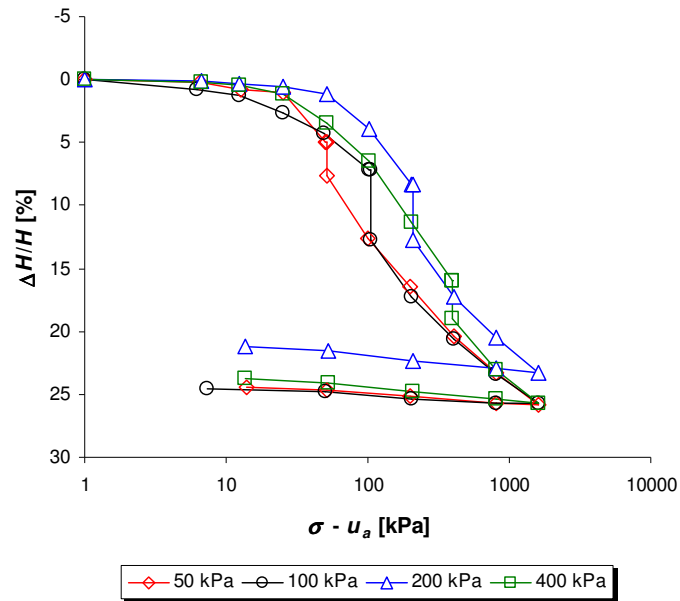


Fig. 6.11 Curvas de compressão edométrica de corpos-de-prova submetidos inicialmente à sucção de 60 kPa com redução gradual e ciclagem da sucção em estágios de carregamento (L-A, 1 m).

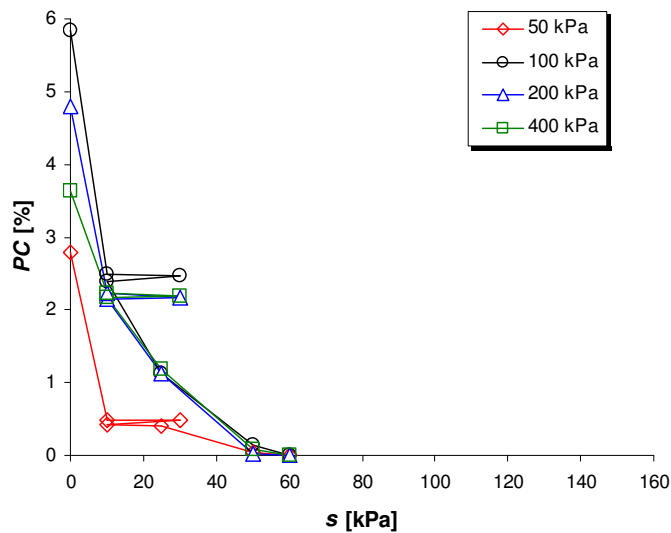


Fig. 6.12. Potenciais de colapso obtidos pela redução e ciclagem da sucção de 60 até 0 kPa (L-A, 1 m).

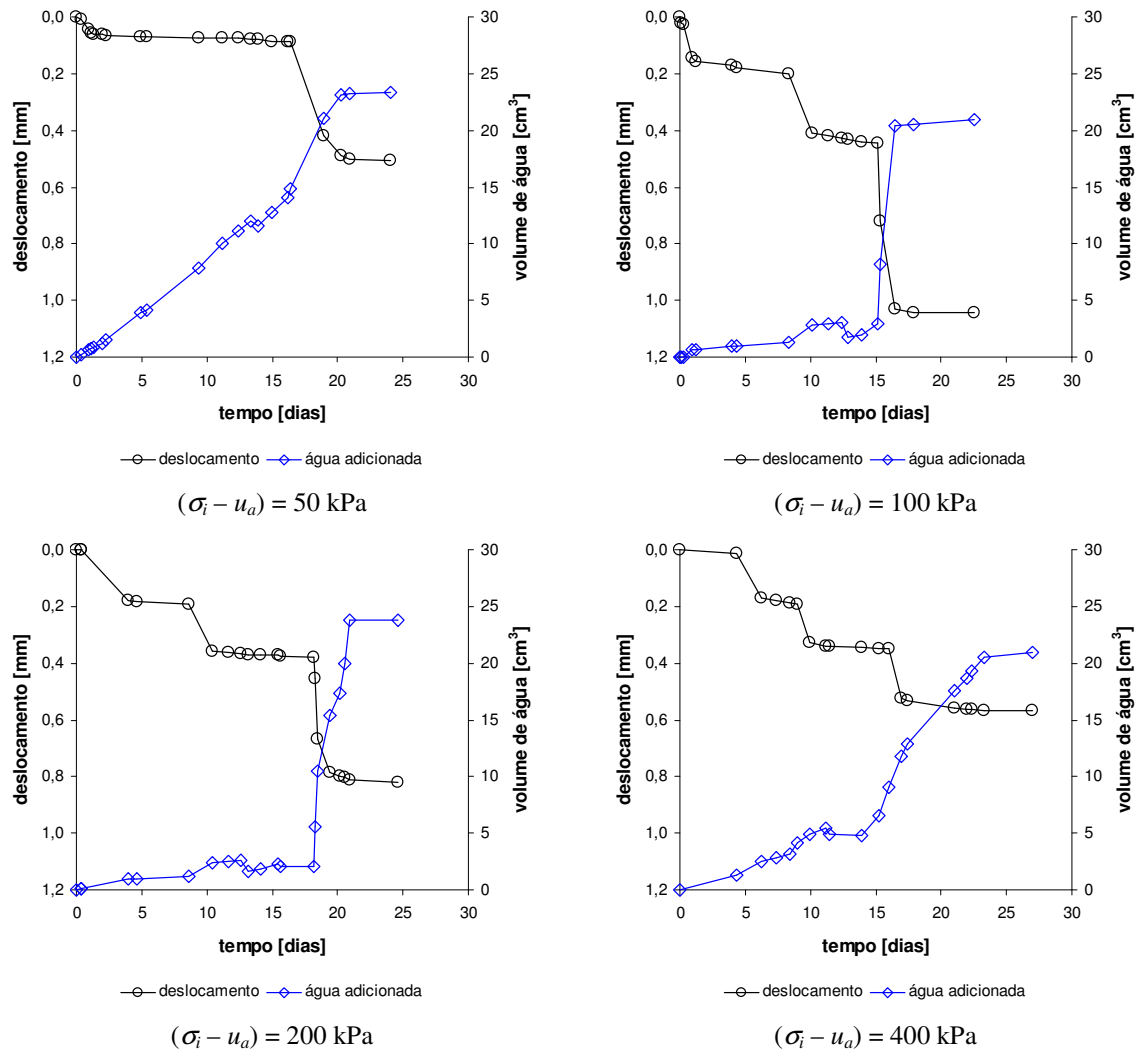


Fig. 6.13. Relação entre o deslocamento (recalque) e o volume de água (umedecimento) durante a indução de colapso de amostras com sucção inicial de 60 kPa.

Tabela 6.4. Características dos ensaios edométricos com sucção inicial de 60 kPa.

$(\sigma_i - u_a)$ [kPa]	H_{ai} [mm]	ΔH_i [mm]	PC [%]
50	18,112	0,504	2,78
100	17,866	1,042	5,83
200	17,082	0,820	4,80
400	15,667	0,568	3,62

Legenda: $(\sigma_i - u_a)$: tensão normal líquida de inundação; H_{ai} : altura do corpo-de-prova antes da inundação; ΔH_i : variação da altura do corpo-de-prova devido à inundação; PC: potencial de colapso.

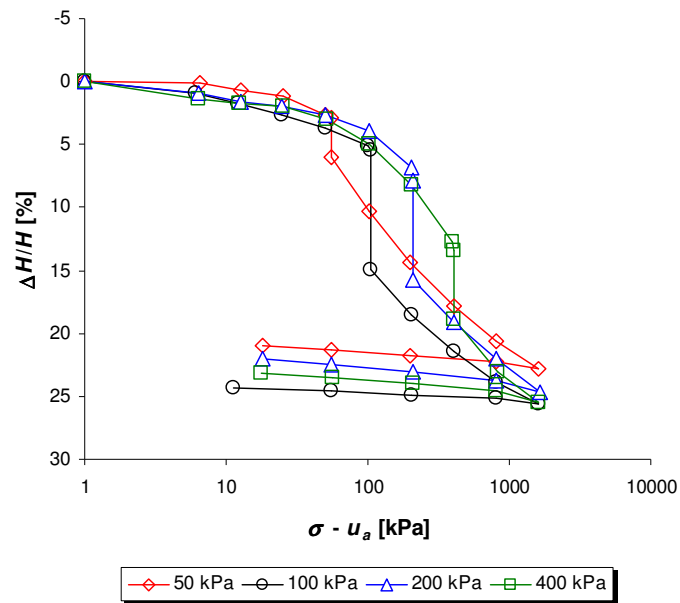


Fig. 6.14 Curvas de compressão edométrica de corpos-de-prova submetidos inicialmente à sucção de 200 kPa com redução gradual e ciclagem da sucção em estágios de carregamento (L-A, 1 m).

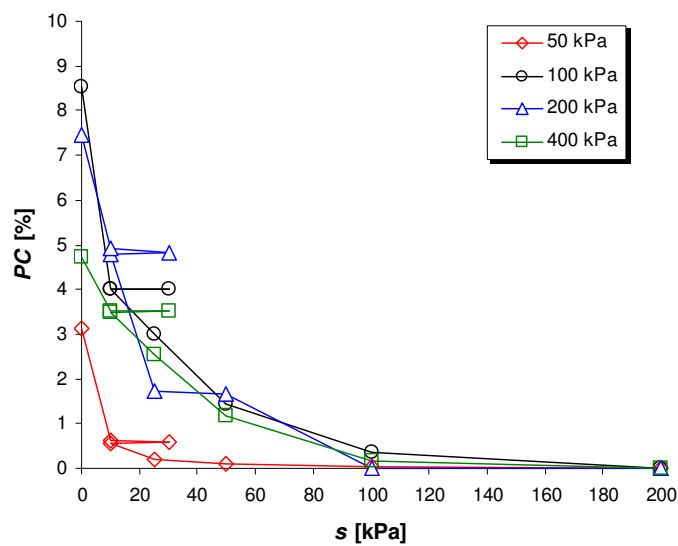


Fig. 6.15. Potenciais de colapso obtidos pela redução e ciclagem da sucção de 200 até 0 kPa (L-A, 1 m).

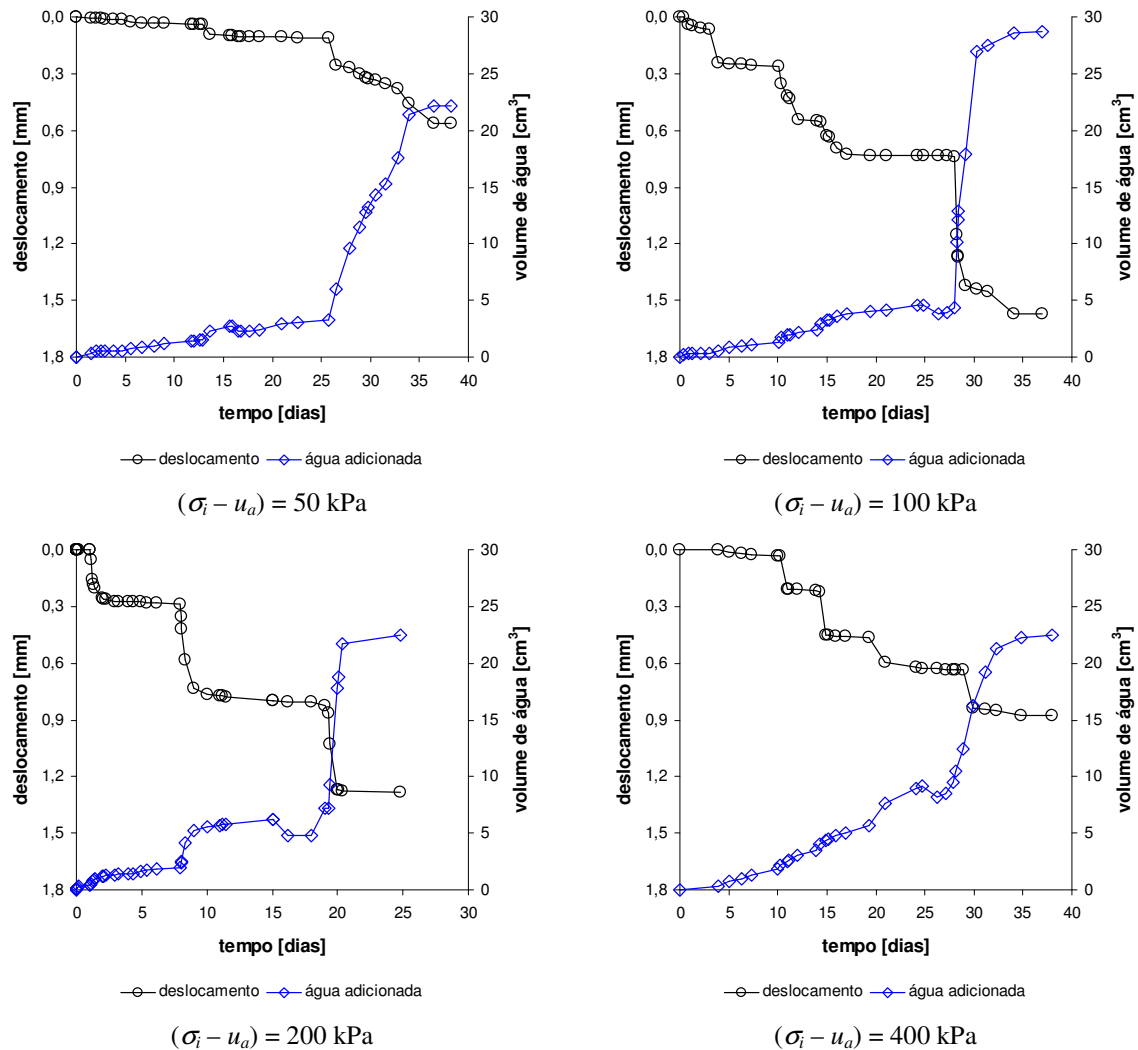


Fig. 6.16. Relação entre o deslocamento (recalque) e o volume de água (umedecimento) durante a indução de colapso de amostras com sucção inicial de 200 kPa.

Tabela 6.5. Características dos ensaios edométricos com sucção inicial de 200 kPa.

$(\sigma_i - u_a)$ [kPa]	H_{ai} [mm]	ΔH_i [mm]	PC [%]
50	18,128	0,566	3,12
100	18,405	1,568	8,52
200	16,700	1,244	7,45
400	18,047	0,853	4,73

Legenda: $(\sigma_i - u_a)$: tensão normal líquida de inundação; H_{ai} : altura do corpo-de-prova antes da inundação; ΔH_i : variação da altura do corpo-de-prova devido à inundação; PC: potencial de colapso.

6.3.2. Ensaios de Compressão Triaxial com e sem Sucção Controlada

As Fig. 6.17, 6.18 e 6.19 apresentam as envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios triaxiais realizados com amostras saturadas e não saturadas. As envoltórias foram ajustadas de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

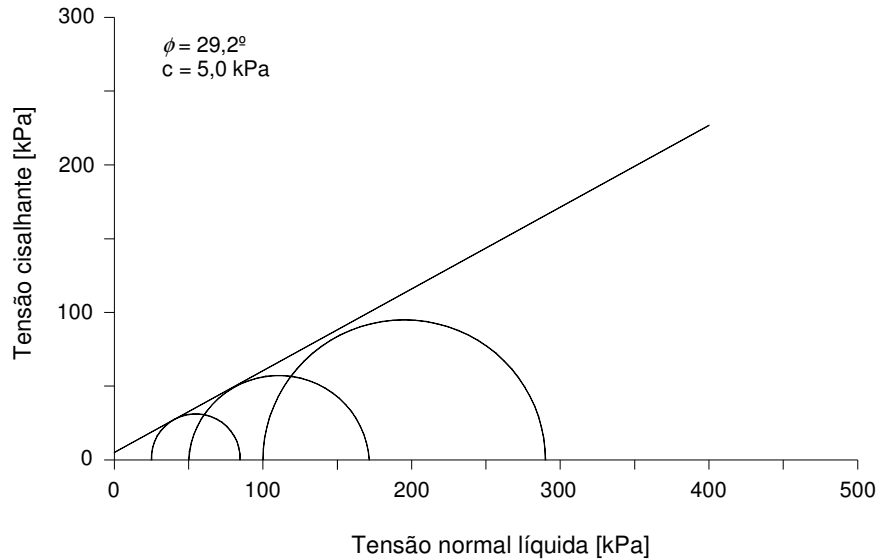


Fig. 6.17. Envoltória de resistência do solo saturado obtida em ensaios drenados tipo CD.

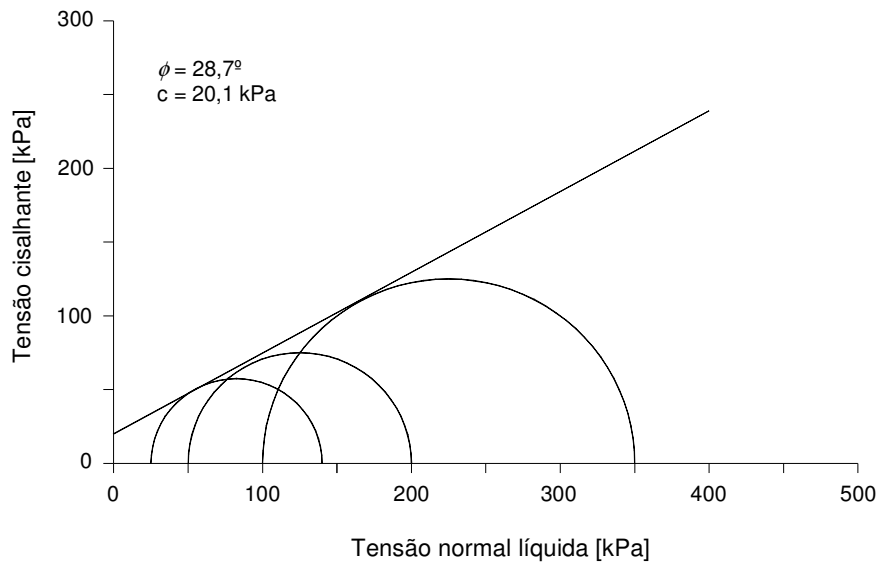


Fig. 6.18. Envoltória de resistência não saturada de amostras com sucção de 60 kPa.

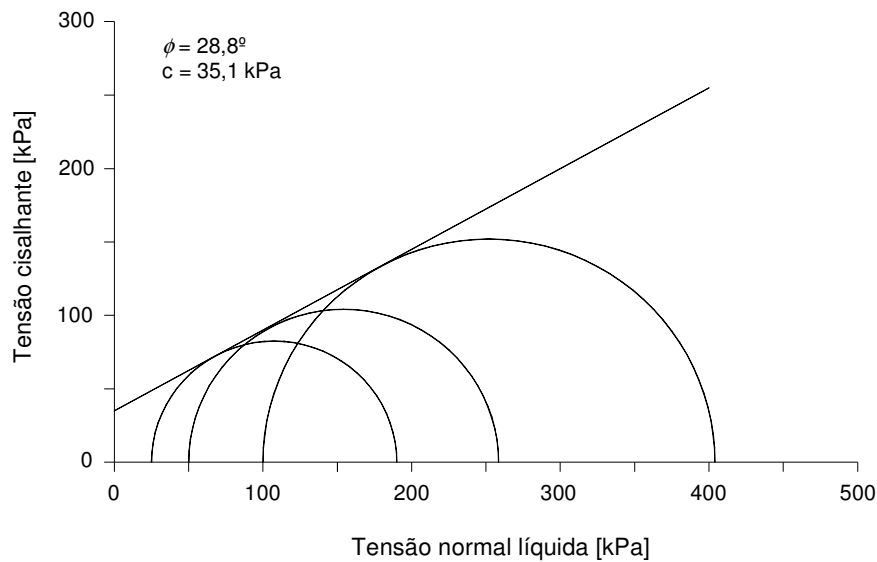


Fig. 6.19. Envoltória de resistência não saturada de amostras secas ao ar ($s \approx 18,9$ MPa).

Nas Fig. 6.17, 6.18 e 6.19 percebe-se o crescimento evidente do intercepto de coesão com a sucção. O ângulo de atrito interno manteve-se praticamente constante com a sucção, variando de $28,7^\circ$ a $29,2^\circ$.

Nas amostras secas ao ar a sucção foi aferida através da colocação de papel filtro Whatman n. 42 em cada corpo-de-prova após o término dos ensaios. A sucção média obtida nessas amostras foi $18,9$ MPa.

6.4. MONITORAMENTO DE CAMPO DA SUCÇÃO E DAS VARIÁVEIS ATMOSFÉRICAS

A sucção foi medida no campo através de tensiômetros convencionais, conforme descrito na seção 5.2.1.2. As Fig. 6.20, 6.21 e 6.22 apresentam leituras de sucção efetuadas de Maio de 2004 a Agosto de 2007, enquanto a Fig. 6.23 ilustra medidas de nível d'água obtidas de Maio de 2005 a Agosto de 2007 na zona de maior influência do lago de Três Irmãos.

As Fig. 6.24, 6.25, 6.26, 6.27, 6.28 e 6.29 mostram medidas de variáveis climatológicas coletadas na estação meteorológica da FEIS/Unesp na cidade de Ilha Solteira no mesmo período do monitoramento da sucção.

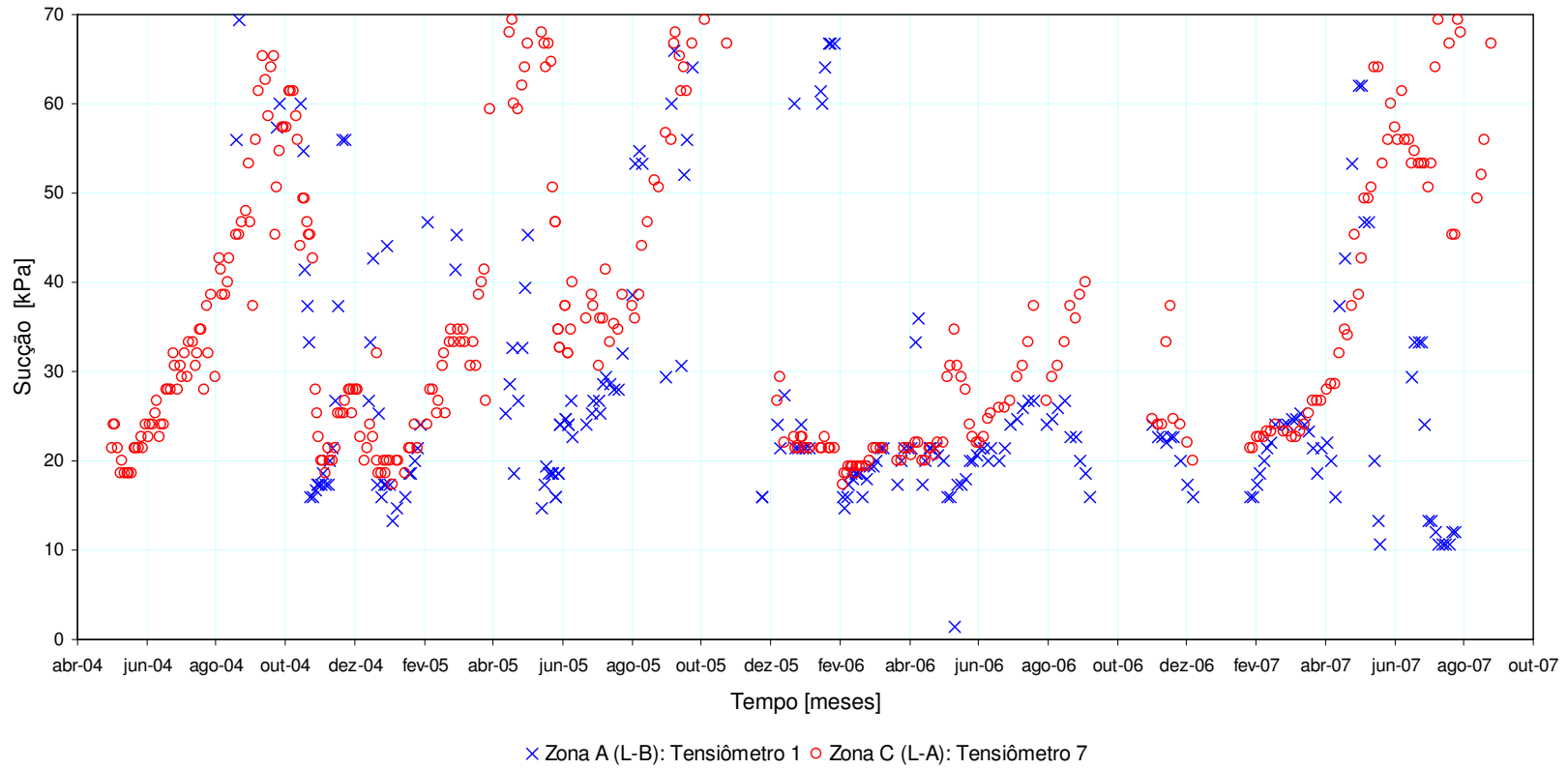


Fig. 6.20. Medidas de sucção efetuadas nos locais L-A e L-B: profundidade de 0,6m.

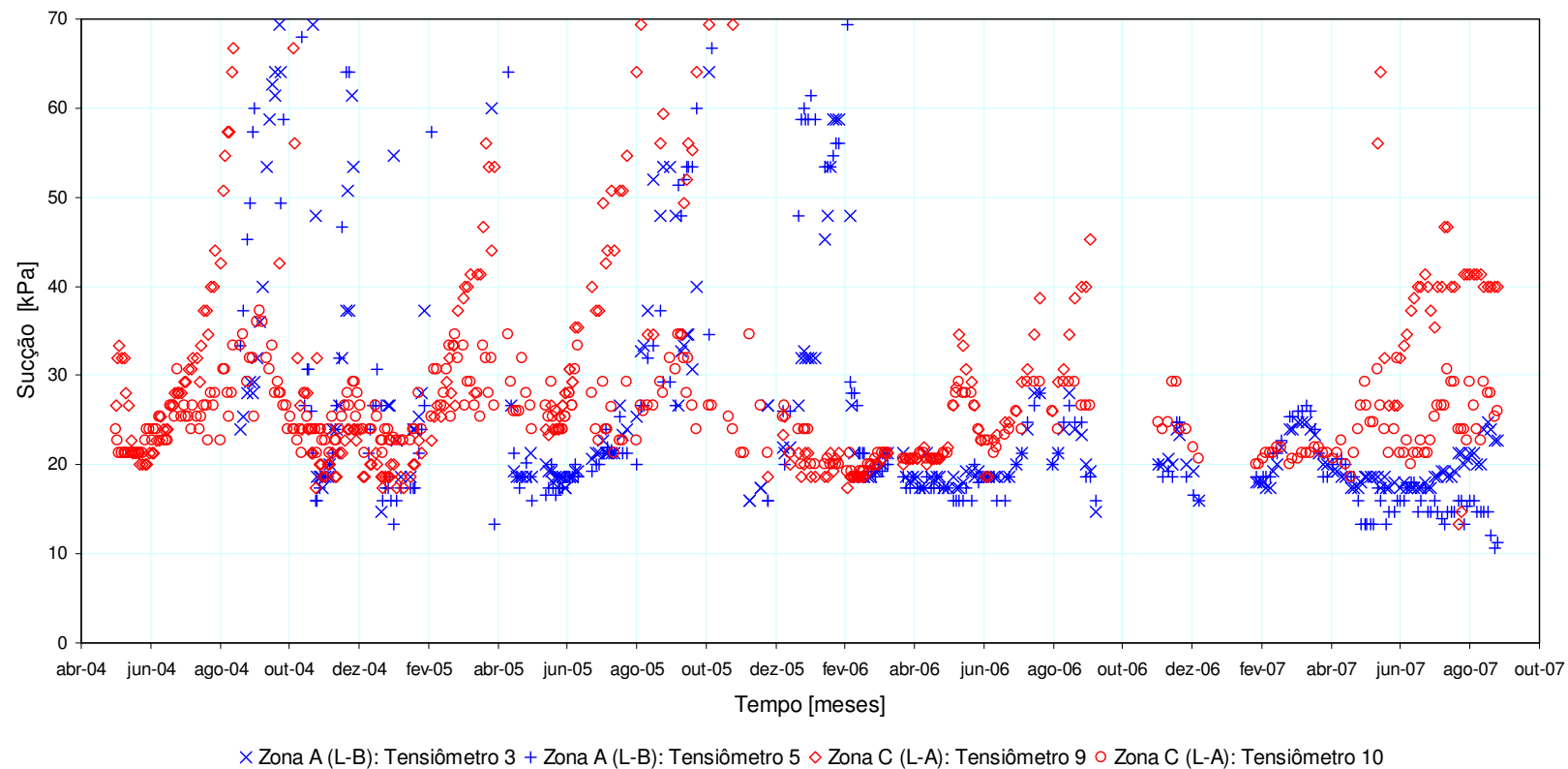


Fig. 6.21. Medidas de sucção efetuadas nos locais L-A e L-B: profundidade de 0,9m.

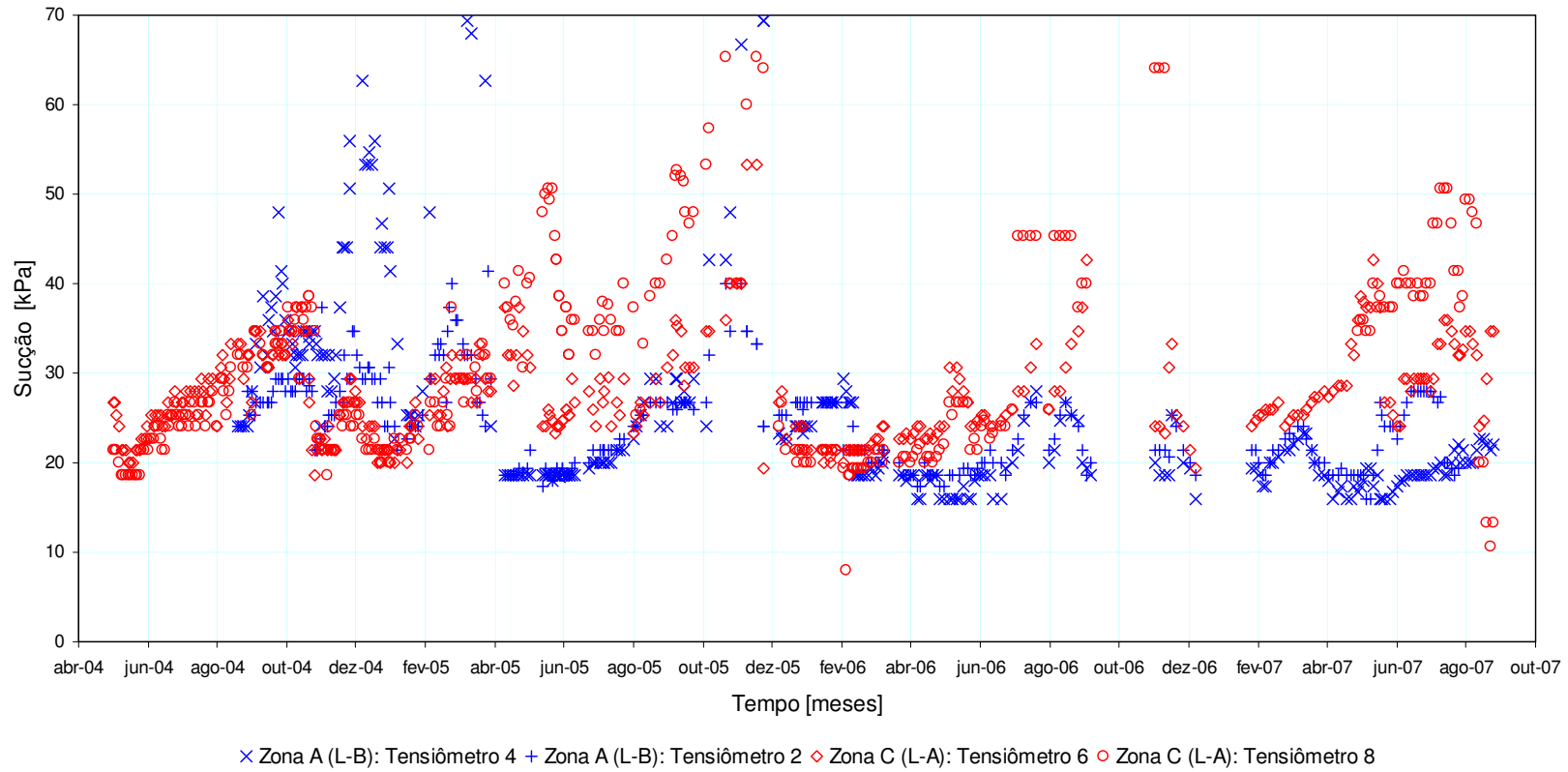


Fig. 6.22. Medidas de sucção efetuadas nos locais L-A e L-B: profundidade de 1,2m.

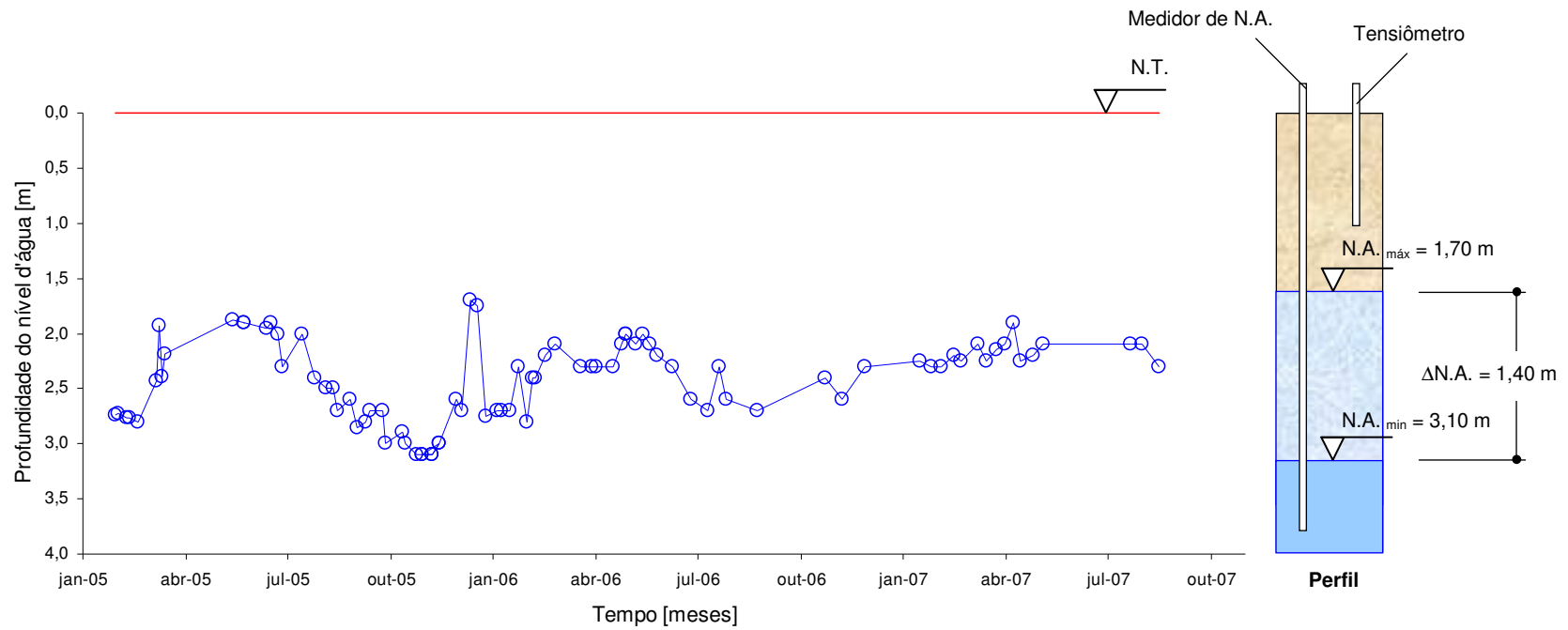


Fig. 6.23. Medidas de nível d'água efetuadas no local L-B durante o monitoramento da sucção.

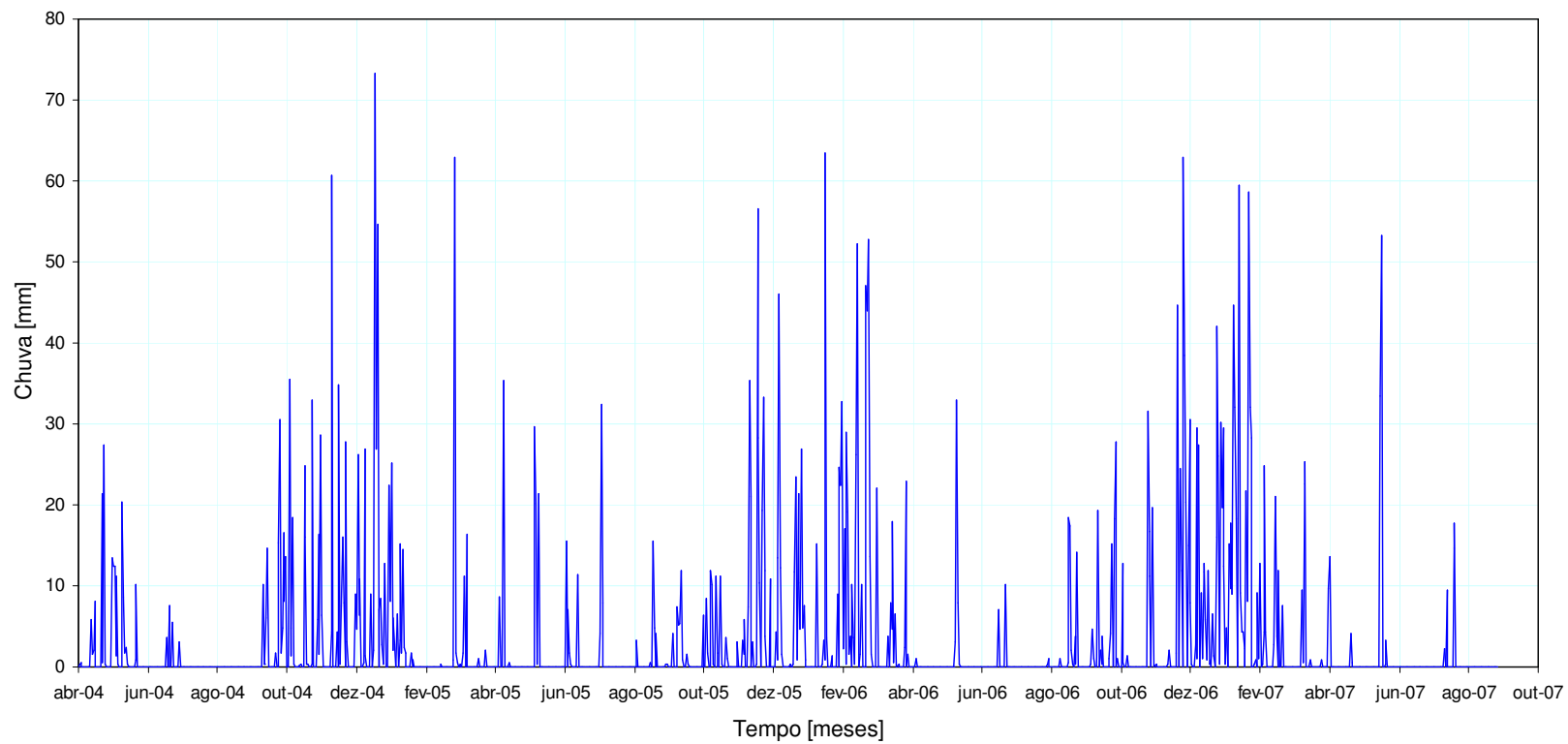


Fig. 6.24. Chuva da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007).

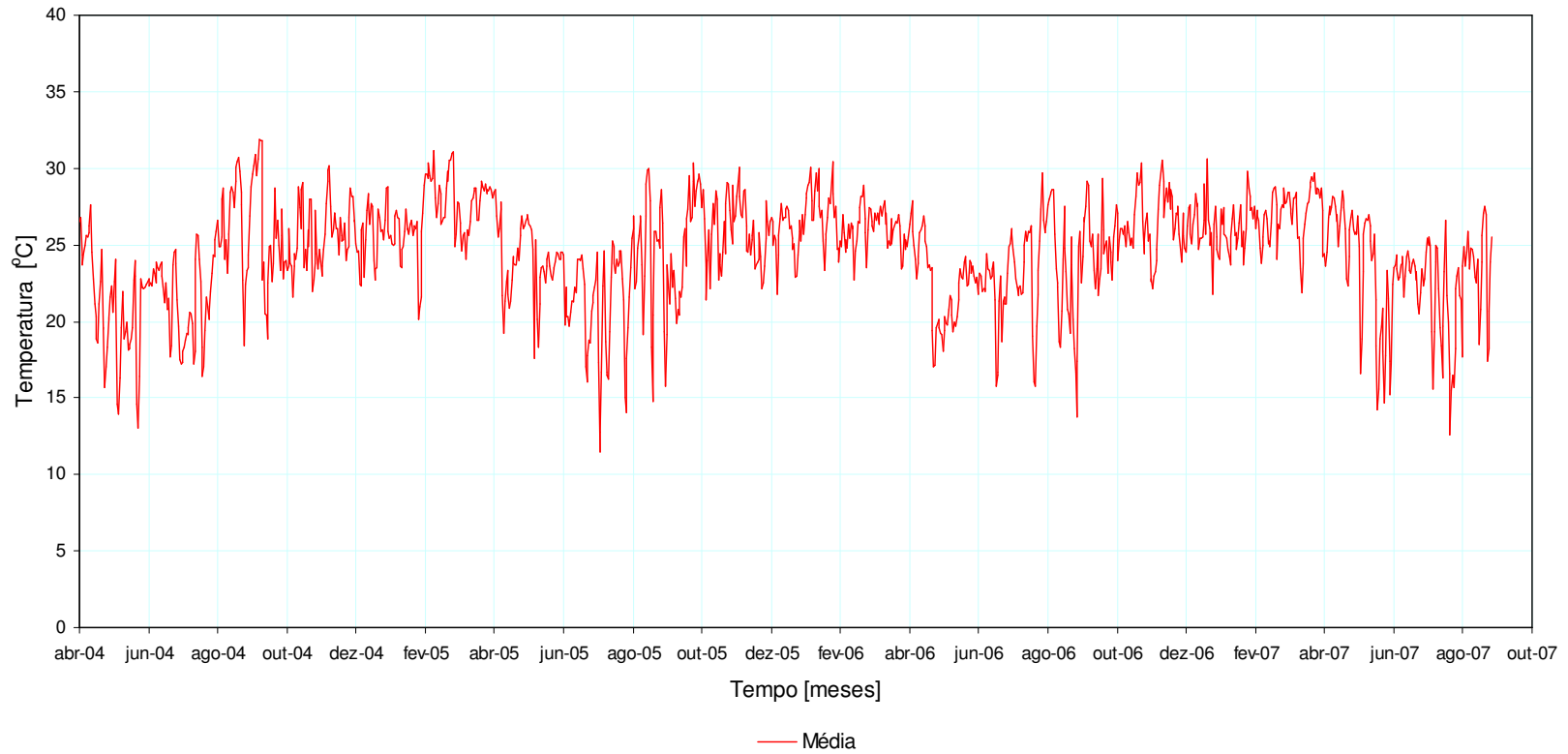


Fig. 6.25. Temperatura média da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007).

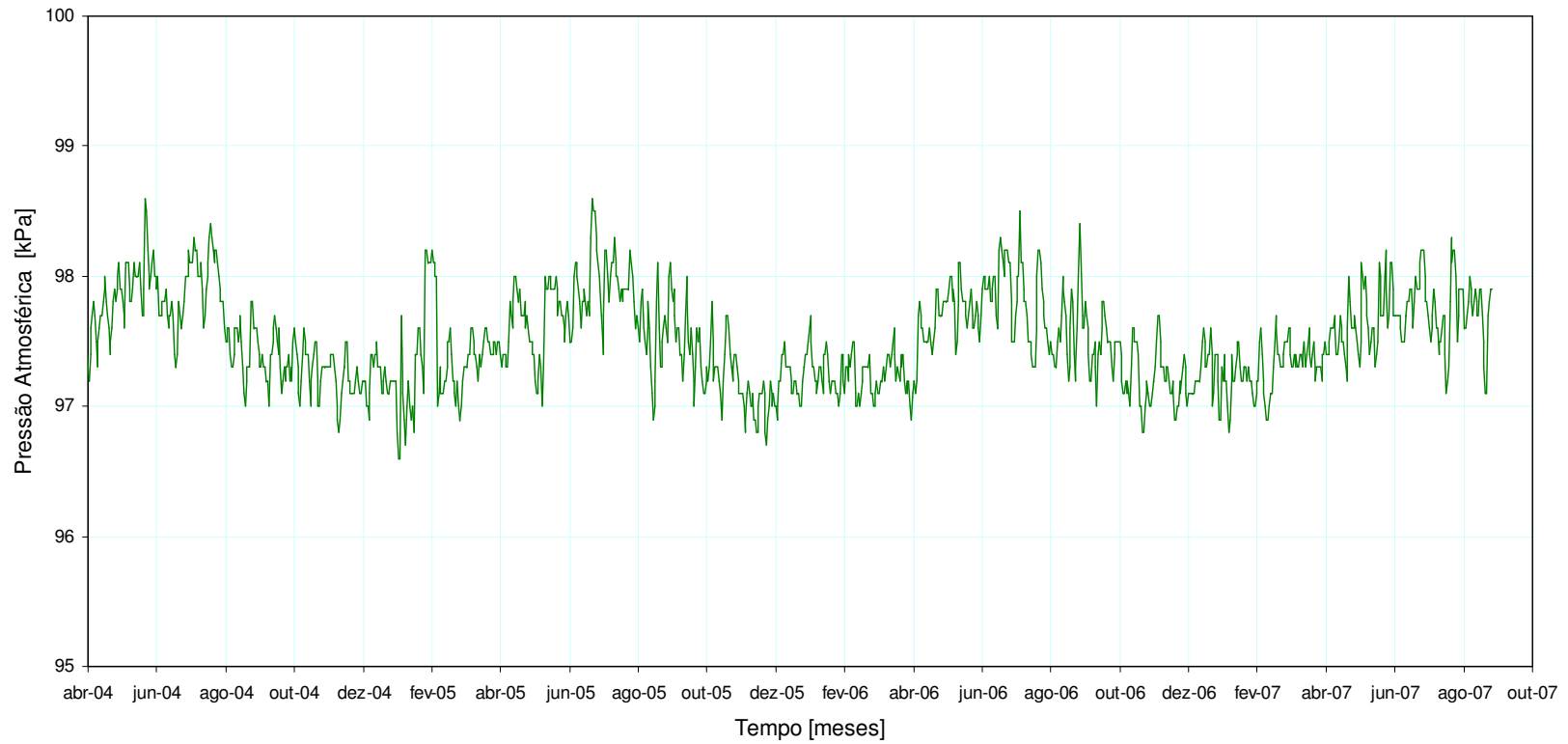


Fig. 6.26. Pressão atmosférica da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007).

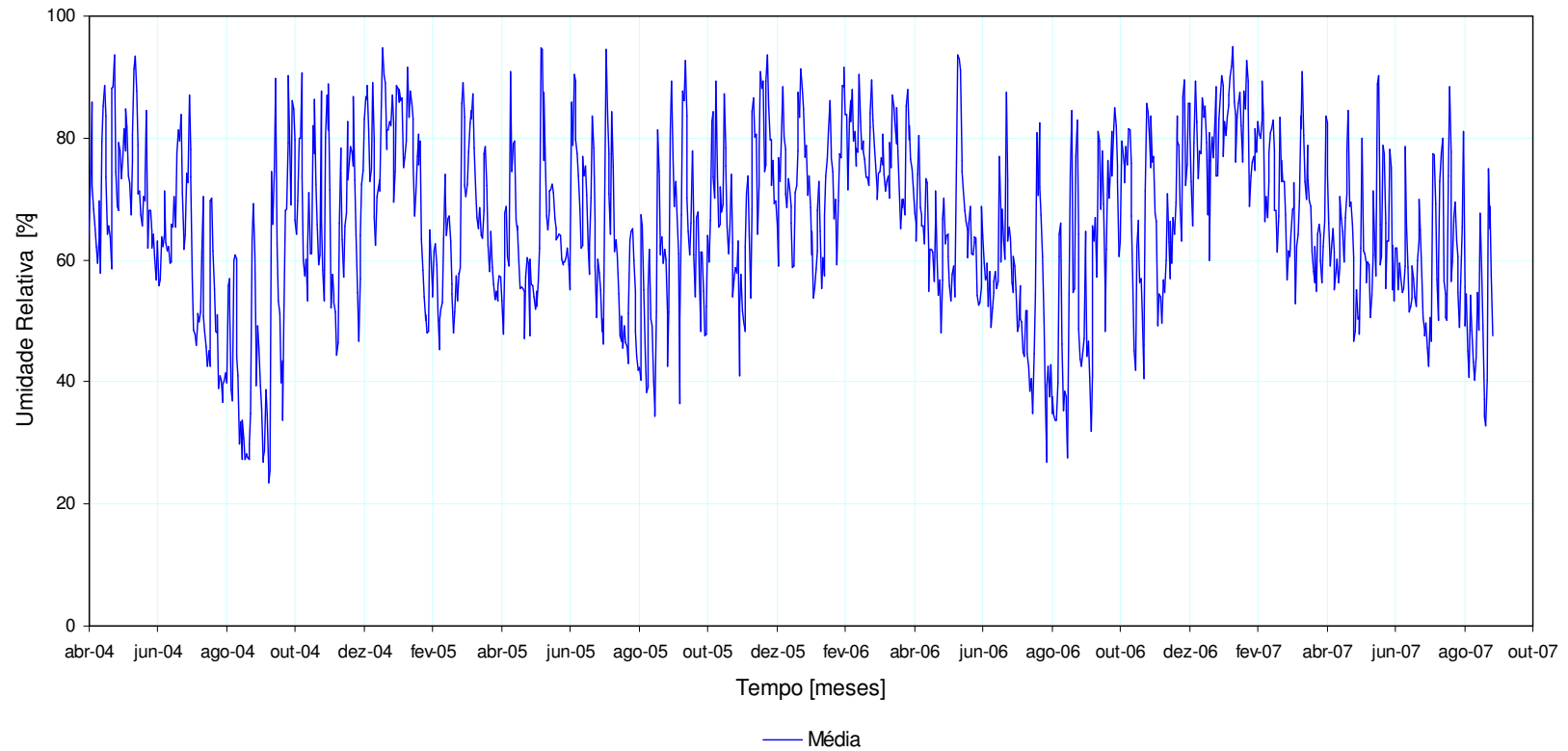


Fig. 6.27. Umidade relativa média da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007).

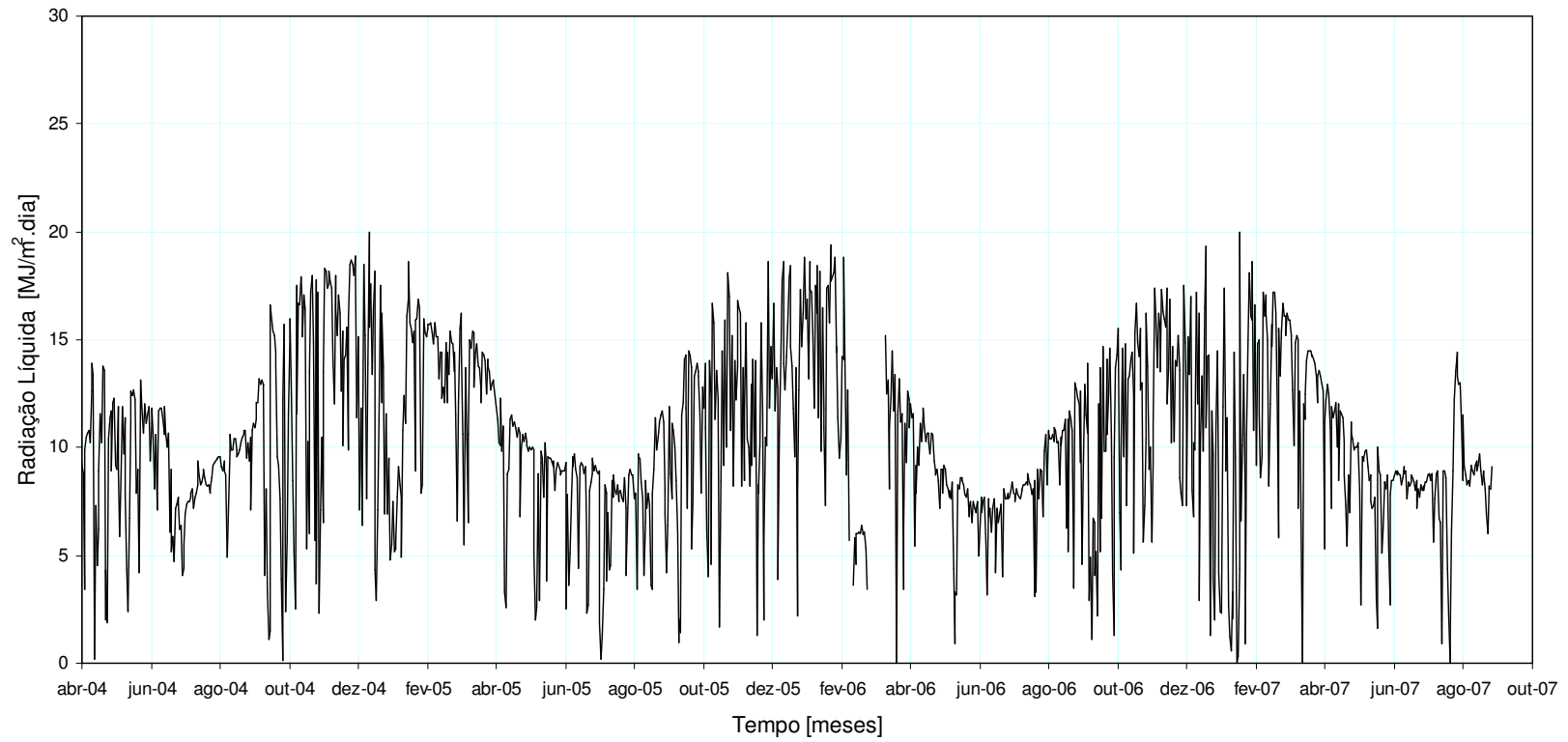


Fig. 6.28. Radiação líquida da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007).

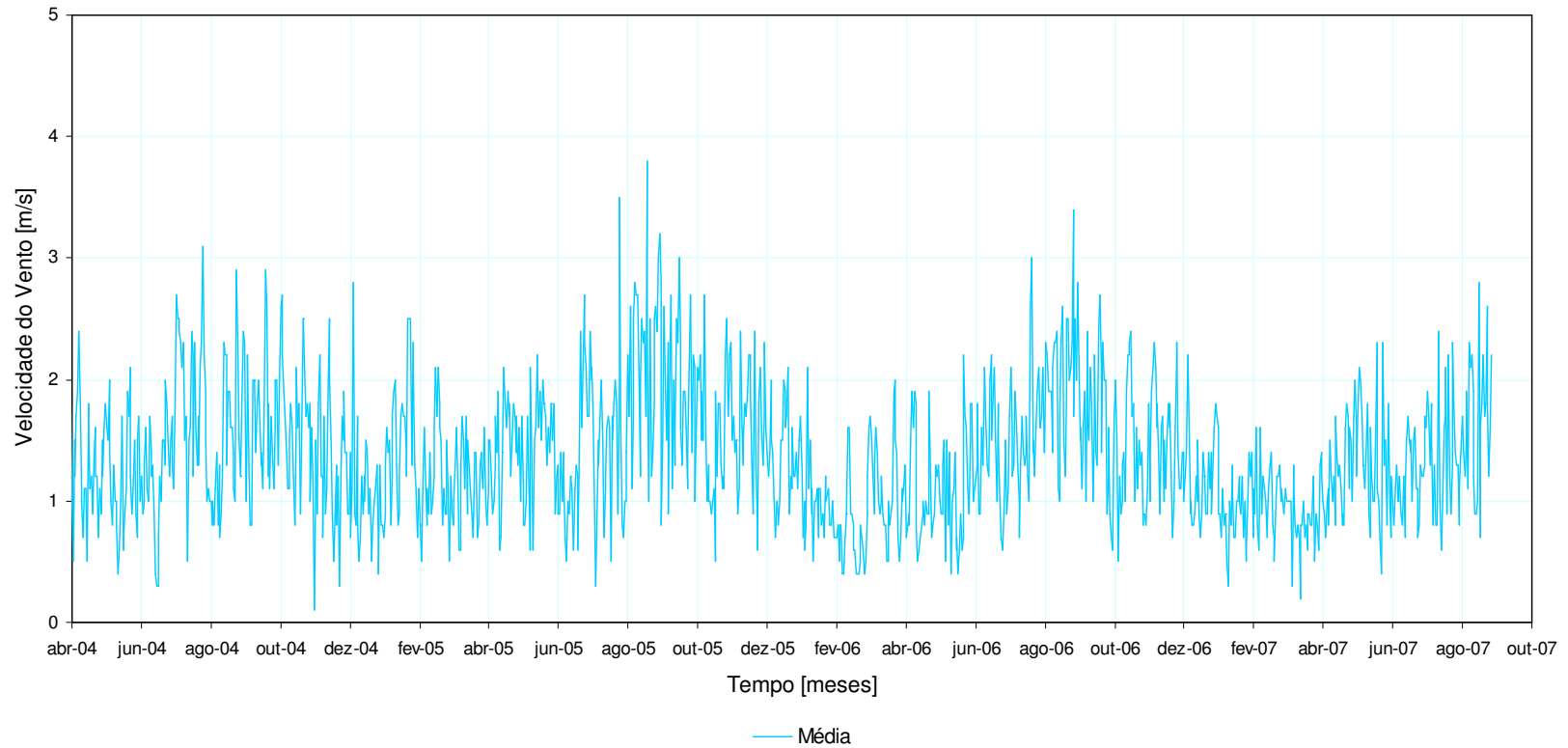


Fig. 6.29. Velocidade média do vento da região durante o monitoramento da sucção (FEIS/Unesp, 2007).

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são analisados os resultados apresentados e, inicialmente, discute-se o comportamento hidráulico dos solos com base na modelagem das curvas de retenção e da função condutividade hidráulica não saturada. Na seqüência, analisa-se o comportamento mecânico do solo através da caracterização da compressibilidade e da resistência, tendo em vista a determinação de informações constitutivas do material. Finalmente a sucção medida no campo é analisada e relacionada com as variáveis atmosféricas e com as curvas de retenção de água no solo.

7.1. COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS SOLOS

Para analisar o comportamento hidráulico primeiro ajustaram-se as curvas de retenção de água segundo Van Genuchten (1980). Em seguida, com as medidas de condutividade hidráulica obtidas em laboratório e com os parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água ajustaram-se as funções condutividade hidráulica não saturada. Por fim, as funções calculadas são comparadas com as funções obtidas com o permeâmetro Guelph.

7.1.1. Modelagem das Curvas de Retenção de Água no Solo

Para cada método de ensaio ajustou-se o modelo de Van Genuchten (1980) aos dados experimentais (Eq. 7.1).

$$w = w_r + (w_s - w_r) \cdot \left\{ \frac{1}{\left[1 + (\alpha \cdot s)^n \right]^m} \right\} \quad (7.1)$$

em que, w_r e w_s são umidades residual e de saturação; α , m e n são parâmetros de forma da curva de retenção; e s é a sucção.

A Tabela 7.1 apresenta os parâmetros de ajuste do modelo e as Fig. 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4 mostram as curvas ajustadas aos pontos experimentais.

Tabela 7.1. Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água de Van Genuchten (1980).

Local	Técnica	w_s [%]	w_r [%]	α [kPa ⁻¹]	m	n	r^2
L-A, 1m	FPP + CPR	30,8	7,2	0,4574	0,5610	2,278	0,997
L-A, 1m	PF (1)	30,8	4,5	0,4350	0,5000	2,000	0,999
L-A, 1m	PF (2)	4,5	0,9	0,0001	0,9248	13,302	0,960
L-A, 1m	CPA	30,8	4,9	0,2975	0,4436	1,7972	0,996
L-A, 1m	MO	30,8	4,9	0,3310	0,4109	1,6976	0,994
L-A, 2m	CPA	31,3	5,5	0,8953	0,4163	1,7133	0,986
L-A, 3m	CPA	31,6	5,2	0,8510	0,3501	1,5384	0,947
L-B, 1m	FPP + CPR	31,9	7,2	0,7045	0,5149	2,0615	0,998
L-B, 1m	PF (1)	31,9	5,4	0,5090	0,4704	1,8881	0,995
L-B, 1m	PF (2)	5,4	0,7	0,0002	0,6813	3,1377	0,988
L-B, 1m	CPA	31,9	6,5	0,4202	0,5379	2,1642	0,994
L-B, 1m	MO	31,9	4,4	0,3559	0,3862	1,6292	0,995

Para o método de papel filtro foram realizados dois ajustes, PF (1) e PF (2), onde a umidade de saturação de PF (2) equivale à umidade residual do ajuste de PF (1). Este procedimento foi adotado em razão dos solos apresentarem duas pressões de entradas de ar, a primeira relacionada aos macroporos, que às vezes são visíveis a olho nu, e a segunda associada aos microporos dos agregados compostos pela fração fina.

De fato, ao ajustar a equação de Van Genuchten (1980) aos dados experimentais verifica-se que as curvas são semelhantes com parâmetros de ajuste bastante próximos. As curvas modeladas se ajustam bem aos dados experimentais, com coeficientes de determinação (r^2) acima de 0,95 (Tabela 7.1). No tocante a entrada de ar, destaca-se que os baixos valores observados (cerca de 2 kPa para a maioria das curvas) já eram esperados devido à textura arenosa e a elevada porosidade do solo.

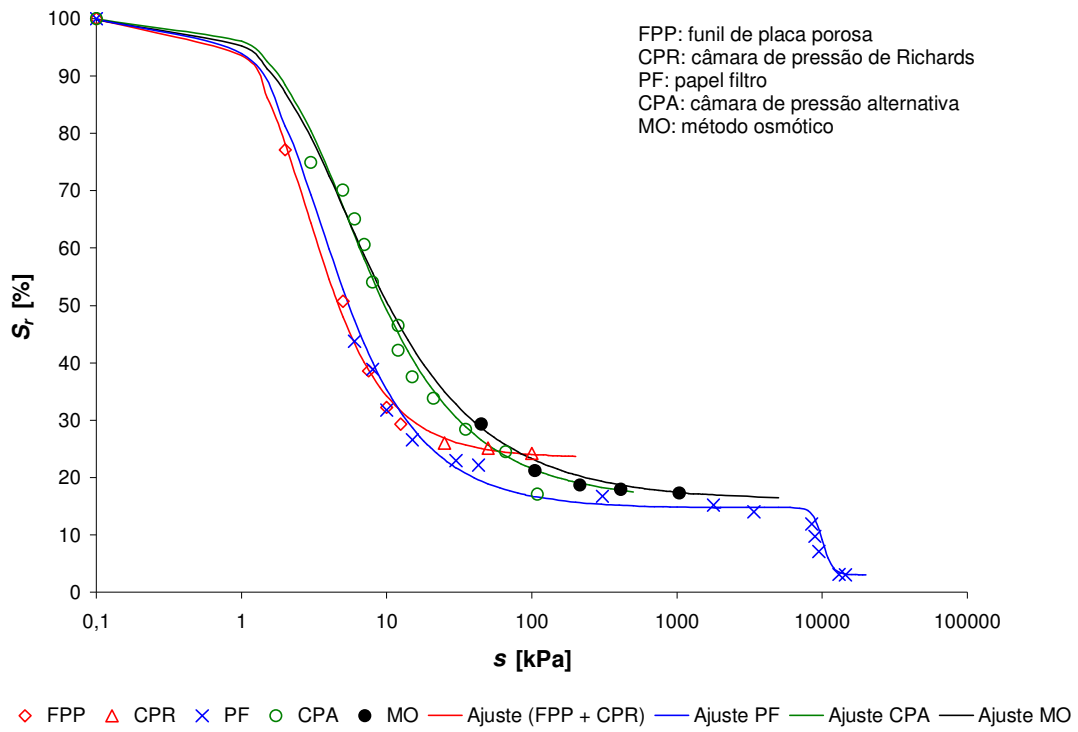


Fig. 7.1. Ajustes das curvas de retenção de água do local L-A a 1m de profundidade.

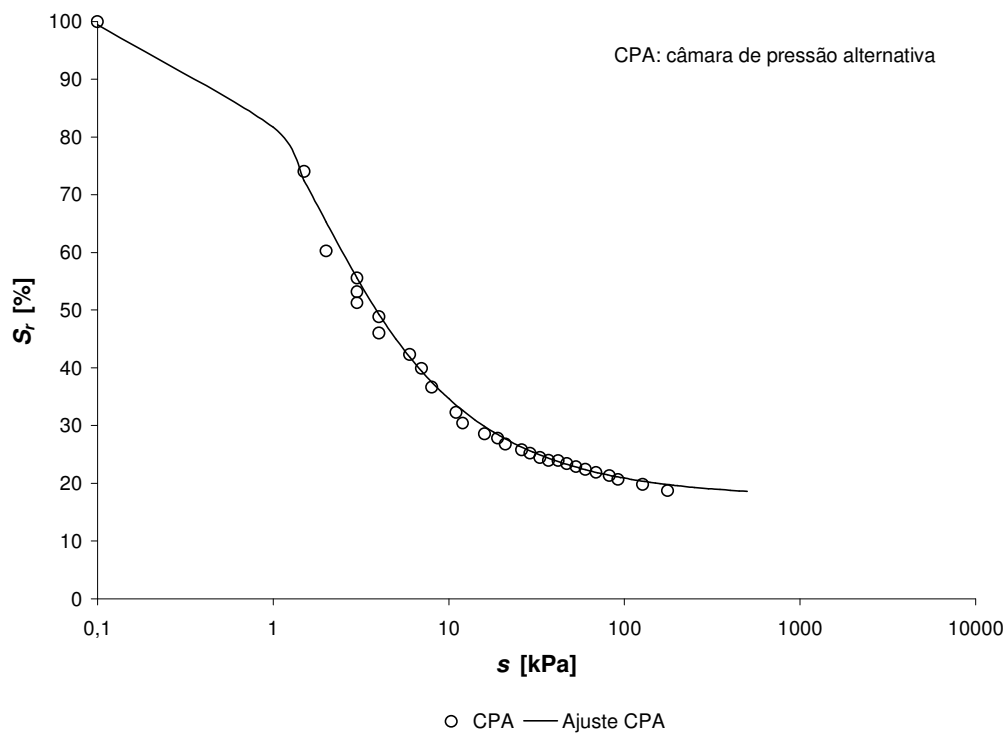


Fig. 7.2. Ajuste da curva de retenção de água do local L-A a 2m de profundidade.

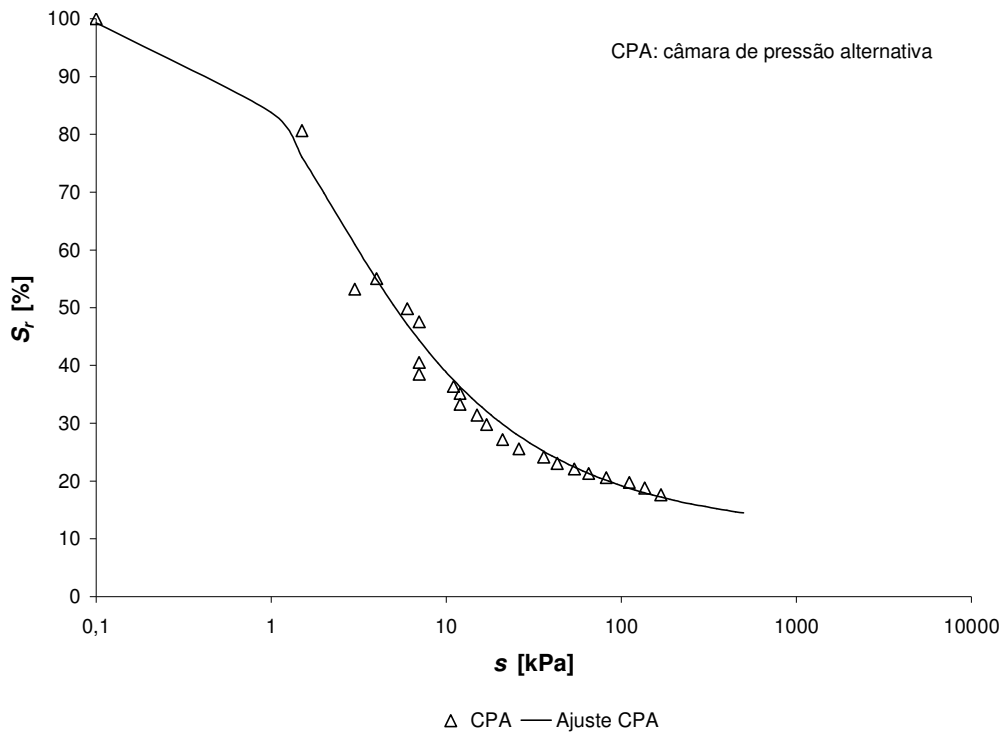


Fig. 7.3. Ajuste da curva de retenção de água do local L-A a 3m de profundidade.

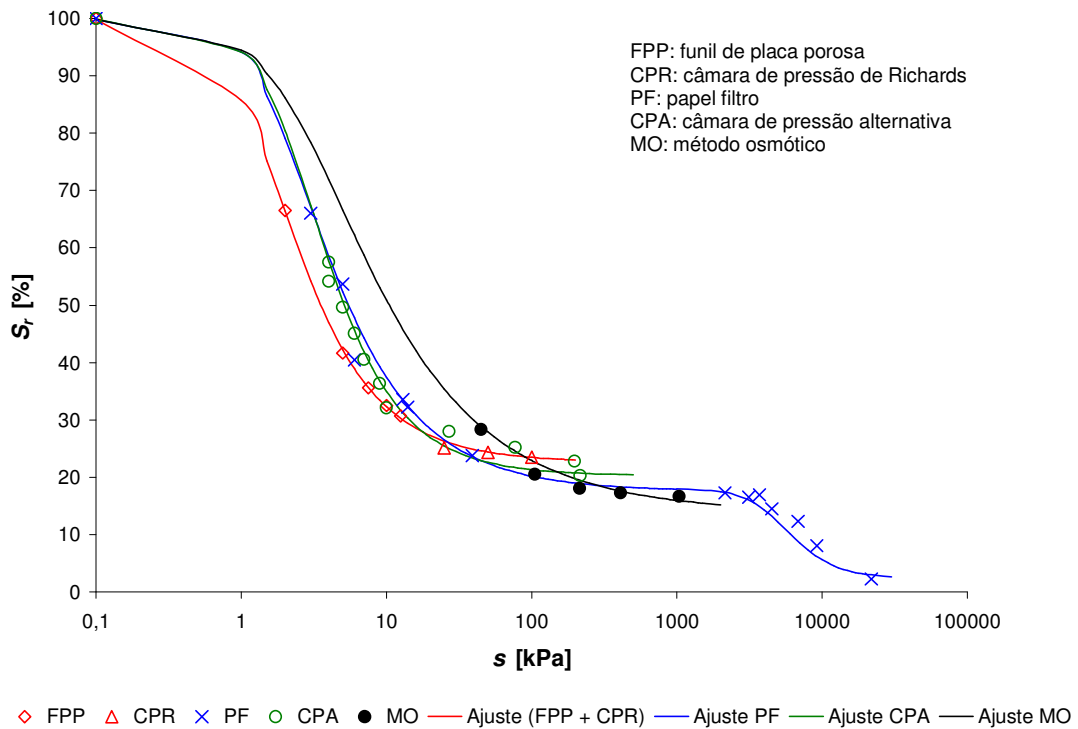


Fig. 7.4. Ajustes das curvas de retenção de água do local L-B a 1m de profundidade.

Em geral, as curvas de retenção obtidas são curvas típicas de solos arenosos porosos com baixa capacidade de retenção de água. Estas curvas apresentam uma zona de desaturação inclinada compreendida num pequeno intervalo de sucção que varia de 0 a 20 kPa. Na zona de saturação residual ocorre o oposto, já que para pequenas mudanças do conteúdo de água ocorrem grandes mudanças de sucção.

Em relação às duas entradas de ar observadas nas curvas obtidas com o método de papel filtro, cabe destacar que a segunda entrada de ar, como já mencionada, deve ser atribuída à drenagem dos microporos da fração agregada do solo. Existe consenso de que a estrutura de vários solos tropicais lateríticos é formada por partículas grandes (areia), que podem apresentar-se circundadas e, às vezes, cimentadas por partículas de argila e silte em estado agregado. Os solos intemperizados das regiões tropicais geralmente contêm em sua fração argila uma predominância de ferro, alumínio e silício. Nessas regiões o intemperismo químico é favorecido devido à alta temperatura, à umidade e às águas pluviométricas que promovem a remoção de bases pela lixiviação. O ferro e o alumínio, que geralmente não são facilmente removidos pela lixiviação, aumentam em concentração e constituem-se, na forma de óxidos, cimentos naturais, que interligam as partículas maiores, geralmente de quartzo, da fração arenosa, agregando o solo. Se ensaiadas sem e com defloculante observam-se granulometrias distintas, pois a fração fina ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica devido ao estado agregado em que se encontra.

7.1.2. Comparação entre Condutividade Hidráulica de Campo e de Laboratório

Os parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água da Tabela 7.1 e os dados de condutividade hidráulica saturada da Tabela 6.2 foram usados para a determinação das funções condutividade hidráulica não saturada. Para isso, aplicou-se a Eq. 7.2 de Van Genuchten (1980).

$$k(s) = k \sqrt{\left(\frac{w - w_r}{w_s - w_r} \right)} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{w - w_r}{w_s - w_r} \right)^{\frac{1}{m}} \right]^m \right\}^2 \quad (7.2)$$

em que, k é a condutividade hidráulica saturada; w_r e w_s são umidades residual e de saturação; e m é o parâmetro de forma da curva de retenção.

Com as funções modeladas, os resultados foram comparados com as curvas ajustadas de acordo com a Eq. 5.10 de Gardner (1958) obtidas em campo com o permeâmetro Guelph.

As Fig. 7.5 e 7.6 apresentam as funções condutividade hidráulica obtidas a partir do método do permeâmetro de Guelph e da proposição de Van Genuchten.

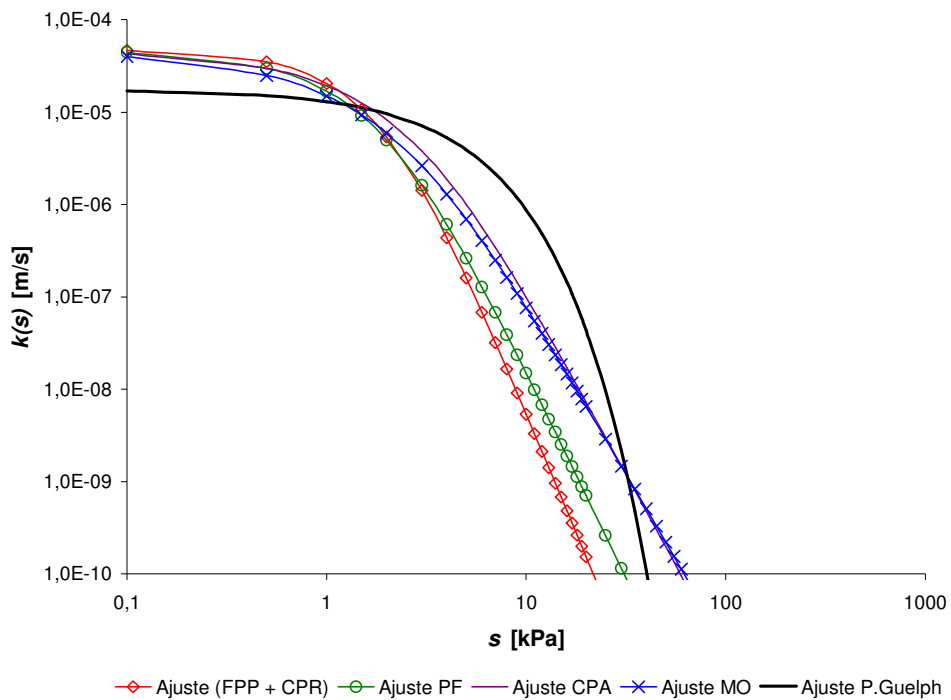


Fig. 7.5. Funções condutividade hidráulica não saturada do solo do local L-A.

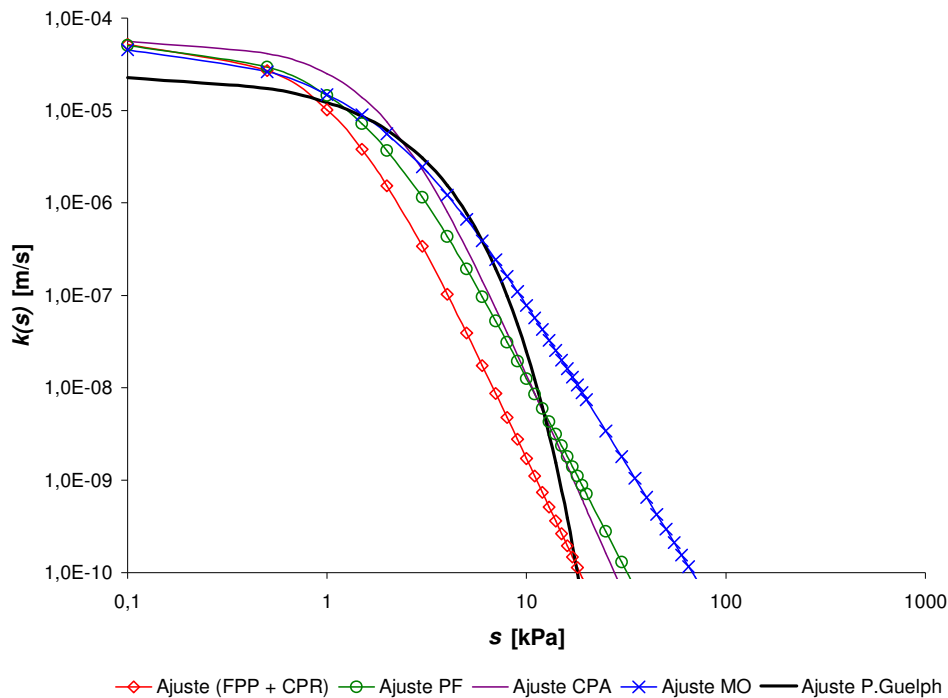


Fig. 7.6. Funções condutividade hidráulica não saturada do solo do local L-B.

A Eq. 7.2 de Van Genuchten (1980) fornece resultados razoavelmente próximos aos de Gardner (1958), sobretudo para sucções inferiores a 10 kPa. Para sucções superiores a esta os valores tendem a divergir um pouco. Como a condutividade hidráulica saturada é da mesma ordem de grandeza, tanto pelo Guelph como pelo laboratório, constata-se uma boa aproximação entre os valores de condutividade hidráulica fornecidos pelos dois métodos.

Na Eq 7.1 de Van Genuchten (1980) os parâmetros m e n são interdependentes, mas cada um deles é responsável por diferentes variações na forma da curva. O parâmetro m denota alteração no início da curva, enquanto no final da curva o parâmetro n é o principal condicionante. Já na Eq. 5.10 de Gardner (1958) a função depende somente do parâmetro α , onde a condutividade hidráulica descreve uma função exponencial com a sucção.

Em geral, a comparação entre as funções condutividade hidráulica não saturada obtidas em campo e em laboratório demonstra que ambos os métodos fornecem valores consistentes e, portanto, as curvas de retenção de água mostram-se aptas para a representação e reprodução da condutividade hidráulica não saturada do solo no campo.

7.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS

Para analisar o comportamento mecânico inicialmente verificou-se o efeito da sucção na variação de volume e no colapso do solo. Em seguida, o modelo BBM foi ajustado aos dados experimentais tendo como objetivos obter os parâmetros constitutivos do solo e verificar se o modelo reproduz adequadamente o comportamento do solo. Nesse propósito, os resultados dos ensaios de compressão triaxial foram analisados e ajustados de acordo com a proposta de Vilar (2007).

7.2.1. Ensaios Edométricos Realizados com Sucção Constante

Os resultados apresentados nas Fig. 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10 mostram que a sucção influencia a variação de volume do solo estudado. O aumento da sucção provoca a elevação das tensões de pré-adensamento, assim como mudanças na inclinação da reta virgem, reduzindo a variação volumétrica do solo.

As Fig. 7.7, 7.8, 7.9 e 7.10 apresentam as variações das tensões de pré-adensamento do solo com a sucção para cada local e profundidade de amostragem. Para complementar as análises, ajustou-se a curva de plastificação LC (dada pela Eq. 3.8) do modelo BBM aos pontos experimentais.

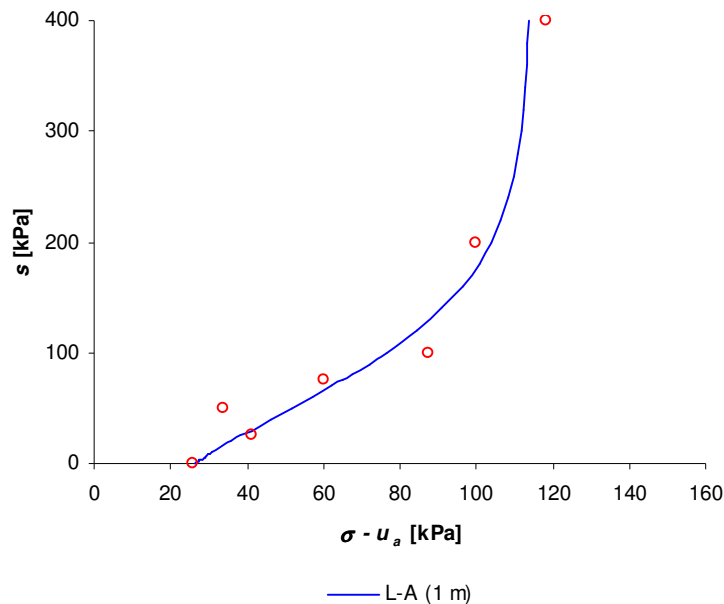


Fig. 7.7. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-A (1 m).

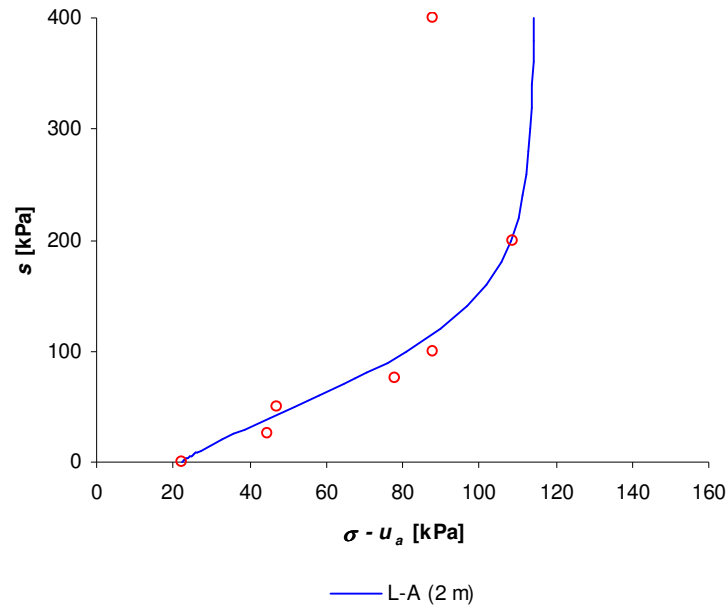


Fig. 7.8. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-A (2 m).

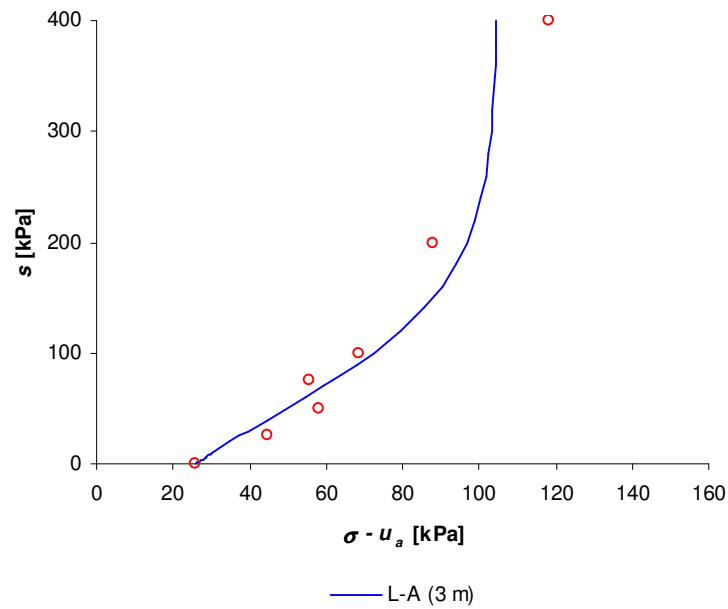


Fig. 7.9. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-A (3 m).

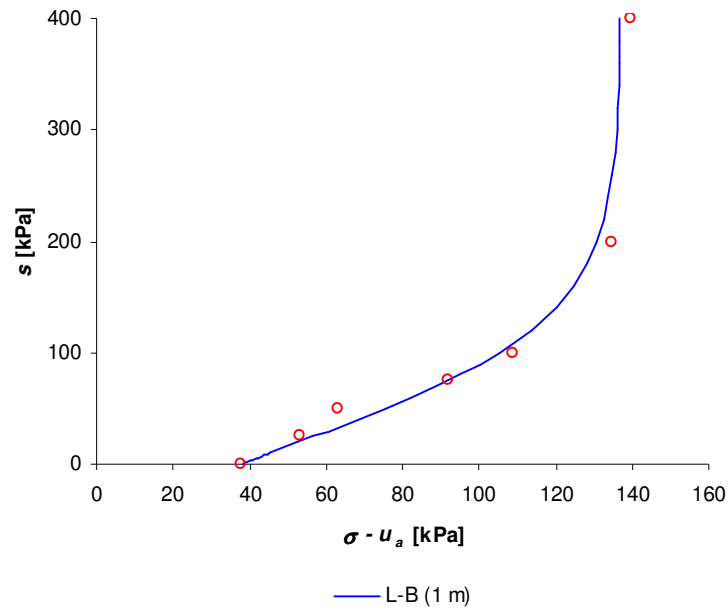


Fig. 7.10. Pontos experimentais e curva de escoamento LC do solo do local L-B (1 m).

Para comparação, a Fig. 7.11 mostra todas as curvas LC sobrepostas.

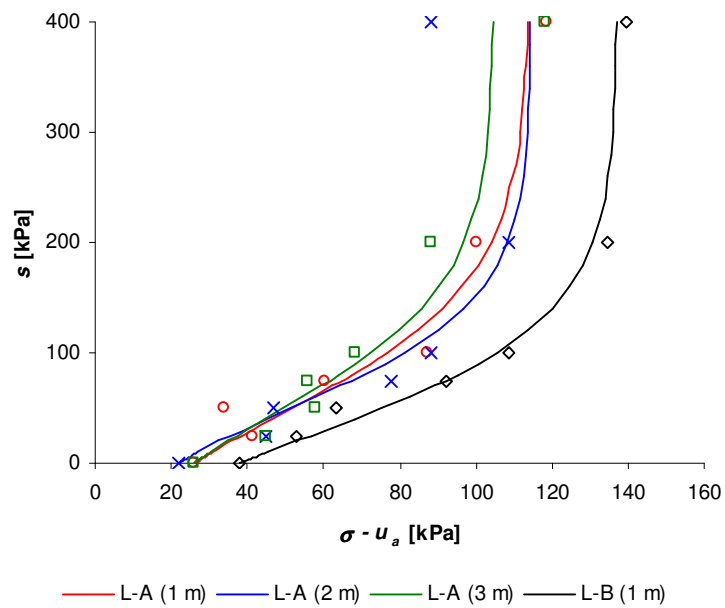


Fig. 7.11. Pontos experimentais e curvas de escoamento LC dos solos dos locais L-A e L-B.

De acordo com a Fig. 7.11, pode-se observar que as curvas de escoamento LC do local L-A possuem formas semelhantes com valores próximos de tensão de pré-adensamento até 3 m de profundidade. Entretanto, o mesmo não ocorre com as curvas dos locais L-A e L-B a 1 m de profundidade. Ao serem ensaiados, os corpos-de-prova do local L-B mostraram um domínio elástico mais amplo, apesar de possuírem as mesmas características físicas do solo do local L-A. Cabe ressaltar que o local L-B está próximo às margens do lago de Três Irmãos, onde o nível d'água está entre 2 e 3 m de profundidade. Nos terrenos que margeiam o reservatório é esperado que ocorra uma série de efeitos, positivos e negativos, em decorrência da elevação do lençol freático, tornando difícil diagnosticar tal comportamento.

A Fig. 7.12 apresenta a variação das tensões de pré-adensamento em função da sucção e da tensão geostática com a profundidade.

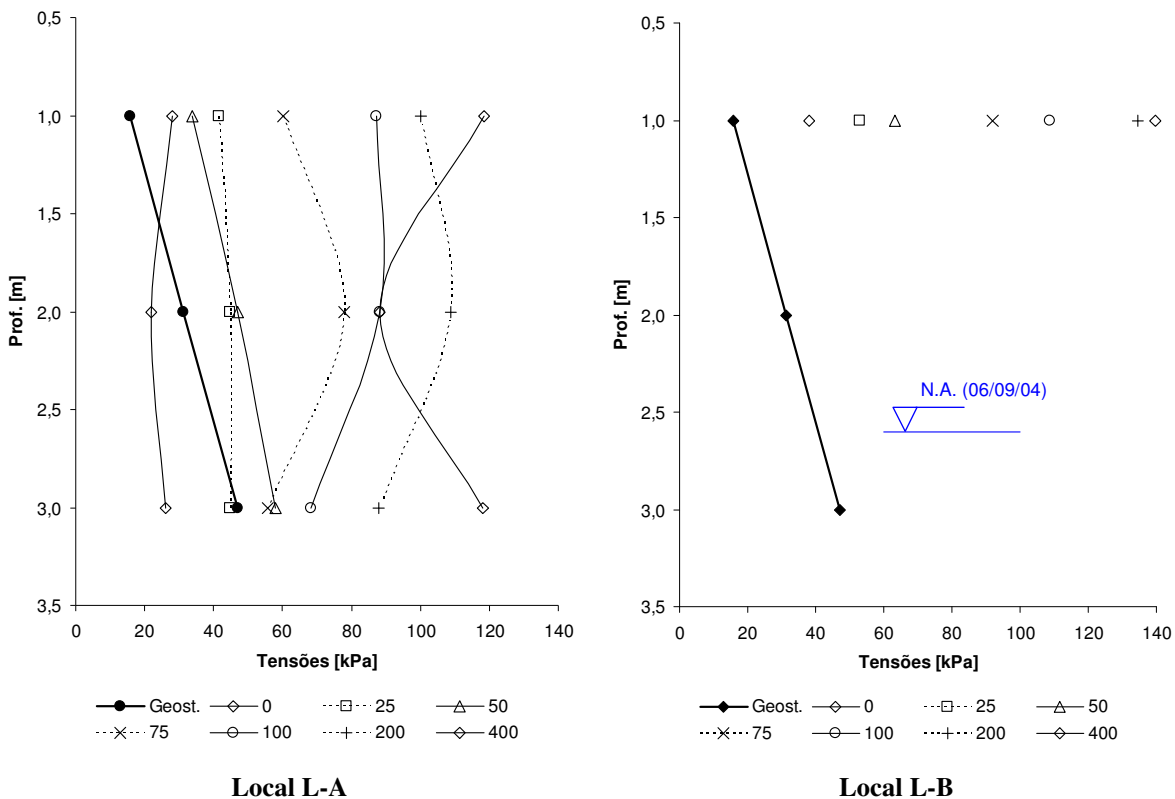


Fig. 7.12. Tensões geostáticas e de pré-adensamento do solo com a profundidade.

Como se pode observar, no local L-A as tensões de pré-adensamento não variam significativamente ao longo da profundidade, ao passo que a tensão geostática, como é de

se esperar, aumenta seu valor. Ao comparar as tensões de pré-adensamento com a tensão geostática, nota-se que, a 3 m de profundidade, o solo estaria sujeito a um colapso sob peso-próprio caso sua sucção fosse reduzida para valores inferiores a 25 kPa. Partindo da mesma hipótese, se o solo fosse saturado a 2 m de profundidade ele também estaria na iminência de sofrer colapso, pois a tensão de pré-adensamento do solo saturado é inferior a tensão geostática nesta profundidade.

A despeito das limitações impostas pelas condições de contorno do ensaio edométrico e do processo de moldagem dos corpos-de-prova, tais constatações mostram que o histórico de sucção e o histórico de tensões condicionam o comportamento colapsível do solo no campo. Estes aspectos para o local L-B, no entanto, não puderam ser constatados, tendo em vista que o nível d'água limitou a moldagem e a retirada de blocos em profundidade para a realização de ensaios.

7.2.2. Ensaios Edométricos Realizados com Redução Gradual da Sucção e Ciclo de Umedecimento e Secagem

Os resultados apresentados pelas Fig. 6.11 e 6.14 mostram curvas de compressão edométrica com colapsos induzidos pela redução gradual e ciclo de umedecimento e secagem. De acordo com as figuras, os colapsos podem ser identificados através da descontinuidade vertical das curvas, caracterizando uma deformação axial sem que haja acréscimo de carga.

Nas Fig. 6.12 e 6.15 os potenciais de colapso (PC) são projetados no plano (PC, s), onde a redução gradual da sucção e o ciclo de umedecimento e secagem indicam a trajetória de sucção e o desenvolvimento do colapso correspondente.

Durante a variação da sucção que induziu o colapso buscou-se relacionar o deslocamento axial medido pelo relógio comparador e a água adicionada ao corpo-de-prova através da bureta conectada ao edômetro. Nos resultados obtidos (Fig. 6.13 e 6.16) é notável a relação direta do deslocamento axial (recalque) com o volume de água adicionado (umedecimento), caracterizando novamente o comportamento colapsível do solo.

As amostras ensaiadas com sucções iniciais de 60 e 200 kPa apresentam potenciais de colapso crescentes com a tensão de inundação ($\sigma_i - u_a$) até um certo valor, a partir do

qual decrescem (Fig. 7.13 e 7.14). A tensão vertical de inundação em que o solo apresentou maior potencial de colapso foi 100 kPa. A sucção inicial influenciou a magnitude das deformações, uma vez que as maiores deformações ocorreram para os solos com sucção inicial de 200 kPa (mais secos), embora a variação dos colapsos com a tensão tenha mantido a mesma tendência para os dois conjuntos de ensaios.

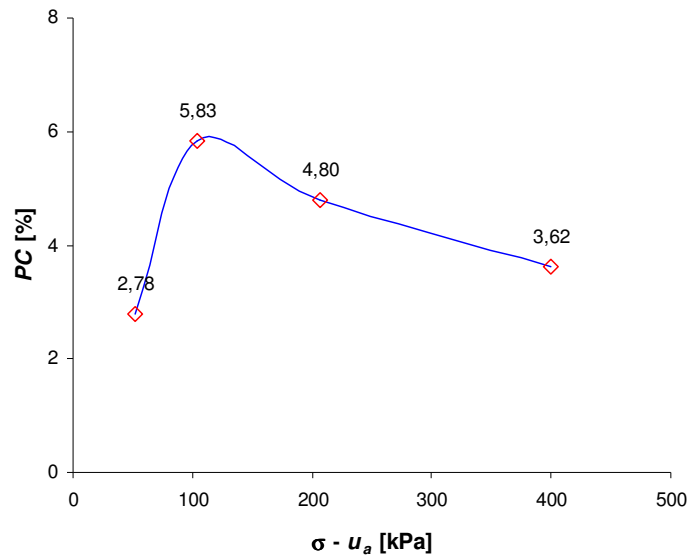


Fig. 7.13. Potenciais de colapso vs tensão normal líquida de inundação das amostras com sucção inicial de 60 kPa.

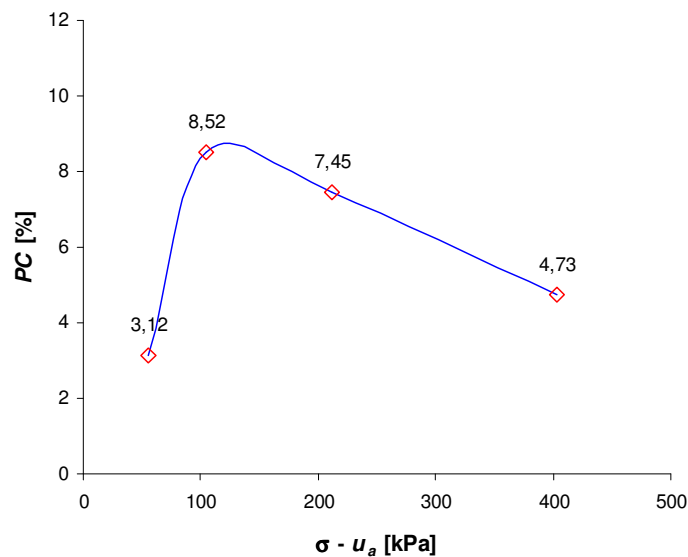


Fig. 7.14. Potenciais de colapso vs tensão normal líquida de inundação das amostras com sucção inicial de 200 kPa.

Nas Fig. 6.12 e 6.15 notam-se aspectos interessantes do comportamento colapsível do solo. Durante o umedecimento gradual das amostras submetidas à tensão de inundação ($\sigma_i - u_a$) de 50 kPa as deformações se desenvolveram de um modo significativo somente sob sucções baixas. Na Fig. 6.15, por exemplo, o corpo-de-prova apresentou um potencial de colapso inferior a 0,5% com a redução e ciclagem da sucção até 10 kPa. Com a diminuição da sucção de 10 kPa para 0 kPa, grande parte do colapso se desenvolveu. Este comportamento pode ser atribuído à expansão da curva de escoamento LC. Para o solo inundado sob tensão de 50 kPa, a redução e a ciclagem da sucção ocorreram dentro do domínio elástico, onde as deformações são pequenas e reversíveis. Ao alcançar a curva LC o colapso foi evidenciado pelo acumulo de deformações plásticas do solo.

A mesma resposta não ocorre para os solos inundados a 100, 200 e 400 kPa, independente da sucção inicial das amostras. Nestes casos, a redução da sucção, assim como a ciclagem de sucção, ocorreu ao longo do trecho virgem do solo, plastificando o material, o que motivou um desenvolvimento mais bem distribuído das deformações na medida em que se aumentou a tensão de inundação.

As Fig. 7.15 e 7.16 ilustram a distribuição das deformações por meio da normalização do potencial de colapso. A sigla *PCN* significa potencial de colapso normalizado e consiste na relação entre o potencial de colapso obtido para uma determinada sucção e o potencial de colapso total obtido para sucção igual à zero (que corresponde a 100%).

Destas figuras, constata-se que, nos ciclos de umedecimento e secagem produzidos, o aumento da sucção de 10 para 30 kPa e a subsequente redução de 30 para 10 kPa não provocou nenhuma parcela de colapso nos corpos-de-prova. Este comportamento é evidenciado pelo histórico de sucção, uma vez que, no estágio anterior de sucção, o solo teve sua sucção reduzida de 25 para 10 kPa.

Em geral, a magnitude das deformações dependeu da sucção inicial do solo e da tensão de inundação selecionada para a indução do colapso. Apesar dos condicionantes clássicos necessários para a ocorrência do colapso (carga aplicada e condição não saturada), não se pode negligenciar a relação entre a curva de retenção de água e o colapso propriamente dito.

Na maioria dos colapsos, a redução da sucção para valores inferiores a 10 kPa induziu grandes deformações. Das curvas de retenção de água (Fig. 7.1), nota-se que para reduzir a sucção de 10 kPa para zero é necessário o aporte de um, relativamente grande conteúdo de água, tendo em vista que se trata do trecho de desaturação da curva. Na medida em que se aumentou a tensão de inundação, as deformações por colapso se desenvolveram de uma forma mais bem distribuída (Fig. 7.15 e 7.16).

Este comportamento, além de estar relacionado à expansão da curva LC, pode estar também vinculado à curva de retenção de água. Tratando-se do solo inundado sob a tensão de 400 kPa, necessita-se menos água para a ocorrência do colapso total, uma vez que o solo já sofreu apreciável variação de volume pelo carregamento, com significativa redução de macroporos da zona de desaturação da curva de retenção, demandando, portanto, menos água para sua saturação.

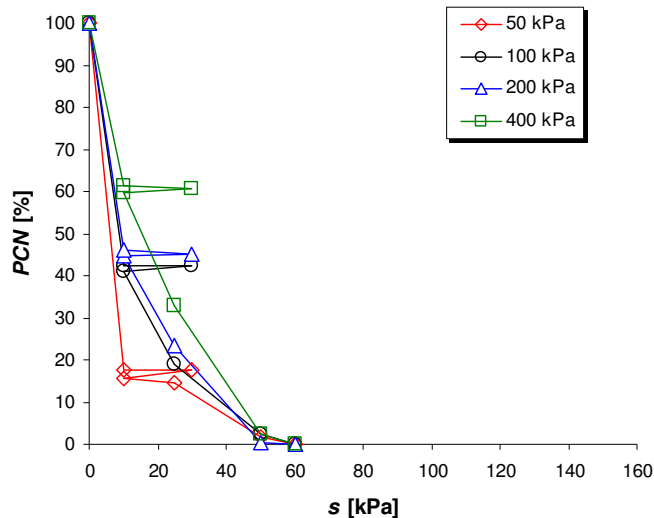


Fig. 7.15. Potenciais de colapso normalizados obtidos para amostras com sucção inicial de 60 kPa.

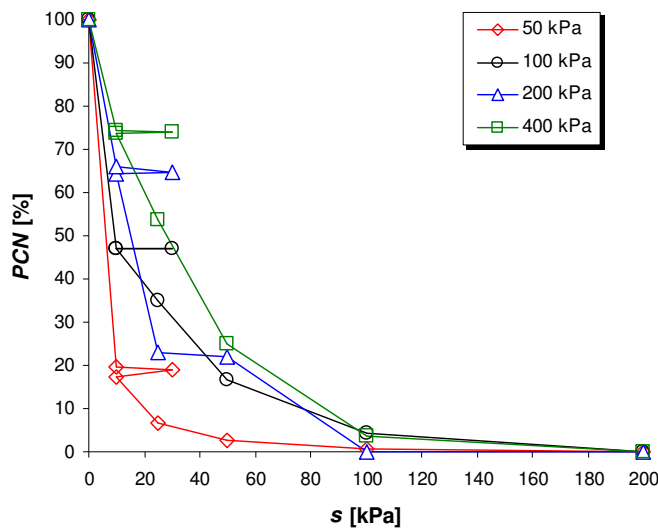


Fig. 7.16. Potenciais de colapso normalizados obtidos para amostras com sucção inicial de 200 kPa.

7.2.3. Obtenção dos Parâmetros Constitutivos do Modelo Básico de Barcelona (BBM)

Nesta seção, os resultados obtidos pelos ensaios edométricos com controle de sucção das Fig. 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10 servem de base para o levantamento dos parâmetros constitutivos mecânicos do solo. Para isso, ajustou-se o Modelo Básico de Barcelona (BBM) de Alonso et al. (1990) aos dados experimentais.

De todos os resultados alcançados, consideraram-se mais representativas as curvas de compressão edométrica dos ensaios do solo do local L-A (1 m). A região do local L-A foi a menos afetada pela ascensão do lençol freático durante e após o subsequente enchimento da represa de Três Irmãos. Este fato trouxe consigo a necessidade de se aproveitar as informações deste local, tendo em vista que o local L-B está inserido na região que foi mais impactada pelo enchimento do reservatório.

Os resultados obtidos a 1 m de profundidade foram selecionados por dois motivos básicos. O primeiro motivo é que não houve uma variação significativa entre os resultados dessa cota com os resultados obtidos a 2 e a 3 m de profundidade. E o outro motivo diz respeito à quantidade de informações disponíveis do solo. Nesta profundidade foram realizados ensaios para a determinação de curvas de retenção de água no solo sob diferentes técnicas de ensaio, ensaios de condutividade hidráulica saturada, realizados em laboratório,

ensaios de condutividade hidráulica não saturada, executados em campo com o permeâmetro Guelph, ensaios edométricos com redução gradual da sucção em determinados estágios de carregamento para indução de colapso, além de ensaios de compressão triaxial realizados com e sem controle de sucção.

Para a modelagem segundo a proposta de Alonso et al. (1990) considerou-se os pontos experimentais das curvas edométricas com sobrecargas de até 200 kPa. Deste modo, tornou-se possível adquirir valores coerentes do índice de compressão elastoplástico com a formulação original do BBM, que considera valores decrescentes de $\lambda(s)$ com o aumento da sucção.

O parâmetro $\lambda(s)$ admite uma rigidez máxima assintótica dada pela Eq. 3.9 (já apresentada no Capítulo 3):

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1 - r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (3.9)$$

Substituindo-se os parâmetros obtidos experimentalmente chega-se a Eq. 7.3, permitindo deste modo relacionar cada valor de sucção a um respectivo valor de $\lambda(s)$.

$$\lambda(s) = 0,1412 \left[(1 - 0,79)e^{-0,015s} + 0,79 \right] \quad (7.3)$$

A Fig. 7.17 mostra o ajuste da Eq 7.3 aos resultados experimentais obtidos dos pontos das curvas edométricas com sobrecargas até 200 kPa.

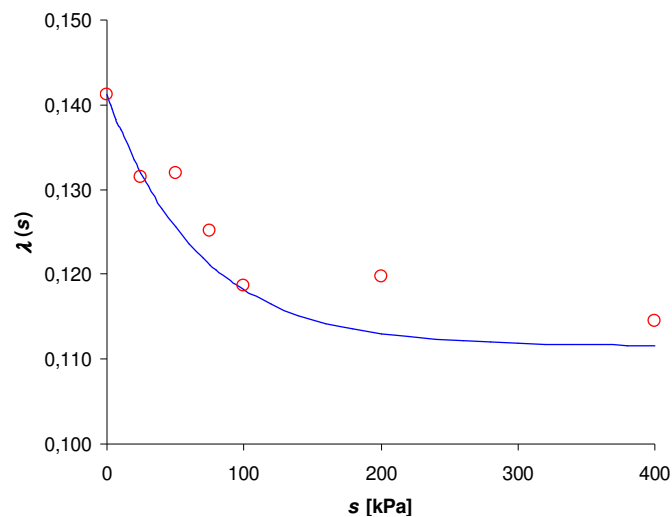


Fig. 7.17. Parâmetros de compressão elastoplástico do solo com a sucção ajustado de acordo com o modelo BBM.

Machado (1998) propôs uma modificação na função $\lambda(s)$. O autor optou por apresentar a função $\lambda(s)$ através de uma relação hiperbólica, dada pela Eq. 7.4.

$$\lambda(s) = \lambda(0) + \frac{s}{a_\lambda + b_\lambda \cdot s} \quad (7.4)$$

em que, a_λ e b_λ são parâmetros do solo obtidos graficamente.

Esta função prevê um limite para o índice de compressão elastoplástico do solo, o que está de acordo com os resultados experimentais observados pelo autor. A modificação do modelo BBM está centrada no fato de que os solos brasileiros apresentam um máximo colapso, o que não é contemplado pelo BBM. Maiores detalhes do modelo proposto podem ser encontrados em Machado (1998).

Para ilustrar tal comportamento, a Fig. 7.18 mostra o ajuste da Eq. 7.4 aos resultados experimentais considerando todos os pontos das curvas edométricas.

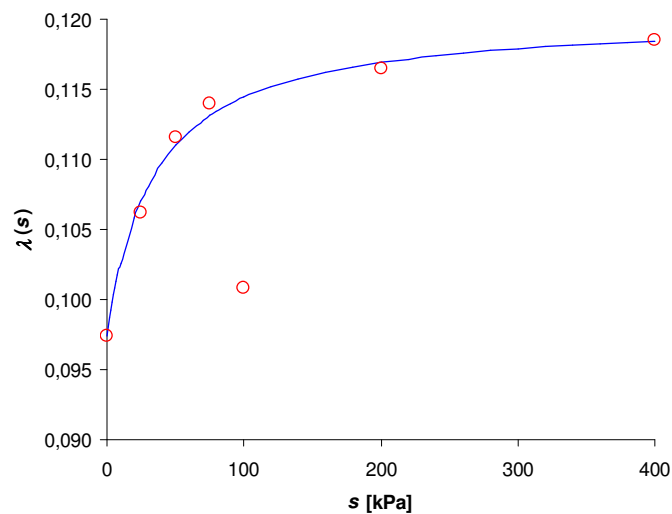


Fig. 7.18. Parâmetros de compressão elastoplástico do solo com a sucção ajustado de acordo com Machado (1998).

Antes de prosseguir com o cálculo da curva de escoamento LC é importante relembrar que o modelo BBM foi idealizado para estado de tensões triaxial, onde p é a tensão octaédrica ou média dada pela (Eq. 3.1).

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.1)$$

Como os resultados experimentais desta pesquisa foram obtidos de ensaios de compressão confinada, tornou-se necessário relacionar a tensão vertical (σ_v) com a tensão média (p). Para isto, a Eq. 3.1 foi reescrita da seguinte forma:

$$p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} \quad (7.5)$$

em que, $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$

Para o cálculo de K_o foi adotada a relação ($K_o = 1 - \text{sen}\phi$) de Jaky (1948) com um ângulo de atrito médio de 29° (obtido através dos ensaios de compressão triaxial apresentados na seção 6.3.2), obtendo-se assim um K_o igual a 0,5.

Substituindo o valor de K_o na Eq. 7.5, chegou-se seguinte relação:

$$p = \frac{\sigma_v + 2K_o\sigma_v}{3}, \text{ portanto, } p = \frac{2}{3}\sigma_v \quad (7.6)$$

Com base na Eq. 7.6, a tensão vertical de pré-adensamento (σ_v^*) de 26,3 kPa, por exemplo, equivale a tensão média (p_{K_o}) de 17,53 kPa. A partir do valor de p_{K_o} , pode-se calcular o q_{K_o} correspondente através da Eq. 3.29. Substituindo os valores de p_{K_o} e q_{K_o} na Eq. (3.25) chega-se, portanto, a tensão média de pré-adensamento p_o^* .

A Eq. 3.8 descreve a curva LC por meio da variação da tensão de pré-adensamento do solo com a sucção no plano (p, s). Substituindo os resultados experimentais e a Eq. 7.3 na Eq. 3.8, chega-se a curva de escoamento LC dada pela Eq. 7.7:

$$\frac{p_o}{p^c} = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (3.8)$$

$$\frac{p_o}{1,0} = \left(\frac{25}{1,0} \right)^{\frac{0,1412-0,013}{0,1412[(1-0,79)e^{-0,015s}+0,79]-0,013}} \quad (7.7)$$

De posse da curva que relaciona $\lambda(s)$ com a sucção (Fig. 7.17), da curva de escoamento LC e mediante as equações apresentadas na seção 3.2.2, torna-se possível simular matematicamente curvas de compressão para qualquer valor de sucção.

Nas próximas figuras serão mostrados os resultados da modelagem das curvas de compressão edométrica de acordo com o modelo de Barcelona. As curvas apresentadas são referentes aos ensaios realizados com amostras do local L-A (1 m).

Nas Fig. 7.19, 7.20, 7.21, 7.22, 7.23, 7.24, 7.25 são mostrados os ajustes dos resultados dos solos ensaiados com sucções constantes ($s = 0, 25, 50, 75, 100, 200$ e 400 kPa). Já nas Fig. 7.26, 7.27, 7.28, 7.29, 7.30, 7.31, 7.32, 7.33 são mostrados os ajustes dos resultados dos solos ensaiados com sucções iniciais ($s_i = 60$ e 200 kPa) inundados nos estágios de carregamento ($\sigma_i - u_a = 50, 100, 200$ e 400 kPa).

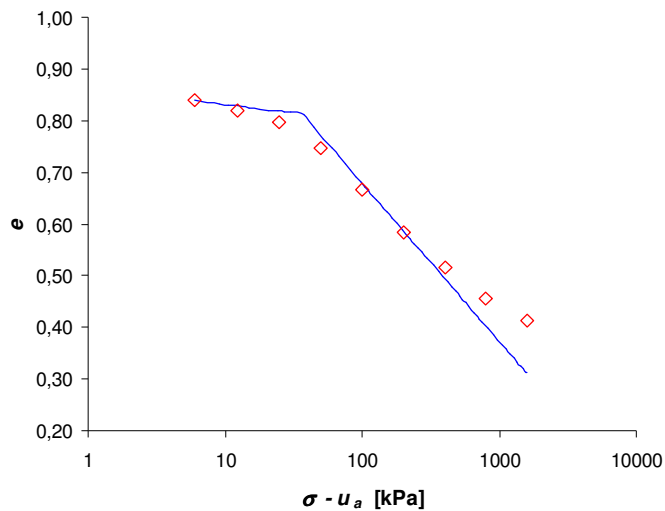


Fig. 7.19. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 0$ kPa).

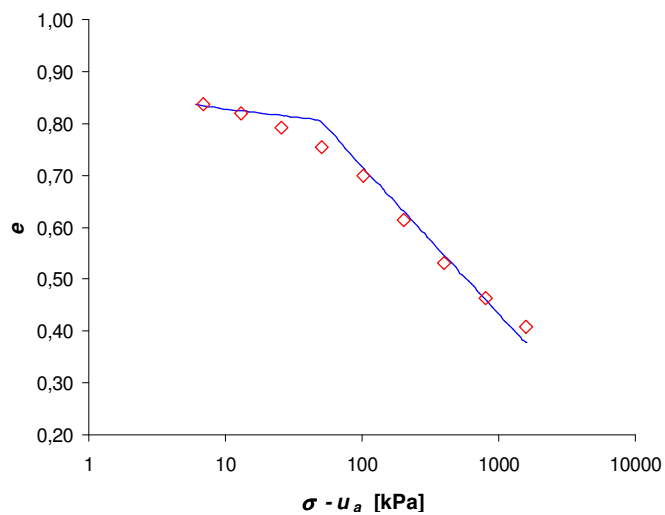


Fig. 7.20. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 25$ kPa).

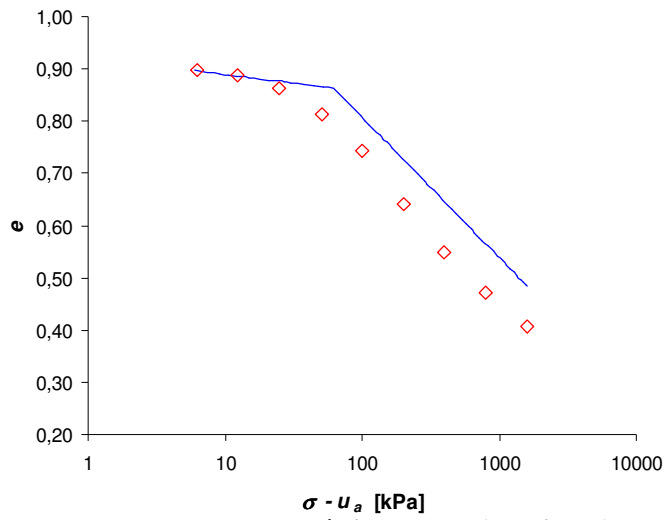


Fig. 7.21. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 50$ kPa).

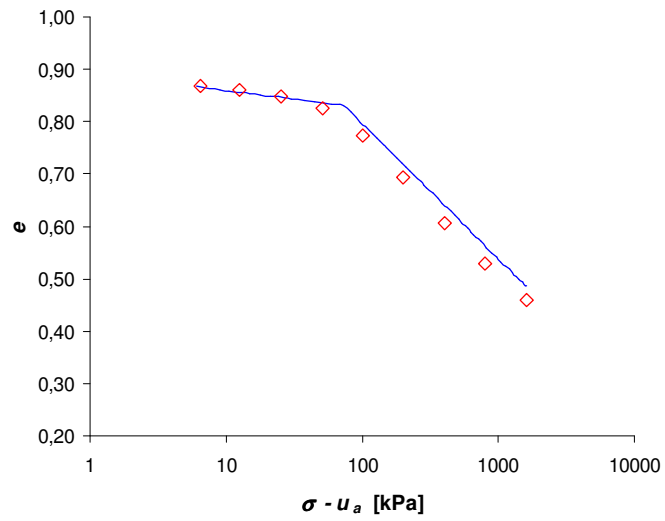


Fig. 7.22. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 75$ kPa).

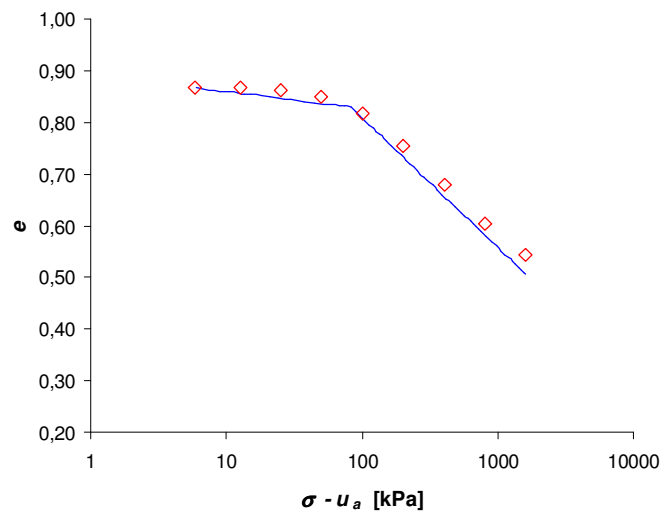


Fig. 7.23. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 100$ kPa).

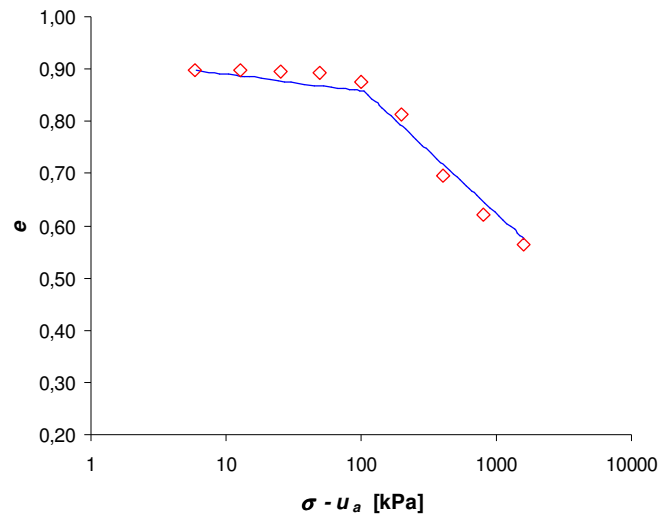


Fig. 7.24. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 200$ kPa).

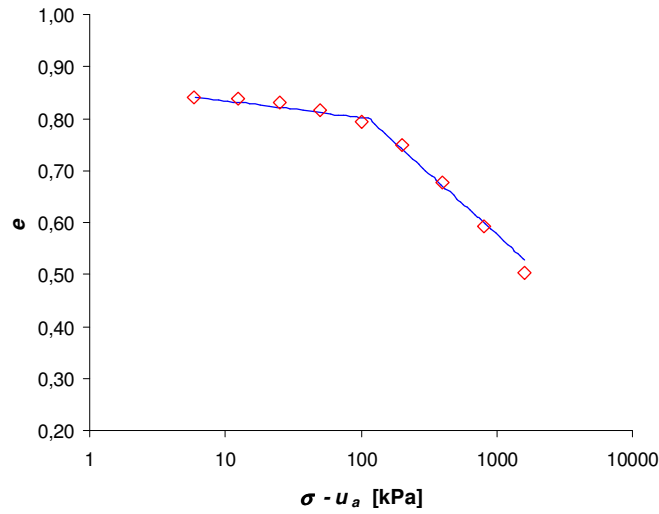


Fig. 7.25. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s = 400$ kPa).

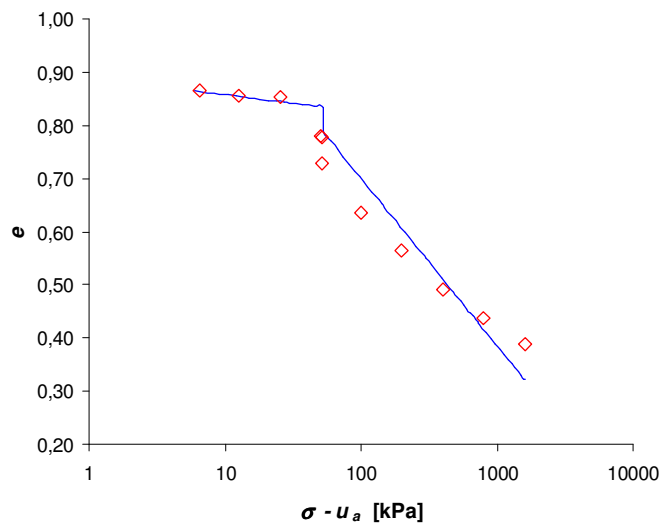


Fig. 7.26. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 50$ kPa).

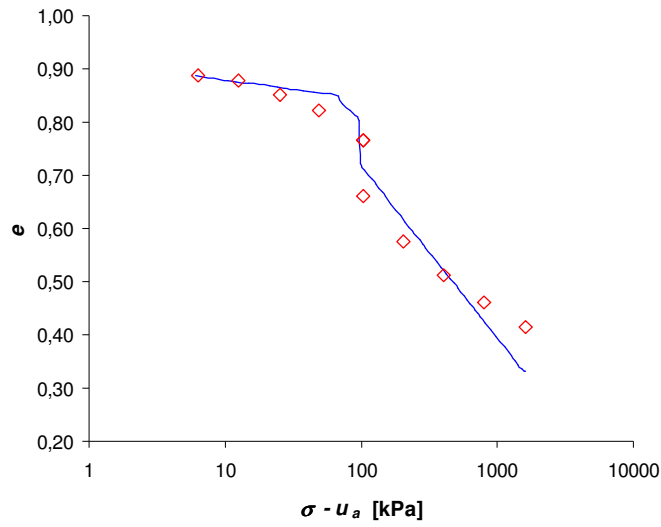


Fig. 7.27. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 100$ kPa).

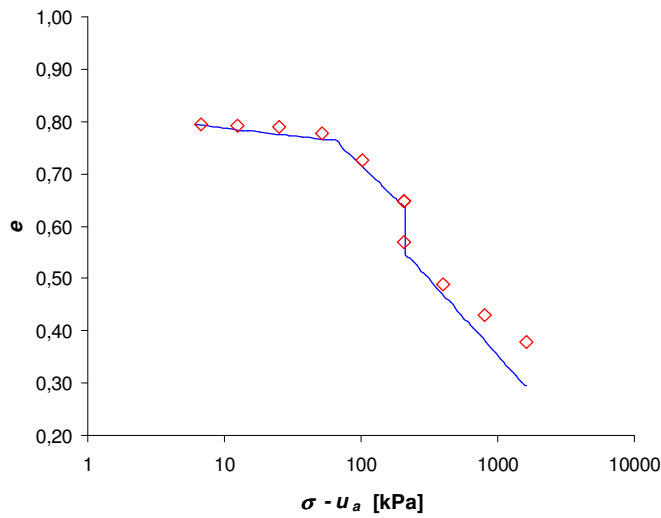


Fig. 7.28. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 200$ kPa).

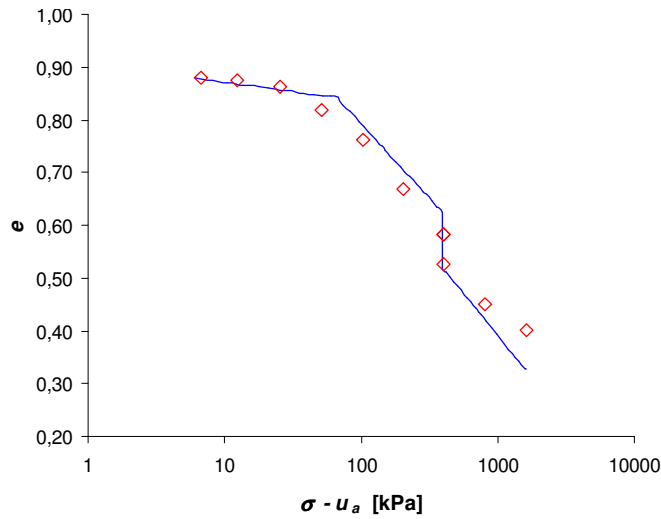


Fig. 7.29. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 60$ kPa; $\sigma_i - u_a = 400$ kPa).

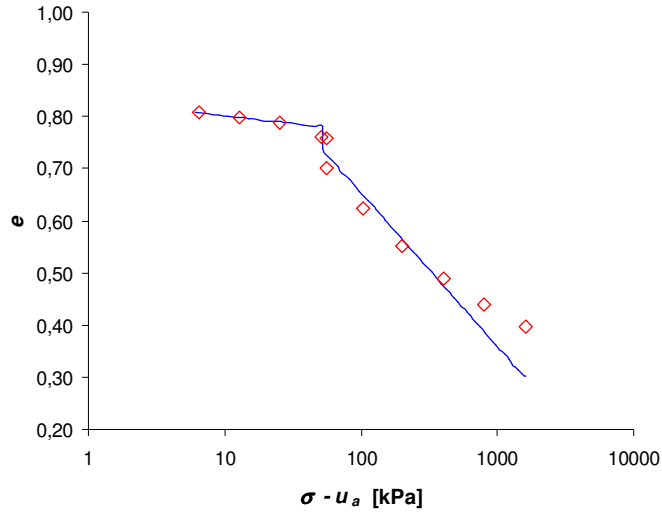


Fig. 7.30. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 50$ kPa).

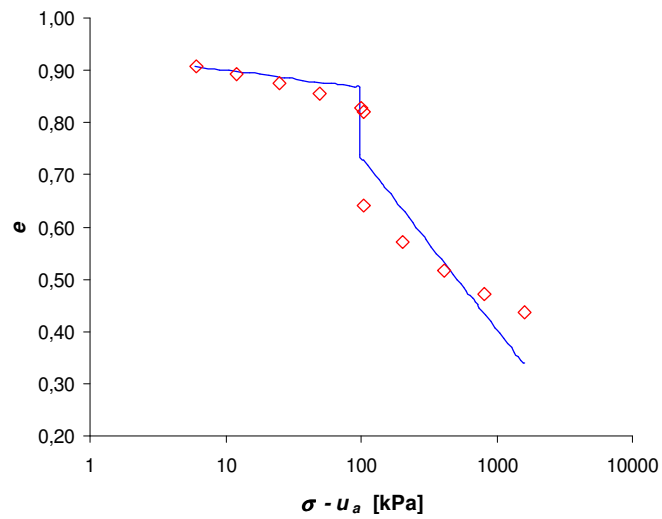


Fig. 7.31. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 100$ kPa).

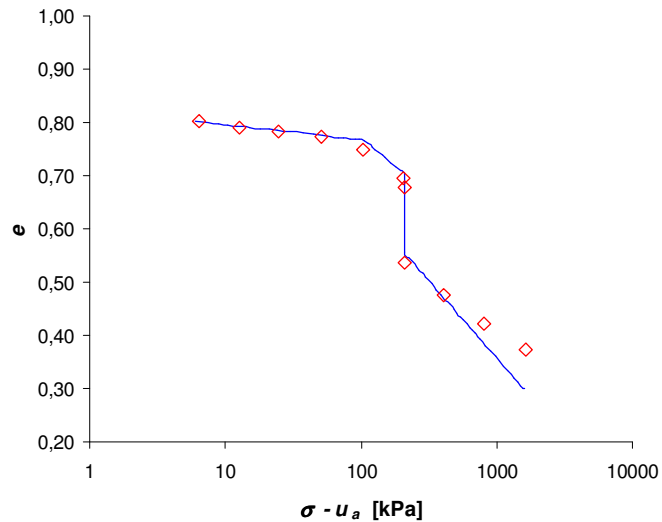


Fig. 7.32. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 200$ kPa).

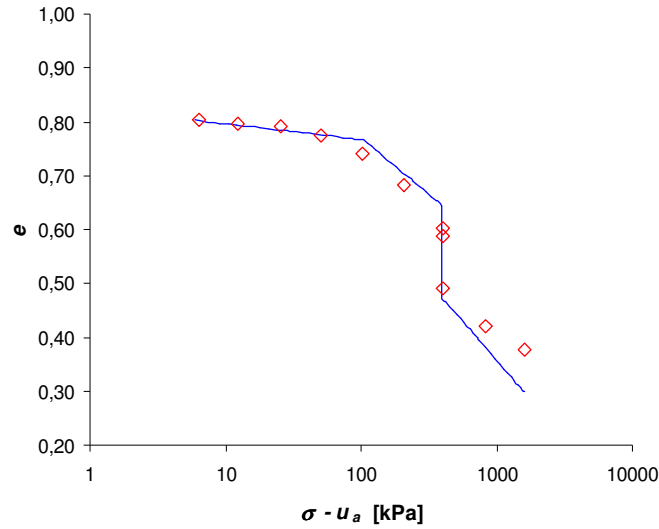


Fig. 7.33. Simulação da curva de compressão edométrica do solo ($s_i = 200$ kPa; $\sigma_i - u_a = 400$ kPa).

A modelagem realizada com o Modelo Básico de Barcelona (BBM) somente foi possível por ter-se considerado parte das curvas de compressão edométrica, onde os colapsos são crescentes com o aumento das cargas aplicadas. Para que esses colapsos sejam crescentes, os índices de compressão elastoplástico do solo devem ser decrescentes com o aumento da sucção. Isto diverge da maioria dos solos brasileiros, conforme relatado por Futai (1997) e Machado (1998). Desta forma, é compreensível supor que a modelagem efetuada nesta condição se ajusta bem aos pontos experimentais até a tensão selecionada. Para o solo em apreço, até 200 kPa o modelo se ajustou bem aos resultados experimentais.

Para comparação, a Fig. 7.34 mostra resultados da modelagem de duas curvas experimentais de amostras submetidas às sucções constantes de zero (solo saturado) e de 400 kPa.

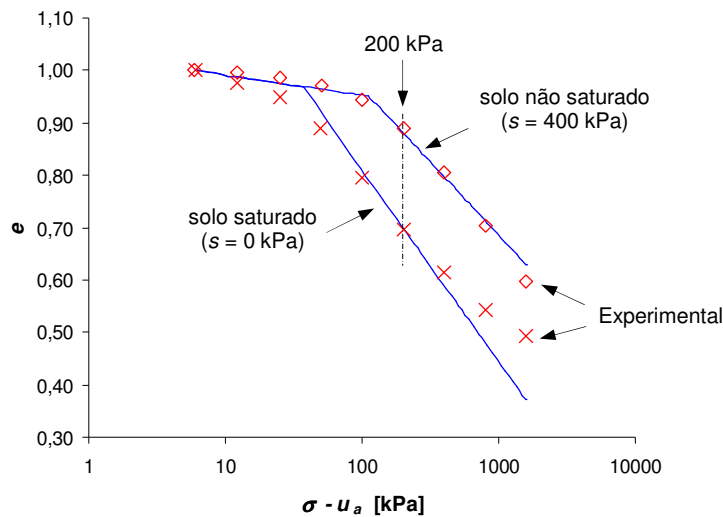


Fig. 7.34. Resultados experimentais e simulados numericamente das curvas de compressão edométrica de amostras com sucção nula e igual a 400 kPa.

Nota-se que na curva do solo saturado os pontos experimentais afastam-se da curva modelada para as tensões verticais mais elevadas. No trecho final das curvas de compressão, os pontos experimentais que compõem as retas virgens tendem a se encontrar, divergindo das retas previstas pelo modelo que se afastam com o aumento das tensões. No entanto, é de fundamental importância destacar que a divergência apresentada pelo modelo BBM não invalida sua aplicação para a previsão do comportamento mecânico do solo estudado. A discordância apresentada apenas limita a utilização do modelo para tensões acima de 200 kPa.

Para sustentar esta afirmação, as Fig. 7.35 e 7.36 comparam os potenciais de colapso obtidos experimentalmente com os potenciais previstos pela modelagem das curvas de compressão edométrica.

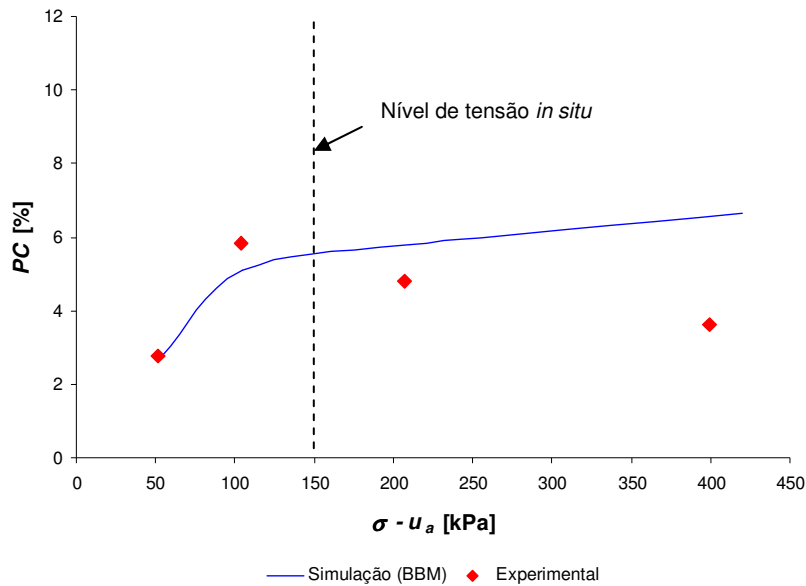


Fig. 7.35. Potenciais de colapso experimentais e previstos do solo com sucção inicial de 60 kPa.

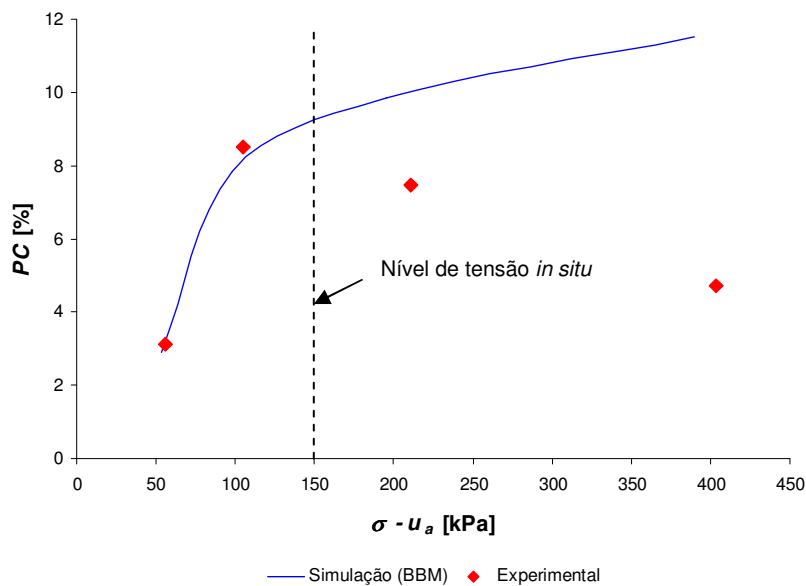


Fig. 7.36. Potenciais de colapso experimentais e previstos do solo com sucção inicial de 200 kPa.

Nas Fig. 7.35 e 7.36 percebe-se novamente que o modelo BBM prevê potenciais de colapso razoavelmente compatíveis com os potenciais experimentais até 200 kPa, superestimando muito os colapsos obtidos para tensões superiores. No campo, as tensões aplicadas ao terreno pelas fundações e as tensões geostáticas atuantes na base da camada

colapsível não superam 150 kPa. Isto habilita o BBM para as simulações numéricas dos colapsos que serão abordadas no próximo capítulo.

7.2.4. Modelagem da Resistência ao Cisalhamento Não Saturada

Vilar (2007) apresenta um modelo empírico para prever a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. O método consiste na aplicação de uma função hiperbólica (Eq. 7.8) cujos parâmetros são determinados a partir de ensaios de compressão triaxial.

$$c = c' + \frac{s}{a + bs} \quad (7.8)$$

em que, a e b são parâmetros de ajuste e s é a sucção.

Os parâmetros dessa função são obtidos considerando os parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento de solos saturados e de resultados de ensaios de amostras secas ao ar. Nas amostras secas, a sucção residual pode ser obtida após os ensaios por meio de medida direta com papel filtro do tipo Whatman 42.

O parâmetro a é obtido através da derivada da Eq 7.8 quando a sucção tende a zero, ao passo que parâmetro b é determinado calculando-se o limite da Eq 7.8 quando a sucção tende ao infinito (Eq. 7.9 e 7.10).

$$\left. \frac{dc}{ds} \right|_{s \rightarrow 0} = \frac{1}{a} = \tan \phi' \quad (7.9)$$

$$\lim_{s \rightarrow \infty} c = c_{ult} = c' + \frac{1}{b} \quad \text{ou} \quad b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad (7.10)$$

A Tabela 7.2 apresenta a coesão efetiva e a coesão máxima, c' e c_{ult} , o ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , e os parâmetros a e b usados no ajuste da Eq 7.8. Os parâmetros de resistência foram obtidos através dos resultados apresentados na seção 6.3.2.

Tabela. 7.2. Parâmetros usados no ajuste hiperbólico.

c' [kPa]	c_{ult} [kPa]	ϕ' [°]	a	b [kPa ⁻¹]
5,0	35,1	29	1,813	0,033

A Fig. 7.37 apresenta o resultado obtido pelo ajuste hiperbólico.

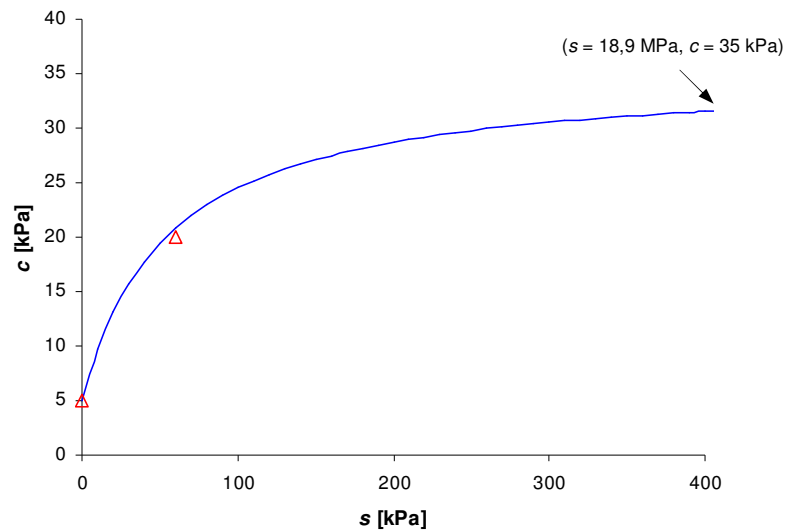


Fig. 7.37. Resultados de resistência ao cisalhamento ajustados com a Eq. (7.8) de Vilar (2007).

Conforme observado nos resultados apresentados na seção 6.3.2, o intercepto de coesão do solo apresentou um comportamento crescente com o aumento da sucção no solo, no entanto, o ângulo de atrito não mostrou tendência de variação com a sucção.

Para os três conjuntos de resultados, isto é, com as amostras saturadas, amostras com sucção de 60 kPa e amostras secas ao ar, o intercepto de coesão não apresentou um comportamento linear com a sucção. Deste modo, ao ajustar a função hiperbólica (Eq. 7.8) aos dados experimentais, obteve-se um bom ajuste, demonstrando de uma maneira preliminar que a previsão de envoltória proposta pelo modelo é válida para o solo estudado.

7.3. SUCÇÃO DE CAMPO E VARIÁVEIS ATMOSFÉRICAS

Das figuras apresentadas na seção 6.4 os seguintes aspectos são observados:

➤ ***Em relação às sucções medidas pelos tensiômetros:***

Os tensiômetros instalados a 0,60 m são mais sensíveis às mudanças de sucção do que os tensiômetros instalados a 0,90 e 1,20 m de profundidade. Este comportamento confirma o fato das variáveis climatológicas exercerem maior influência sobre as camadas mais superficiais do terreno. Nessas camadas, os ciclos de umedecimento e secagem são mais intensos e, por esta razão, são capazes até de afetar o comportamento mecânico, enrijecendo o solo. Como exemplo, tais ciclos podem ampliar o domínio elástico do solo através da expansão da curva de escoamento SI que, devido ao efeito de acoplamento entre as curvas, afeta também a curva LC, aumentando a tensão de pré-adensamento do solo, conforme discutido na seção 2.8 e ilustrado pelas Fig. 2.10 e 2.11(a).

De outubro a março, nota-se que as medidas de sucção obtidas no local L-A são similares às medidas obtidas no local L-B, apesar do nível d'água do local L-B situar-se a menos de 3 m de profundidade em relação ao nível do terreno. Isto demonstra novamente a influência das variáveis climatológicas, onde as sucções apresentam valores mínimos próximos de 20 kPa mesmo com um grande conteúdo de água armazenado no subsolo do local L-B.

Em contrapartida, as sucções diferenciam-se entre os locais monitorados de abril a setembro de cada ano. Nos períodos em pauta, as medidas de sucção do local L-B mantiveram-se ligeiramente abaixo das medidas observadas no local L-A, já que o lençol freático permaneceu mais elevado (a cerca de 2 m da superfície do terreno), umedecendo o solo próximo aos tensiômetros mais profundos. A Fig. 6.23 ilustra a variação do lençol freático ao longo do tempo, onde é possível verificar que ele está elevado nos períodos de abril a setembro de cada ano.

➤ *As sucções medidas pelos tensiômetros em relação às variáveis climatológicas:*

As medidas de sucção obtidas em campo variam de acordo com as alterações climáticas. As sucções diminuem à medida que as chuvas e a umidade relativa do ar aumentam. De outubro a março, as sucções são baixas, enquanto nos períodos mais secos, de abril a setembro, as sucções são mais elevadas.

Apesar da relação intrínseca entre as variáveis atmosféricas e a sucção, nos períodos mais úmidos do monitoramento, sucções muito baixas (próximas de zero) não foram registradas. Este acontecimento pode ser atribuído ao fato de que na mesma época em que as maiores chuvas precipitam, isto é na primavera e no verão, a radiação líquida e a temperatura do ar mantêm-se elevadas, proporcionando maior fluxo evaporativo da água no solo.

➤ *As sucções medidas pelos tensiômetros em relação às curvas de retenção de água no solo:*

Durante o monitoramento da sucção no campo, amostras de solo foram retiradas a trado para a determinação do teor de umidade em laboratório. Estas determinações associadas às sucções obtidas através dos tensiômetros instalados a 0,9 m de profundidade compuseram alguns pares sucção-grau de saturação que foram inseridos sobre as curvas de retenção de água no plano ($\log s, S_r$) da Fig. 7.38.

Nessa figura verifica-se que os pontos sucção-grau de saturação de campo estão situados num trecho restrito de sucção, evidenciado pela curva de retenção de água no solo. A trajetória de umedecimento e secagem limita-se a um intervalo de sucção que mantém o material em condições não saturadas ao longo do tempo com graus de saturação, em geral, inferiores a 35%.

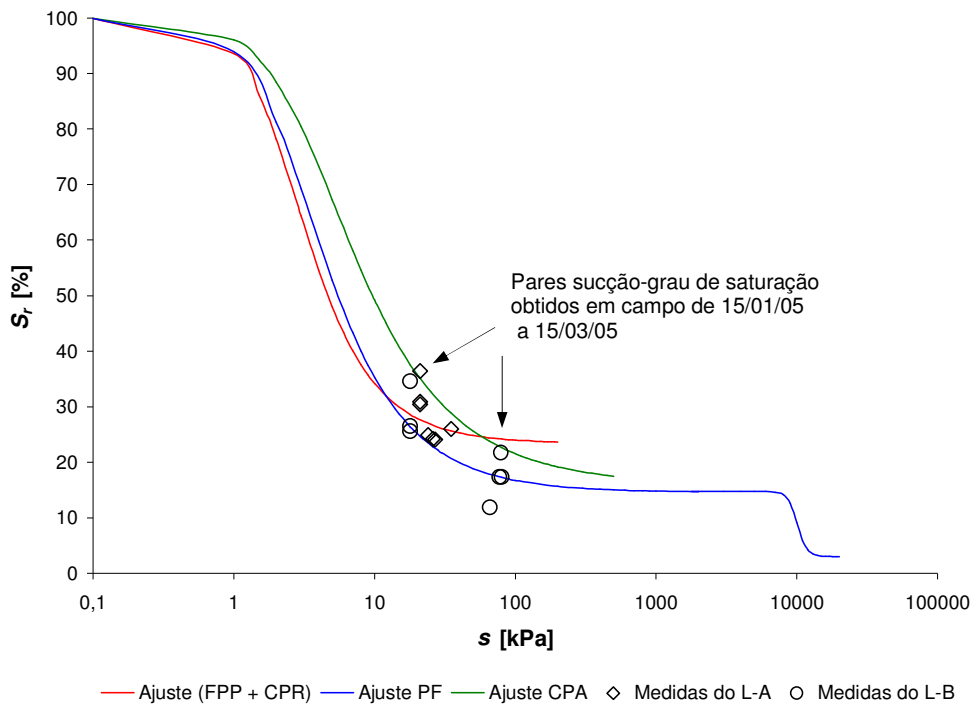


Fig. 7.38. Curvas de retenção de água e medidas de sucção e de grau de saturação do solo no campo.

Este comportamento pode explicar também o fato de que nos períodos mais úmidos não se têm sucções próximas de zero na superfície do terreno. O solo necessita de uma grande quantidade de água para ser saturado, pois para reduzir a sucção de 20 kPa para 0 kPa, por exemplo, é necessário aumentar o grau de saturação de 30% para 100%.

Para ilustrar esta condição, o cálculo a seguir determina o volume de água necessário para saturar 1 m³ de solo com grau de saturação inicial de 30%.

Considerando: $S_{r1} = \frac{V_{w1}}{V_v} = 30\%$ e $S_{r2} = \frac{V_{w2}}{V_v} = 100\%$, tem-se:

$$\Delta V_w = (V_{w2} - V_{w1}) = (S_{r2} - S_{r1}) \cdot V_v$$

Substituindo, $n = \frac{V_v}{V}$; $n = 45\% \rightarrow V_v = 0,45 \cdot V$, chega-se a seguinte relação:

$$\Delta V_w = (S_{r2} - S_{r1}) \cdot 0,45 \cdot V$$

Logo, para 1m³ de solo:

$$\Delta V_w = (1 - 0,3) \cdot 0,45 = 0,315 \text{ m}^3$$

Portanto, para saturar 1 m³ de solo com grau de saturação inicial de 30% é necessário adicionar 0,315 m³ de água.

Dos aspectos de retenção de água, pode-se dizer que as curvas de retenção estabelecem condições limites da sucção do solo no campo, onde as medidas sucção-grau de saturação da Fig. 7.38 obtidos em campo constituem os ramos secundários (*scanning curves*). O caminho representado pelos ramos secundários conduz à compreensão dos ciclos de umedecimento e secagem, que incidem sobre um intervalo de sucção ou de umidade equilibrado com as condições climáticas regionais.

Para complementar as análises, a Fig. 7.39 mostra perfis de grau de saturação dos solos dos locais L-A e L-B até profundidades não alcançadas pelos tensiômetros.

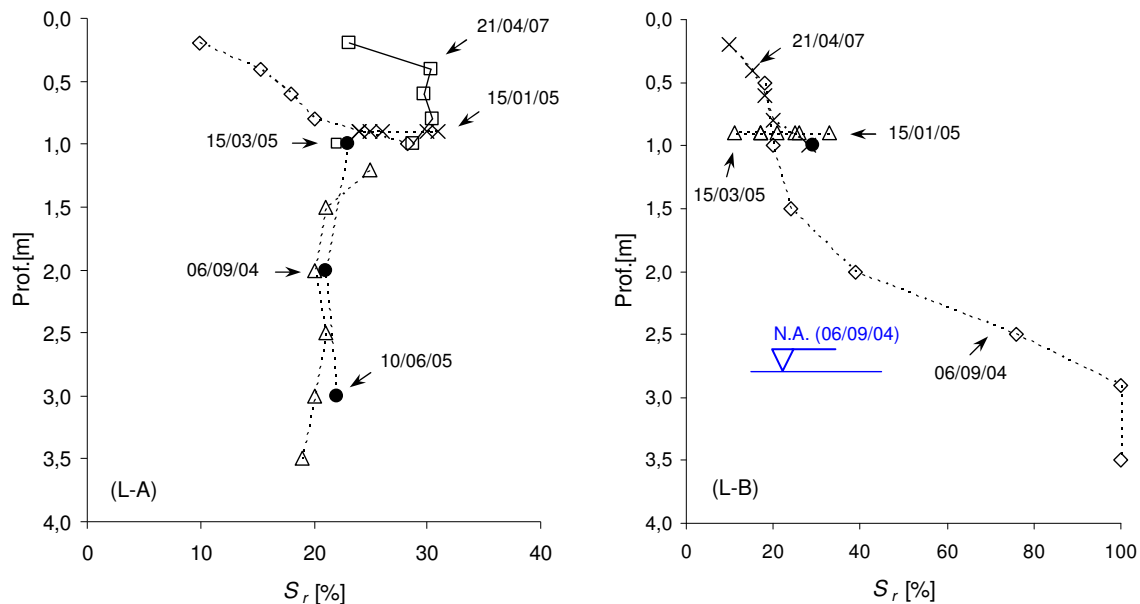


Fig. 7.39. Perfis de grau de saturação dos locais monitorados.

Na Fig. 7.39, percebe-se que as maiores variações ocorrem na superfície do terreno, tanto para o local L-A quanto para o L-B, confirmando novamente a sensibilidade das leituras de sucção dos tensiômetros mais superficiais aos ciclos de umedecimento e secagem.

No local L-A, o grau de saturação tende a ser constante abaixo de 1,5 m de profundidade com valores próximos de 20%. A mesma tendência não ocorre para o local L-B, pois o nível d'água encontra-se muito superficial. Em 06/09/2004 (data da primeira coleta de amostras indeformadas) o nível d'água deste local estava situado a 2,8 m de profundidade, Fig. 7.39(b).

➤ ***Em relação à mudança das variáveis atmosféricas ao longo do tempo:***

Na Fig. 6.24 é possível observar que as chuvas precipitadas descrevem uma variação cíclica. Na região estudada, é comum ocorrer chuvas convectivas provocadas pela intensa evaporação e evapotranspiração das superfícies úmidas e aquecidas. Este comportamento é típico de regiões de clima tropical, onde eventos de chuva de grande intensidade, às vezes, ocorrem isoladamente. No caso da umidade relativa (Fig. 6.27), o mesmo comportamento é detectado. As medidas obtidas descrevem um comportamento cíclico, apresentando ampla variação ao longo do tempo.

Nas Fig. 6.25 e 6.28, observa-se que as medidas de temperatura e de radiação líquida estão relacionadas, já que os valores máximos e mínimos coincidem num mesmo período. No entanto, é importante destacar que as medidas apresentadas nessas figuras são valores médios obtidos diariamente. Estas medidas variam ciclicamente ao longo do dia, dificultando análises mais refinadas, já que as análises apresentadas restringem-se às variações anuais.

Na ausência da radiação solar no período noturno, por exemplo, o balanço de radiação passa a ser controlado apenas pelas trocas de energia emitida pela superfície e pela contra-radiação (energia emitida pela atmosfera em direção da superfície terrestre), o que resulta em valores negativos de radiação líquida (Monteith, 1973).

A pressão atmosférica descreve um comportamento regular ao longo do tempo com medidas que variam de 97 a 98 kPa (Fig. 6.26). As maiores pressões são obtidas durante os períodos mais frios e menos chuvosos do ano. As pressões mais elevadas estão associadas à descida do ar frio. Quando a massa de ar quente se eleva cria, por debaixo dele, uma zona de baixa pressão.

Já a velocidade do vento (mostrada na Fig. 6.29) apesar de seguir uma tendência cíclica de variação com ventos mais intensos nas estações mais secas, nota-se que existe certa irregularidade na sua variação ao longo do tempo.

8. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE RECALQUES DE CAMPO

8.1. INTRODUÇÃO

Neste Capítulo analisam-se casos reais de colapso do solo ocorridos na região de Pereira Barreto durante o enchimento do lago de Três Irmãos. As análises têm como objetivo central reproduzir medidas de recalques de algumas edificações que estão inseridas na Zona A e que foram afetadas pela ascensão do nível d'água.

Para execução desta etapa, usou-se como ferramenta de cálculo o programa de elementos finitos Code_Bright em análises com acoplamento hidro-mecânico (HM).

Na fase que antecedeu a composição dos problemas foram levantadas todas as informações geológicas, geomorfológicas e hidrogeológicas disponíveis da região, assim como, os boletins de sondagem e os resultados experimentais de campo e de laboratório.

Depois destas análises, a geometria dos problemas e os parâmetros dos modelos foram definidos. As informações para os modelos constitutivos foram extraídas dos resultados apresentados e discutidos nos Capítulos 6 e 7. As condições iniciais e de contorno foram aplicadas baseando-se em resultados de investigação de laboratório e de campo e em medidas de sucção *in situ* e de ascensão do lençol freático.

Após a composição de cada problema, realizou-se uma extensa série de cálculos com o intuito de diagnosticar os mecanismos associados ao processo, além de reproduzir os colapsos de campo conforme relatado. Por fim, as análises foram refinadas através de testes de sensibilidade.

Para que não houvesse igualdade entre os casos selecionados, cada caso é distinto em:

- Carga e geometria das fundações;
- Espessura da camada colapsável;
- Posição final do nível d'água em relação ao nível superficial do terreno;
- Funcionalidade: residenciais e não residenciais.

8.2.1. Características das Edificações Selecionadas

Todas as edificações são térreas e foram levantadas sobre fundações do tipo sapata corrida pelo método tradicional de construção com paredes de tijolos maciços de barro e revestimento de argamassa. As estruturas de cobertura são de madeira e os telhados compostos por telhas cerâmicas.

Desde os estudos iniciais efetuados em Pereira Barreto, cada uma dessas edificações destacou-se pela localização na zona de risco de colapso, fazendo com que elas fossem instrumentadas e monitoradas. Os instrumentos, conforme detalhado na seção 4.5.4, incluíram medidores de nível d'água convencionais instalados em furos de sondagem e medidores de recalques chumbados nas paredes externas das edificações. As medidas do nível d'água foram obtidas através de cabo graduado e sensor elétrico e as medidas de recalque foram determinadas com Nível N3 e mira ínvar de sensibilidade de décimo de milímetro.

Devido à falta de projetos arquitetônicos mais detalhados, as geometrias das sapatas das edificações foram inspecionadas através da abertura de poços exploratórios, conforme ilustrado na Fig. 8.2. IPT (1991b) apresentou uma estimativa das cargas atuantes nas sapatas inspecionadas para efeito de previsão de recalques. Para isto, consideraram aspectos construtivos e estruturais das obras, além dos materiais de construção empregados nas edificações. Nesta estimativa, foram adotados nos cálculos pesos específicos de 18 kN/m³ para as paredes de tijolos maciços de barro com revestimento e 24 kN/m³ para as lajes de concreto armado.

Na Tabela 8.1 apresentam-se as tensões médias aplicadas e as dimensões das sapatas das edificações que compõem os casos de colapso estudados.

Tabela 8.1. Tensões médias aplicadas e dimensões das fundações.

Caso	σ_v [kPa]	B [m]	z [m]
PB-1	76	0,60	1,17
PB-2	85	0,25	0,45
PB-3	21	0,90	0,70
PB-4	63	0,25	1,40

Legenda: σ_v é a tensão normal aplicada na sapata, B é a base da fundação (ou o menor lado, supondo sapata corrida) e z é a profundidade da base da fundação (onde a sapata está assentada).



Fig. 8.2. Exemplos de poços abertos para inspeção das fundações.

As Fig. 8.3, 8.4, 8.5 e 8.6 mostram as plantas arquitetônicas das edificações selecionadas com a identificação dos marcos de recalques chumbados nas paredes e dos poços exploratórios abertos para inspeção das sapatas. Para os casos PB-1 e PB-2 também são mostradas as sondagens à percussão que foram realizadas nos terrenos dessas edificações.

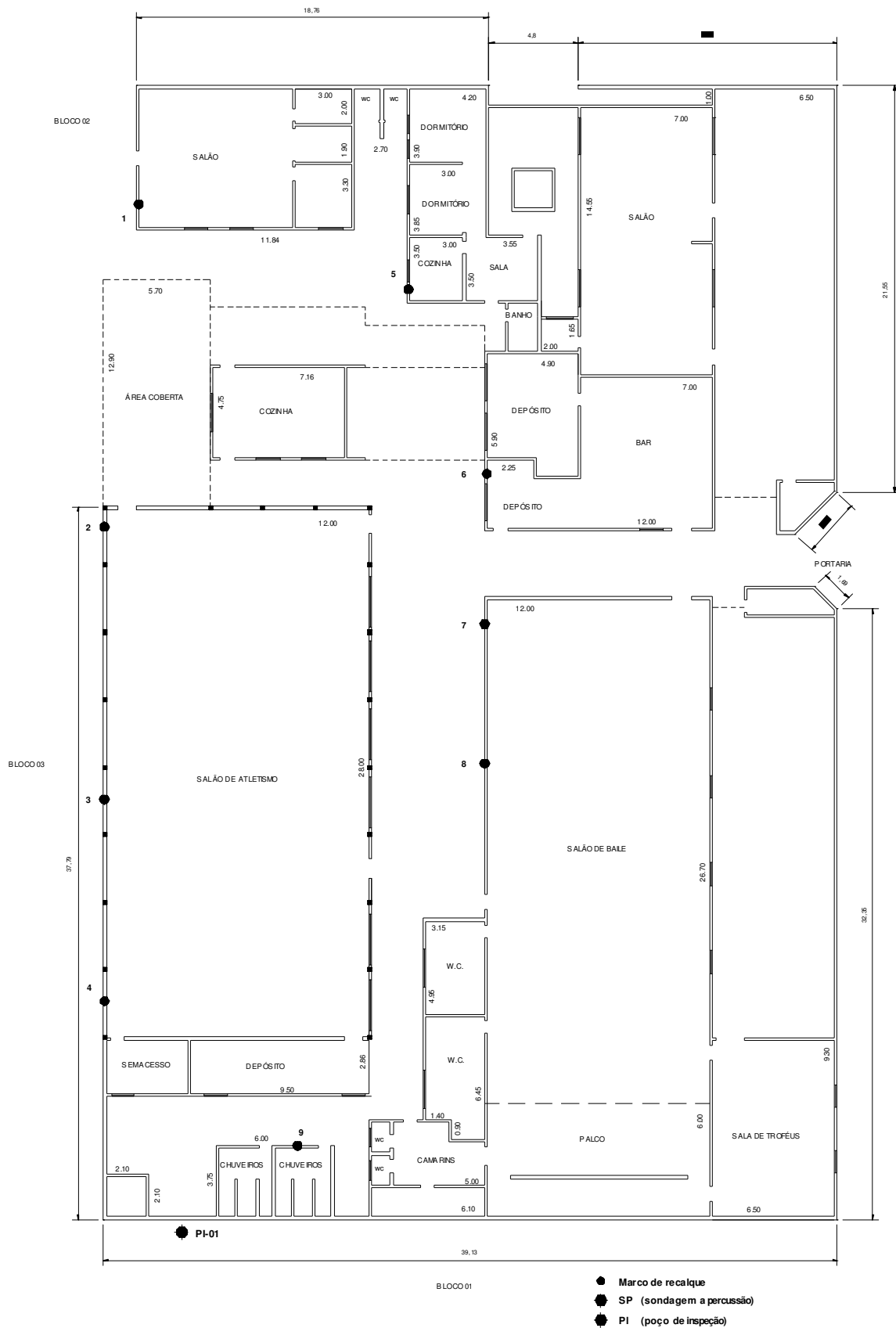


Fig. 8.5. Caso PB-3: planta arquitetônica.

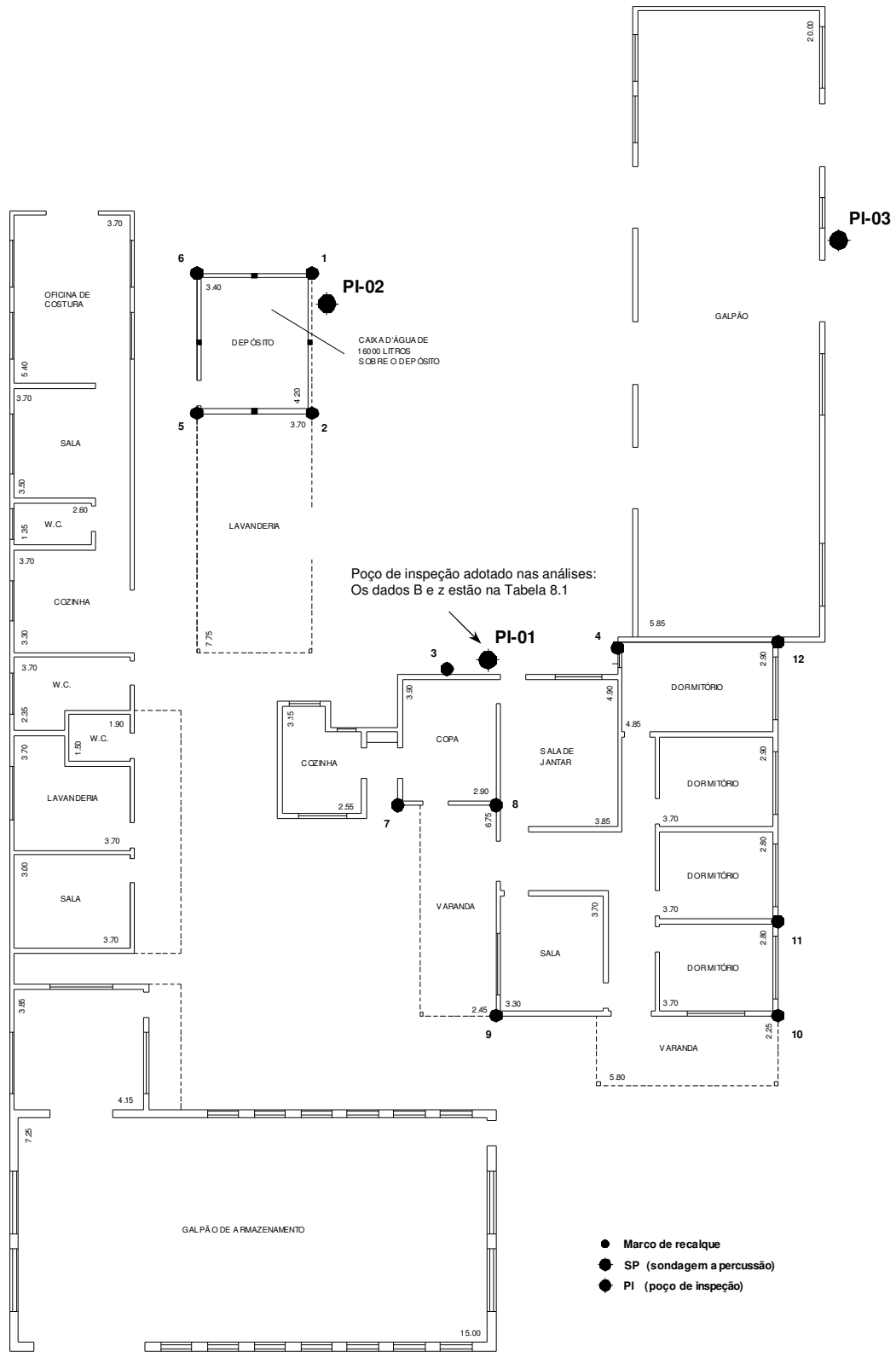


Fig. 8.6. Caso PB-4: planta arquitetônica.

8.2.2. Histórico de Informações: Sondagens à Percussão e Monitoramento de Recalques e de Ascensão do Nível d'Água

Pela tradição regional, as camadas coluvionares são consideradas colapsíveis, uma vez que elas atendem aos pré-requisitos básicos para o desenvolvimento da colapsibilidade, tais como: elevada porosidade, baixa umidade e baixos valores de N_{SPT} . Na região estudada as camadas residuais e as linhas de concreções e/ou de seixos que eventualmente dividem as camadas coluvionar e residual, por serem mais resistentes a penetração, tradicionalmente não são consideradas colapsíveis da mesma forma que são os solos coluvionares.

Em função da dificuldade em se delimitar a espessura da camada colapsível inicialmente foram consultados seis boletins de sondagem a percussão. A localização de cada sondagem e de cada edificação selecionada para a reprodução do colapso de campo é mostrada na Fig 8.7.

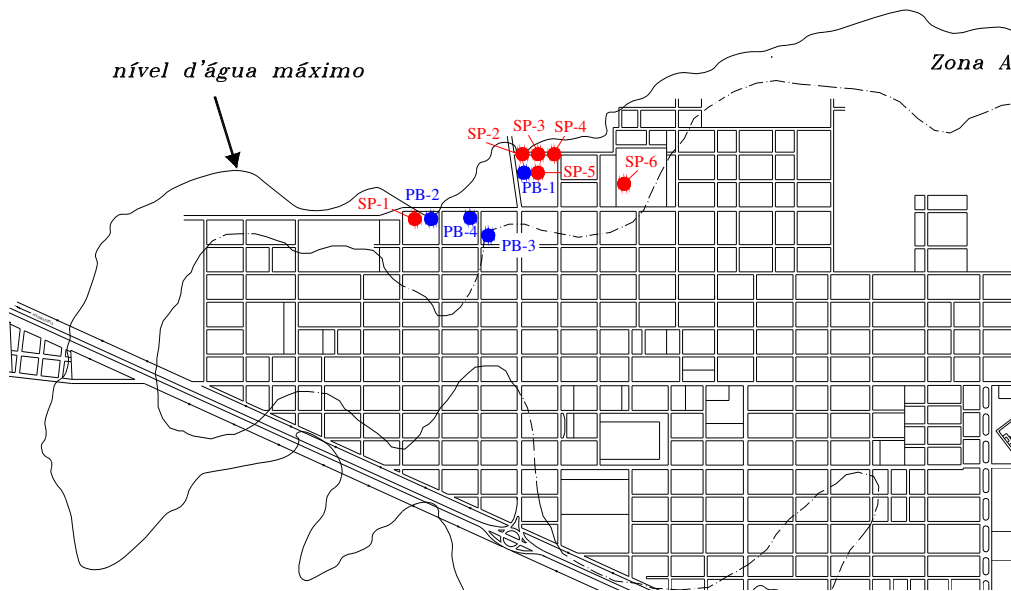


Fig. 8.7. Localização das sondagens à percussão (SP) em relação às edificações dos casos (PB) selecionados para a simulação numérica dos recalques.

A Fig. 8.8 apresenta os resultados dos seis boletins de sondagem à percussão.

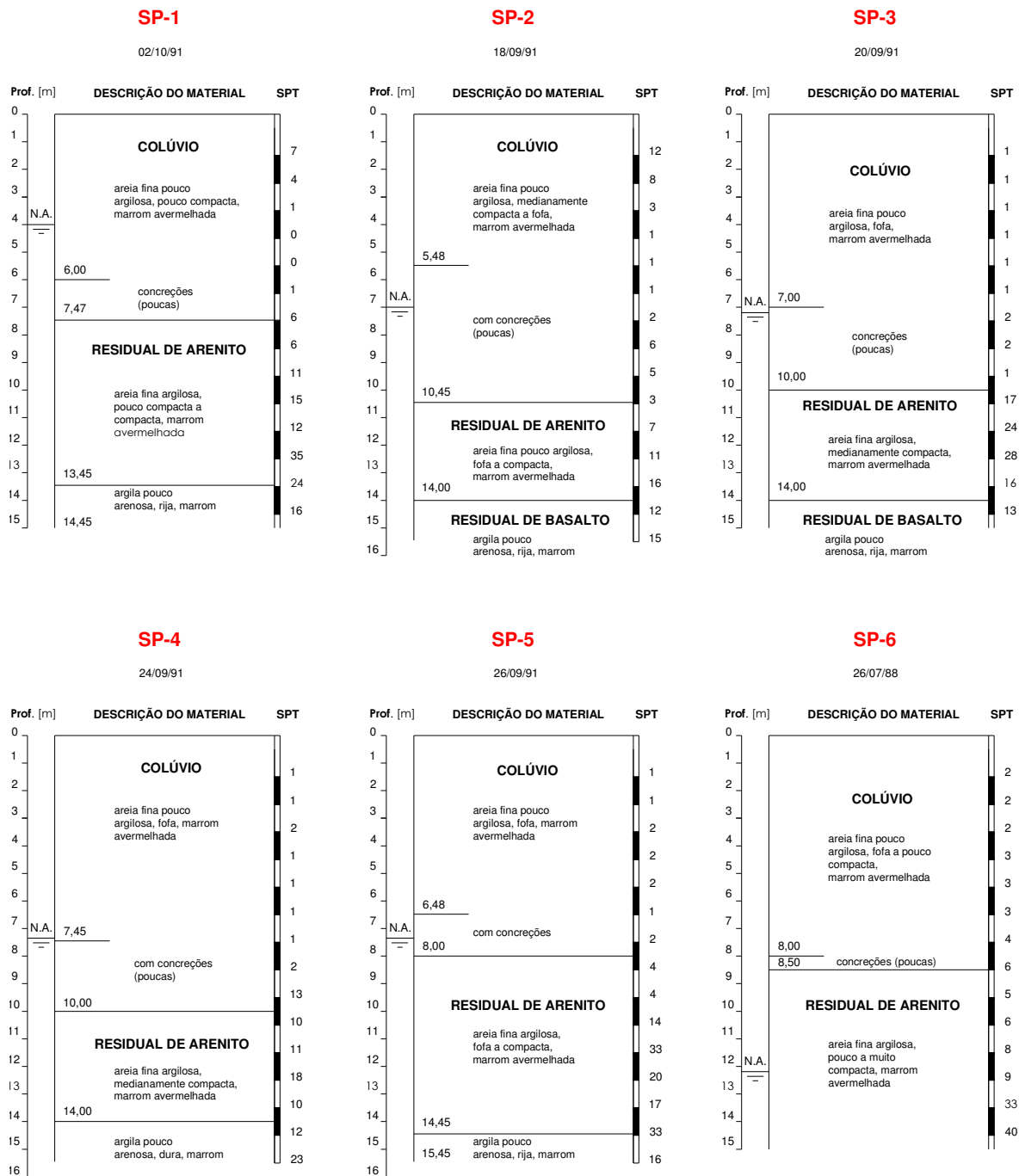


Fig. 8.8. Boletins de sondagem de simples reconhecimento com medidas SPT correspondentes à área onde estão localizadas as edificações seleccionadas.

Nos boletins de sondagem nota-se certa variação da espessura da camada coluvionar (vide Fig. 8.8), tornando impossível atribuir uma espessura média ou padrão para a camada colapsível. Para uma estimativa mais precisa da espessura da camada

colapsível, os boletins SP-1 e SP-5 se mostrariam mais adequados em relação aos demais boletins por terem sido executados nos terrenos das construções dos casos PB-2 e PB-1. No entanto, o fator que contribui negativamente para a definição da espessura da camada colapsível com os boletins de sondagem é o fato de quase todas as sondagens terem sido realizadas durante a elevação do lençol freático. Esta condição afetou as medidas de resistência SPT, visto que a porção inferior da camada coluvionar passou de uma condição não saturada para a condição saturada ou quase-saturada. Esta limitação pode conduzir a estimativas incorretas, uma vez que os solos investigados nas referidas datas de ensaio já poderiam ter sofrido colapso sob peso-próprio devido à ascensão do lençol freático.

Além disso, sondagens de simples reconhecimento com medidas de SPT não foram executadas nos terrenos das edificações dos casos PB-3 e PB-4.

Em virtude dessas deficiências, tornou-se necessário adicionar outras informações para se definir a espessura da camada colapsível de uma forma mais precisa para cada caso analisado. Para isto, recorreu-se aos dados do monitoramento de recalques e de elevação do lençol freático de cada caso selecionado. O uso destas informações ofereceu vantagem em relação às demais, já que elas mostram em qual profundidade estava o nível d'água quando os recalques por colapso começaram a ocorrer.

Apesar deste benefício, cuidados adicionais foram tomados nesta análise. Existe consenso no fato de que o colapso não se manifesta somente quando o solo é saturado. As deformações por colapso ocorrem a partir de uma sucção crítica (associada ao histórico de sucção do solo), não sendo necessário atingir a saturação para o desencadeamento do fenômeno. Assim sendo, a posição do nível d'água no momento em que os colapsos começaram a ocorrer não define diretamente a espessura da camada colapsível.

Portanto, houve a necessidade de se definir uma sucção diferente de zero a partir da qual as deformações por colapso pudessem se desenvolver de forma mais acentuada. Para isto, recorreu-se às curvas de retenção de água e às medidas de sucção e de grau de saturação apresentadas na seção 7.3.

Na Fig. 8.9 as curvas de retenção apresentam o grau de saturação no eixo das abscissas e a sucção no eixo das ordenadas em escala logarítmica. Considerando-se como exemplo a curva de retenção obtida e ajustada com o método de papel filtro (ajuste PF), é

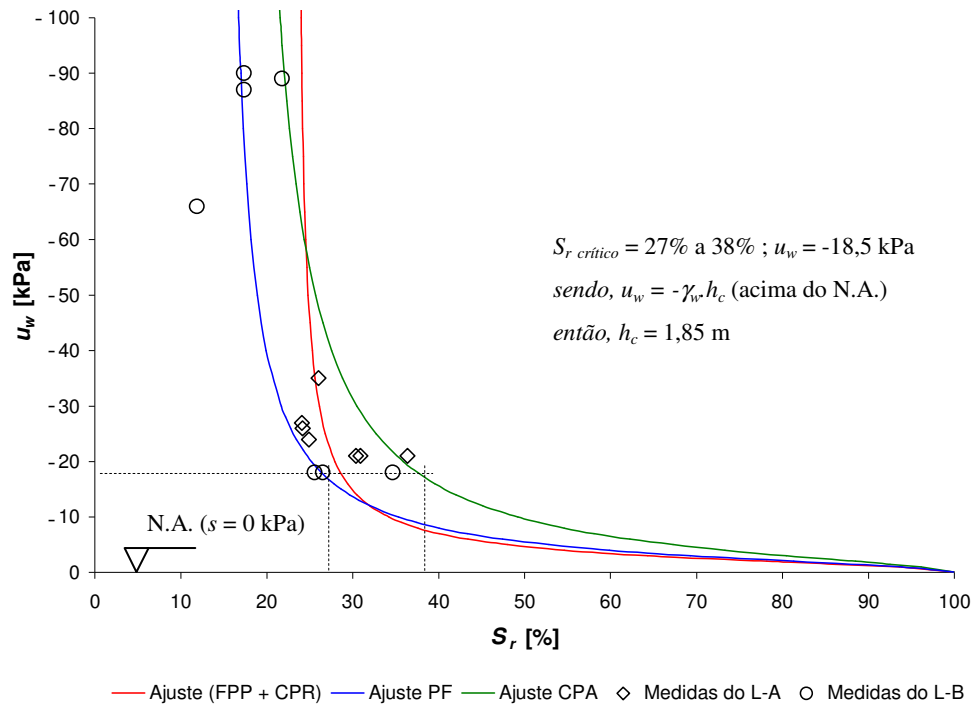


Fig. 8.10. Cálculo da altura de ascensão capilar a partir de curvas de retenção de água no solo e de medidas de campo de sucção e de umidade.

Portanto, considerou-se uma altura crítica de 1,85 m acima do N.A. para que iniciassem colapsos importantes na camada. Em outras palavras, pode-se dizer que a profundidade da camada colapsível foi definida levando em consideração a posição do lençol freático decrescido de 1,85 m em relação à superfície do terreno no momento do início dos recalques. Finalmente, o solo colapsível foi assumido para o material coluvionar anteriormente descrito, concordando com a experiência regional de identificação que também inclui medidas de resistência $SPT < 4$ em condições não saturadas.

Nas Fig. 8.11, 8.12, 8.13 e 8.14 são apresentados à espessura prevista da camada colapsível para cada caso e as medidas de recalques ao longo da ascensão do lençol freático. De acordo com essas figuras nota-se que o lençol freático alcançou a camada colapsível nos casos PB-1 e PB-2 e que isso não ocorreu nos casos PB-3 e PB-4.

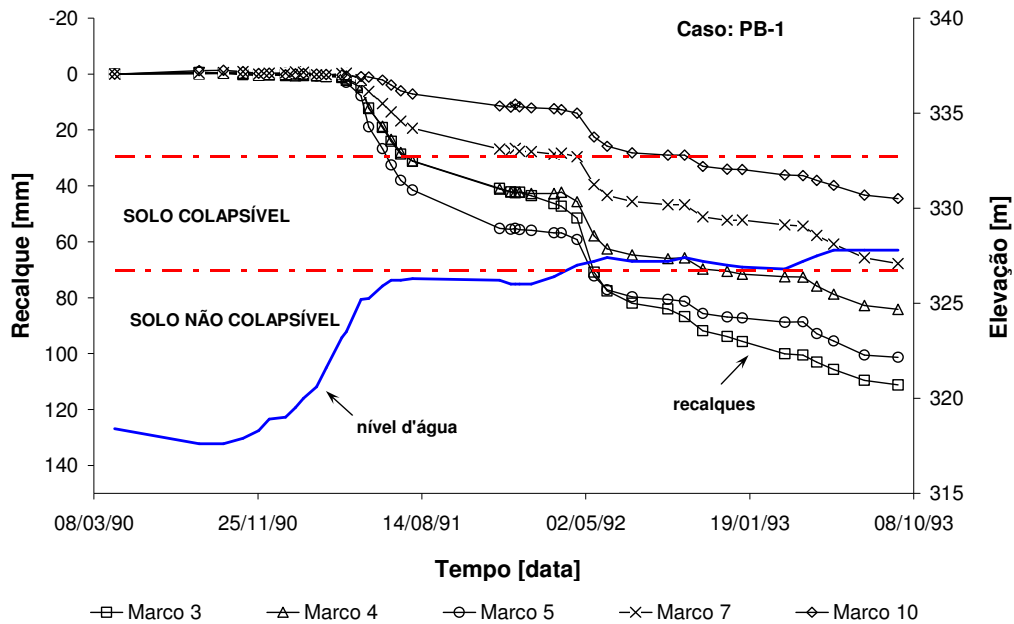


Fig. 8.11. Caso PB-1: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações.

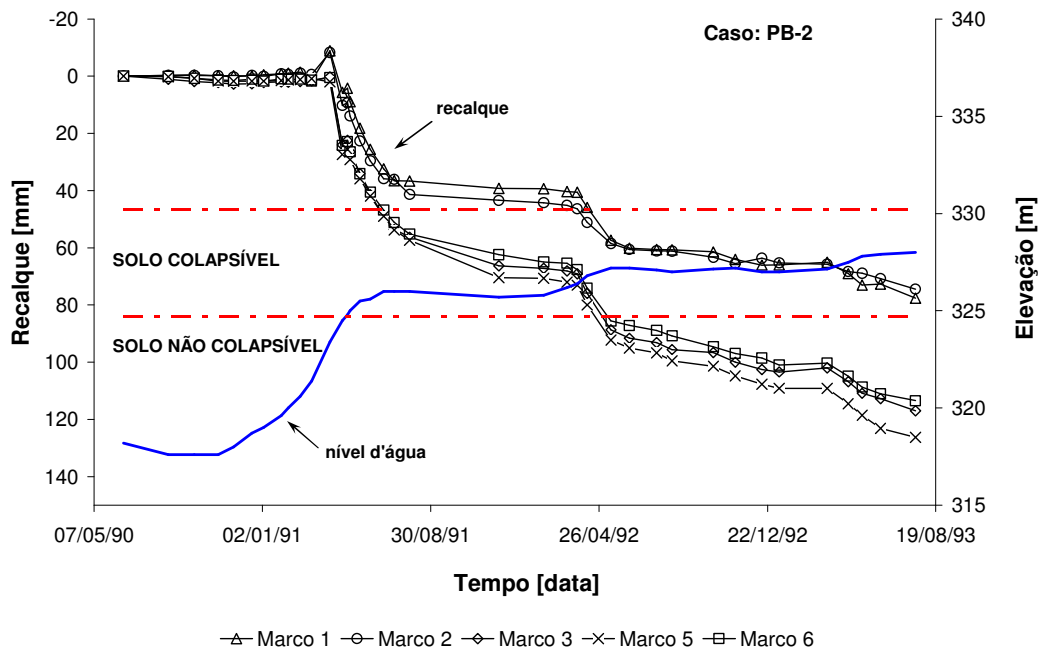


Fig. 8.12. Caso PB-2: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações.

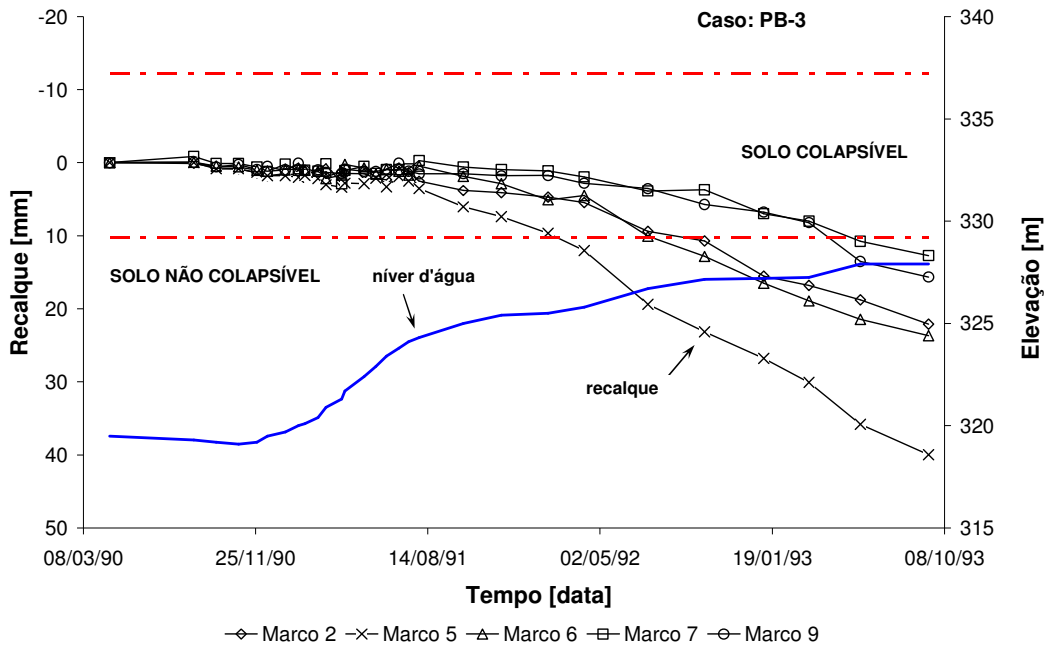


Fig. 8.13. Caso PB-3: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações.

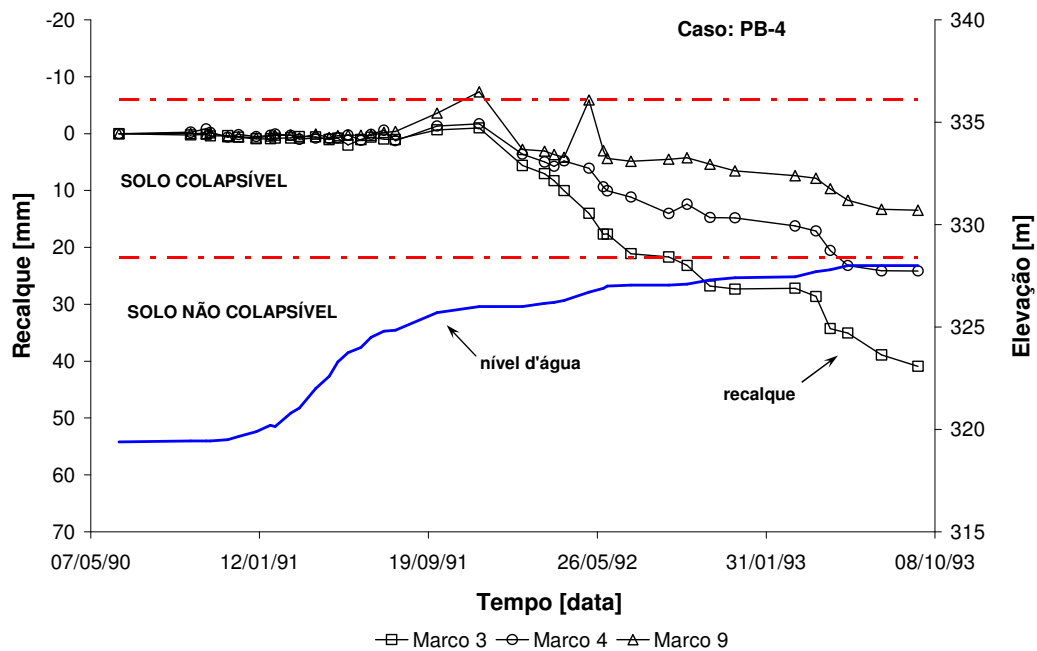


Fig. 8.14. Caso PB-4: medidas de ascensão de lençol freático e de recalques em marcos instalados nas edificações.

8.3. PARÂMETROS DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Para a execução dos cálculos determinou-se uma série de parâmetros constitutivos. O modelo mecânico adotado para a camada colapsível foi o Modelo Básico de Barcelona (BBM), apresentado na seção 3.2, enquanto o modelo mecânico adotado para as demais camadas foi o modelo elástico não linear (MENL), descrito pela Eq. 3.43.

A inclinação da projeção da linha de estados críticos M foi obtida através da Eq. 3.27, considerando um ângulo de atrito interno efetivo de 29° ; a tensão p_o^* e os parâmetros κ e $\lambda(0)$ foram obtidos a partir da curva de compressão edométrica do solo saturado; e κ_s foi determinado durante a imposição da sucção nos ensaios edométricos.

Os modelos hidráulicos envolvem a Lei de fluxo de Darcy Eq. 3.37, a curva de retenção de água de Van Genuchten (1980) reescrita na forma da Eq. 3.39, a permeabilidade relativa da fase líquida (Eq. 3.40) e a permeabilidade relativa da fase gasosa Eq. 3.41. Estes modelos, exceto o da Eq. 3.41, foram usados nos cálculos com acoplamento (HM) para os casos PB-1, PB-2, PB-3 e PB-4.

Na Eq. 3.39, os parâmetros de cálculo são referentes à curva de retenção de água obtida com a técnica de papel filtro (PF) da Fig. 7.1; os valores de S_{rl} , S_{ls} e P_o foram obtidos experimentalmente e o parâmetro λ foi determinado através do ajuste da função segundo Van Genuchten (λ é igual ao parâmetro m da Eq. 7.1); o λ está associado ao parâmetro n da Eq. 7.1 através da relação: $\lambda = (n - 1)/n$.

Os parâmetros de condutividade térmica do solo seco e saturado (λ_{seco} e λ_{sat}) foram obtidos em *Geotechnical Consulting Group* (1994), para os cálculos com acoplamento (THM) da simulação da sucção de campo. Nesse caso, empregou-se também a condição de contorno atmosférica (mostrada na seção 3.5.3) em conjunto com a Lei de Fourier (Eq. 3.38), além dos modelos hidráulicos e mecânicos já descritos.

Nas Tabelas 8.2 a 8.6, apresentam-se os parâmetros de calibração dos modelos constitutivos alusivos aos problemas do tipo tensão/deformação-fluxo.

Tabela 8.2. Parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM).

Parâmetro	Unidade	Valor	
P1	M	1,15	
P2	p_o^*	[MPa]	0,025
P3	κ		0,0130
P4	κ_s		0,0021
P5	$\lambda(0)$		0,1412
P6	r		0,79
P7	β	[MPa ⁻¹]	15
P8	p^c	[MPa]	0,001

Tabela 8.3. Parâmetros dos modelos de curva de retenção de água e de permeabilidade relativa da fase líquida.

Parâmetro	Unidade	Valor	
P1	P_o	[MPa]	0,0025
P2	σ_o	[N.m ⁻¹]	0,072
P3	λ		0,5
P4	S_{rl}		0,146
P5	S_{ls}		1

Tabela 8.4. Parâmetros da permeabilidade relativa da fase gasosa.

Parâmetro	Unidade	Valor	
P1	S_{rg}		0
P2	S_{gs}		0,854

Tabela 8.5. Parâmetros do modelo de permeabilidade intrínseca.

Parâmetro	Unidade	Valor	
P1	$(k_{11})_o$	[m ²]	5e-12
P2	$(k_{22})_o$	[m ²]	5e-12
P3	$(k_{33})_o$	[m ²]	5e-12
P4	ϕ_o		0,452

Tabela 8.6. Parâmetros do modelo de fluxo condutivo de calor.

Parâmetro		Unidade	Valor
P1	λ_{seco}	W.m.K ⁻¹	0,5
P2	λ_{sat}	W.m.K ⁻¹	1,0

8.4. MODELAGEM DO COLAPSO COM ACOPLAMENTO HIDRO-MECÂNICO (HM)

8.4.1. Composição dos Casos

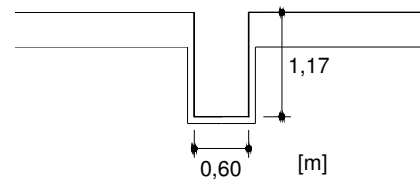
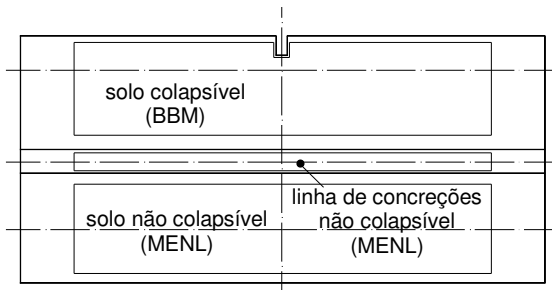
A composição dos casos consistiu: (1) na definição da geometria; (2) na definição das propriedades dos materiais (3); na aplicação das condições iniciais e das condições de contorno e; (4) na geração da malha de elementos finitos.

Na definição geométrica, as informações descritas na seção 8.2 referentes à carga e geometria das fundações e à espessura da camada colapsível foram aplicadas em cada problema. Na aplicação das propriedades dos materiais, os parâmetros constitutivos hidráulicos e mecânicos, apresentados na seção 8.3, foram atribuídos às camadas, ressaltando que o modelo BBM foi aplicado somente para a camada colapsível. Nas demais camadas, o modelo mecânico adotado foi o modelo elástico não linear.

As condições iniciais das tensões foram impostas considerando as tensões geostáticas, enquanto as condições iniciais das pressões na água foram impostas através dos perfis de umidade e de sucção obtidos em campo. As condições de contorno de força/deslocamento foram empregadas de acordo com as tensões atuantes nas sapatas corridas de cada caso e as condições de contorno de fluxo foram aplicadas obedecendo às medidas de ascensão de lençol freático registradas no monitoramento de campo realizado durante o enchimento da represa de Três Irmãos. Por fim, cada problema foi composto por cerca de 40 intervalos de tempo, correspondentes às datas das leituras de ascensão de lençol freático efetuadas no campo.

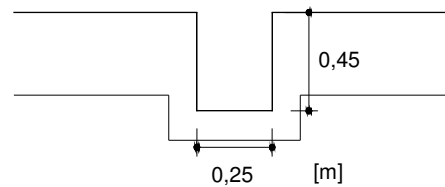
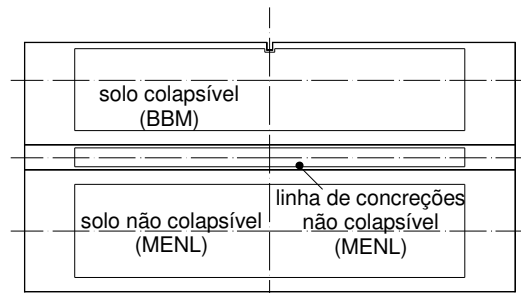
8.4.1.1. Descrição da Geometria e Propriedades Mecânicas dos Materiais

A Fig. 8.15 mostra a geometria dos casos selecionados.



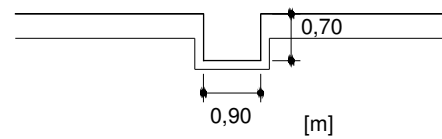
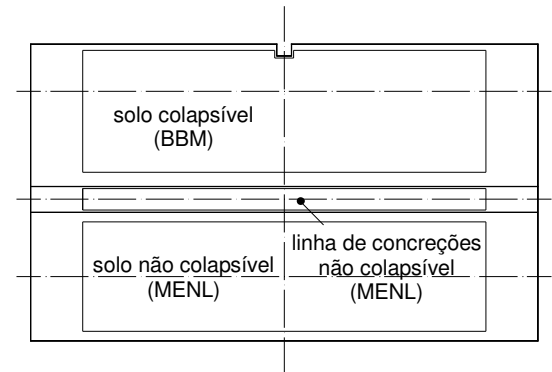
(detalhe da fundação)

Fig. 8.15 (a). Geometria do Caso PB-1.



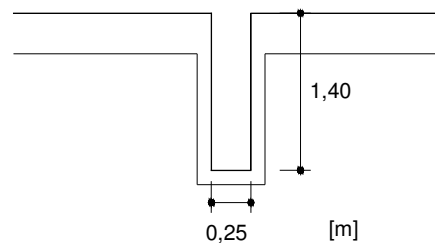
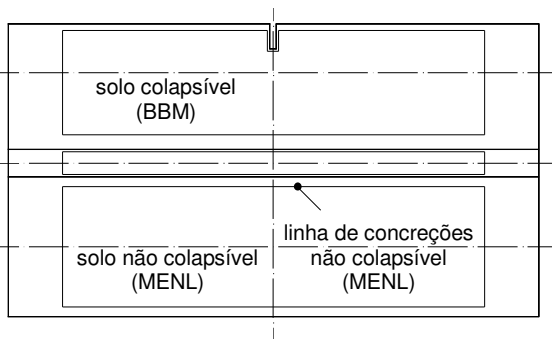
(detalhe da fundação)

Fig. 8.15 (b). Geometria do Caso PB-2.



(detalhe da fundação)

Fig. 8.15 (c). Geometria do Caso PB-3.



(detalhe da fundação)

Fig. 8.15 (d). Geometria do Caso PB-4.

8.4.1.2. Condições Iniciais e de Contorno e Malha de Elementos Finitos

No programa Code_Bright as pressões e as tensões aplicadas são definidas em termos de pressões absolutas (Fig. 8.16) e, portanto, u_a ou P_g é igual a 101,3 kPa (considerando o nível do mar) ou 97,5 kPa (no caso da região de Pereira Barreto, de acordo com as medidas mostradas na Fig. 6.26).

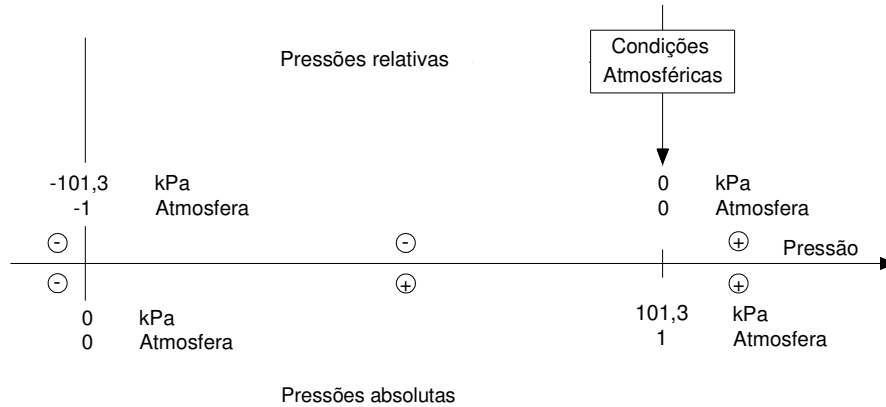


Fig. 8.16. Relação entre pressão absoluta e pressão relativa.

As condições iniciais relativas às tensões atuantes foram constituídas e aplicadas calculando-se as tensões verticais e horizontais. Enquanto as tensões verticais (Eq. 7.1) foram estimadas utilizando valores médios dos pesos específicos das camadas, as tensões horizontais (Eq. 7.2) foram calculadas através de um valor de K_o determinado pela equação de Jack (1948).

$$\sigma_y = \gamma \cdot h \quad (7.1)$$

em que, γ é o peso específico do solo e h é a altura da camada.

$$\sigma_{x,z} = K_o \cdot \sigma_y \quad (7.2)$$

em que, $K_o = 1 - \text{sen}\phi = 0,5$.

As condições iniciais referentes às pressões na água foram impostas com base na Fig. 8.17.

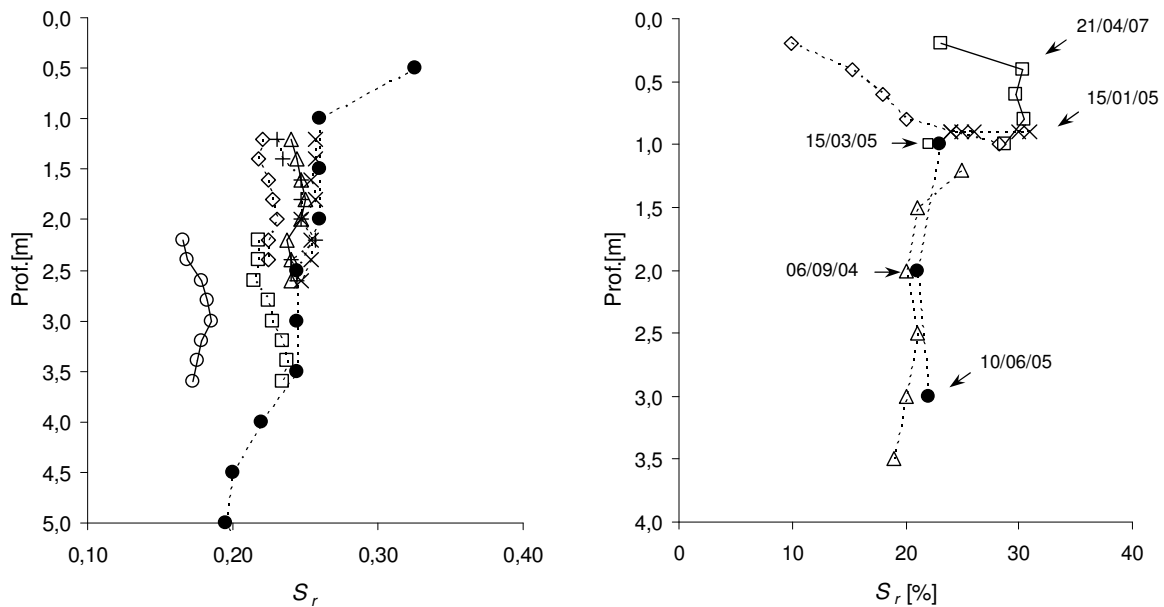


Fig. 8.17. Perfis de umidade: (a) obtidos pela CESP durante a realização de provas de carga em placa; (b) obtidos no local de monitoramento L-A.

Na Fig. 8.17, nota-se que as maiores variações do grau de saturação incidem na porção superior do terreno com valores que variam de 10% a 30% a 1 m de profundidade, ao passo que abaixo desta cota o conteúdo de água no solo tende a manter-se constante, com valores próximos de 20%. Considerando tais observações e associando-as às características de retenção de água e às medidas de sucção de campo discutidas na seção 7.3, admitiu-se que, antes da subida do lençol freático, o perfil de pressão na água tinha uma configuração semelhante ao diagrama da Fig. 8.18.

Nesta configuração, a parte superior da camada está mais exposta aos ciclos sazonais de umedecimento e secagem, razão pela qual o conteúdo de água do solo superficial varia significativamente. Na porção inferior, a camada está submetida a uma sucção que se limita a uma porção de solo que está saturado por capilaridade, descrevendo, assim, um diagrama de pressão de água linear num trecho logo acima do nível d'água (N.A.).

Nos problemas com acoplamento (HM), antes da ascensão do lençol freático, consideraram-se perfis de sucção constante com ($s = 60$ kPa) ao longo da camada colapsível. O cálculo com a condição de contorno atmosférica, responsável pelos ciclos de

umedecimento e secagem, será ilustrado mais adiante na discussão dos resultados em simulações com acoplamento (THM) de perfis de grau de saturação.

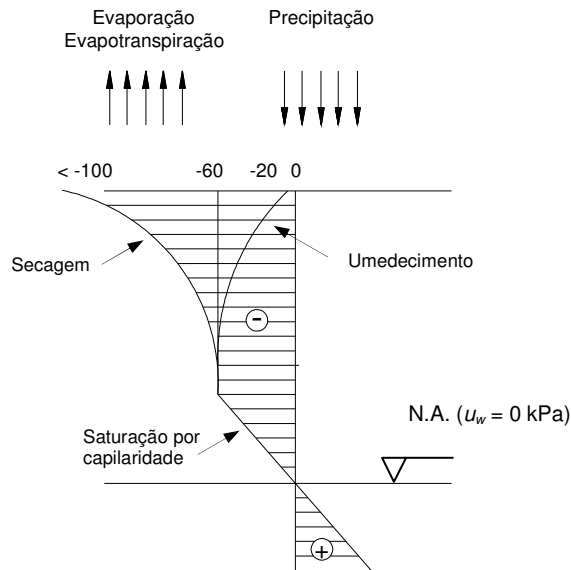


Fig. 8.18. Variação da pressão de água no perfil de solo antes da ascensão do lençol freático.

As condições de contorno de força/deslocamento foram aplicadas da seguinte maneira: (1) foram restringidos deslocamentos na base da camada não colapsível e nas laterais de todas as camadas. Os deslocamentos nulos também foram aplicados nas interfaces laterais da fundação com o solo colapsível; (2) na superfície da camada colapsível foi aplicada p_{atm} (u_a ou P_g) e na base da fundação foi aplicada a tensão σ_v correspondente a cada um dos casos modelados (Tabela 8.1).

As condições de contorno de fluxo foram aplicadas na base da camada inferior não colapsível. Nesta borda impôs-se inicialmente uma pressão de água nula correspondente à posição original do nível d'água. Na seqüência, impuseram-se pressões crescentes na mesma borda para simular a elevação do lençol freático em diferentes intervalos de tempo.

As malhas de elementos finitos dos casos analisados foram geradas com elementos triangulares, sendo refinadas com elementos de menor dimensão na região da fundação.

As Fig. 8.19, 8.20, 8.21 e 8.22 ilustram as condições iniciais, as condições de contorno e a malha de elementos finitos dos casos PB-1, PB-2, PB-3 e PB-4. Por simplificação, as tensões atuantes e as pressões na água estão apresentadas nestas figuras em termos de pressão relativa.

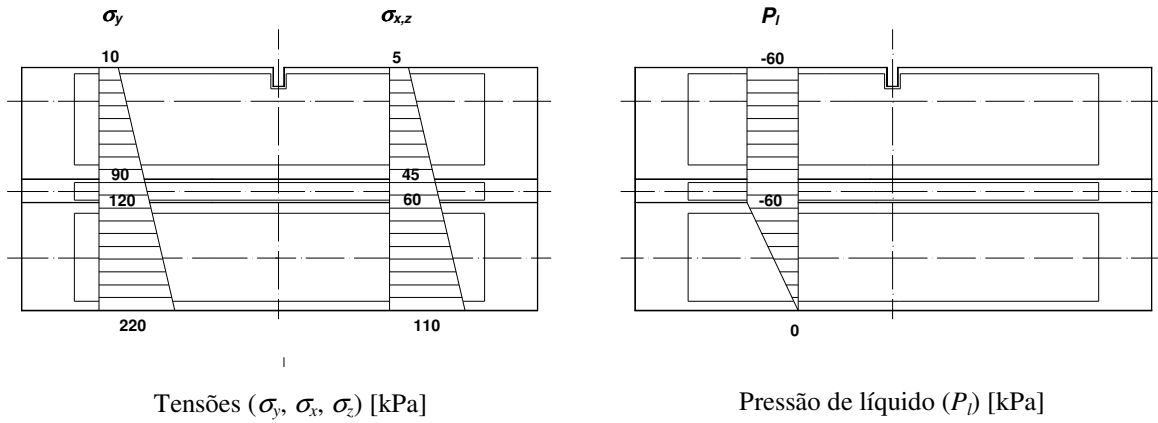


Fig. 8.19 (a). Condições iniciais do Caso PB-1.

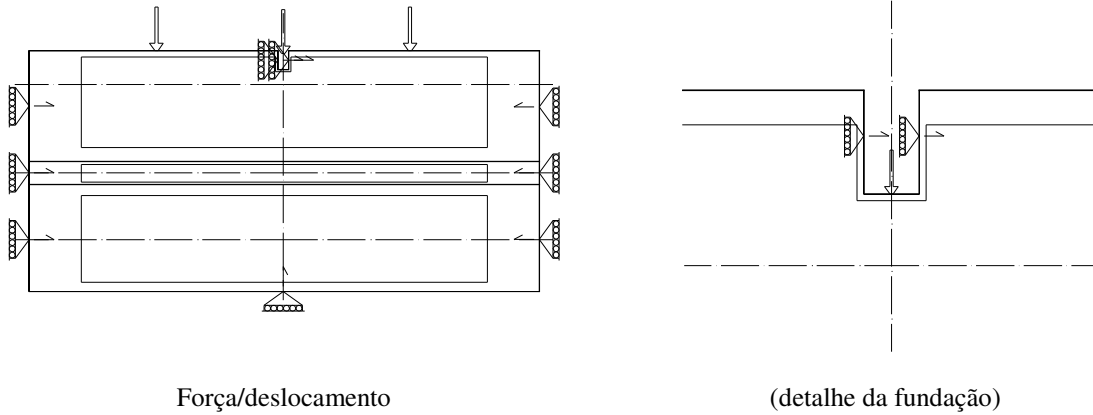


Fig. 8.19 (b). Condições de contorno do Caso PB-1.

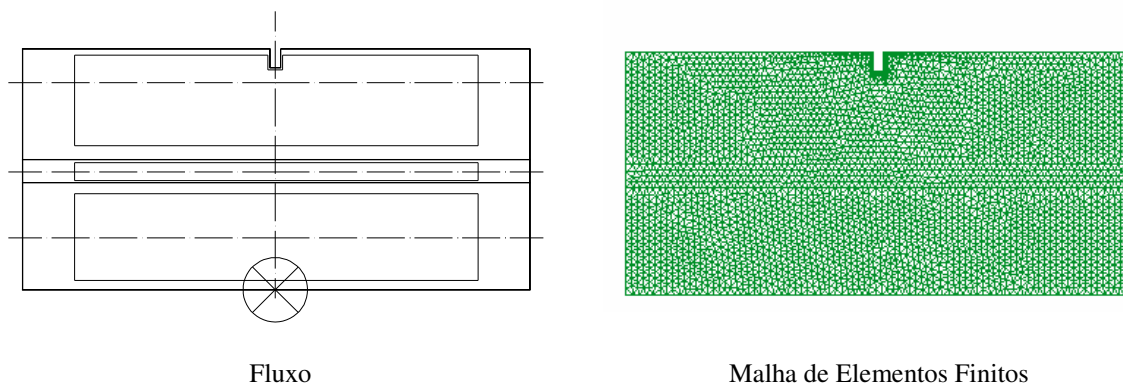
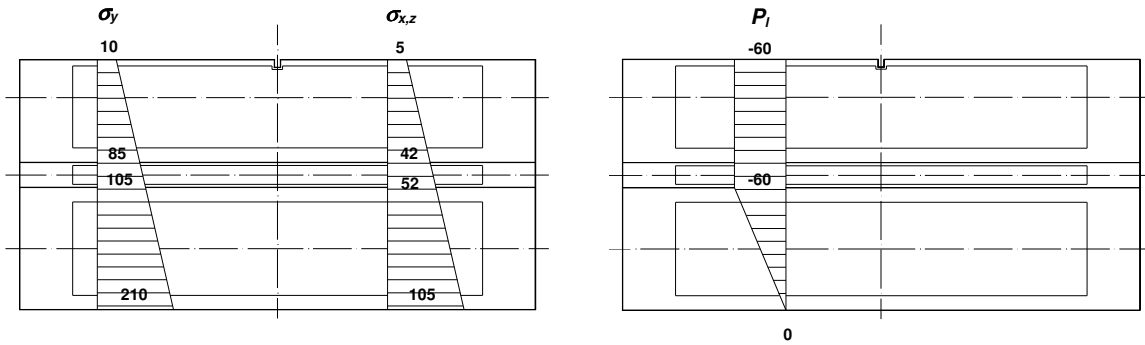


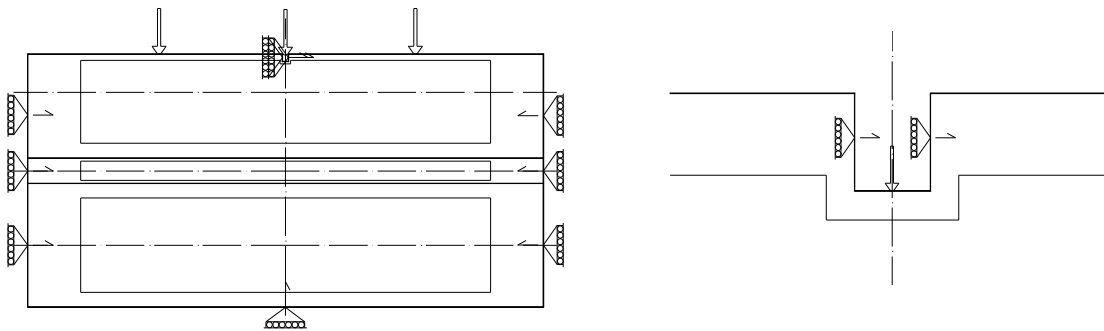
Fig. 8.19 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-1.



Tensões ($\sigma_y, \sigma_x, \sigma_z$) [kPa]

Pressão de líquido (P_l) [kPa]

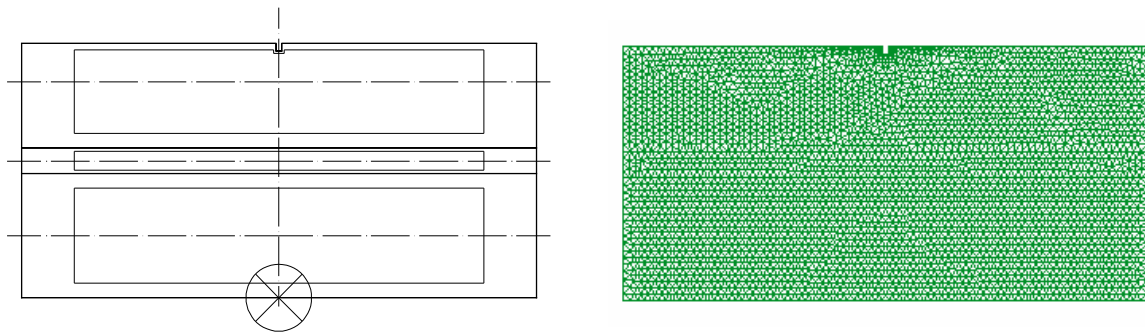
Fig. 8.20 (a). Condições iniciais do Caso PB-2.



Força/deslocamento

(detalhe da fundação)

Fig. 8.20 (b). Condições de contorno do Caso PB-2.



Fluxo

Malha de Elementos Finitos

Número de elementos triangulares 6211

Número de nós: 3237

Fig. 8.20 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-2.

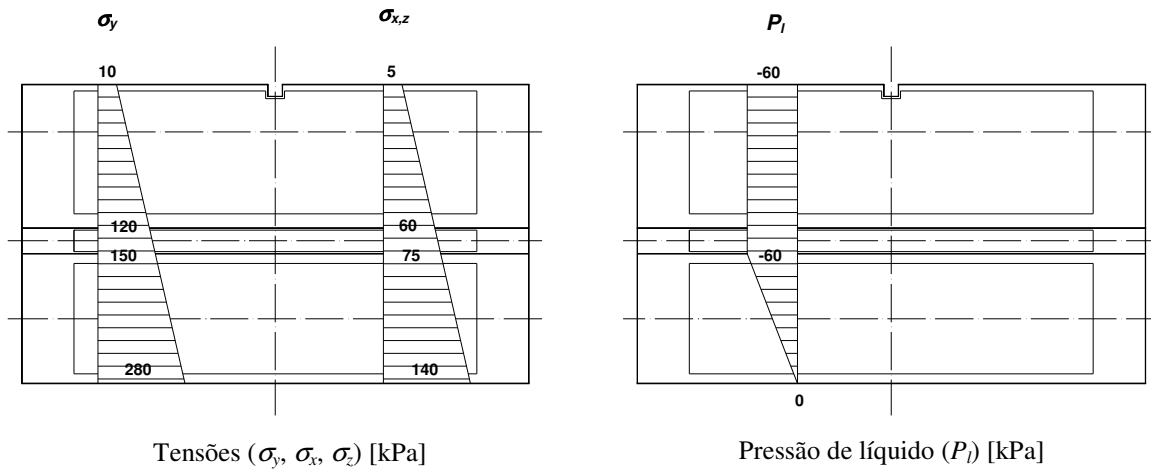


Fig. 8.21 (a). Condições iniciais do Caso PB-3.

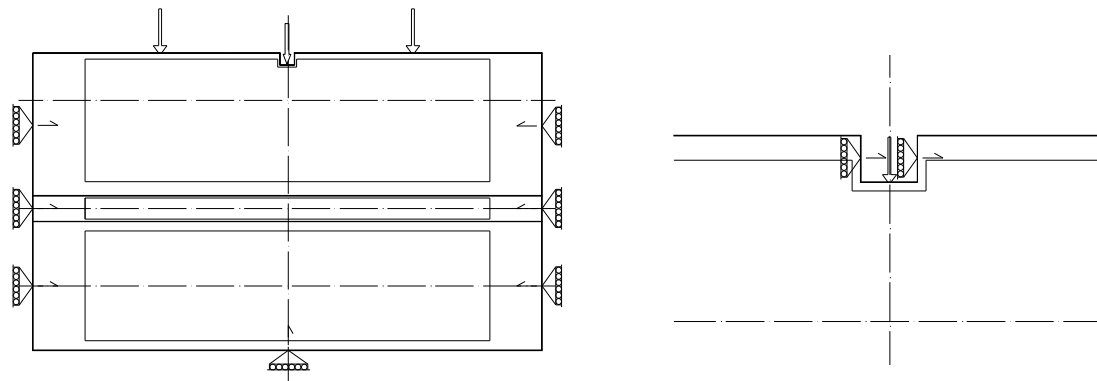


Fig. 8.21 (b). Condições de contorno do Caso PB-3.

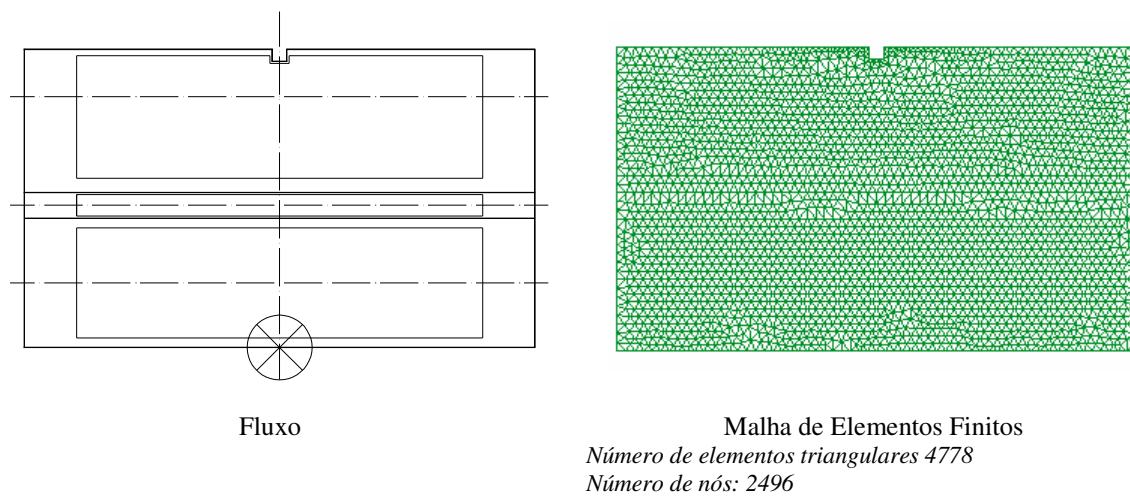


Fig. 8.21 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-3.

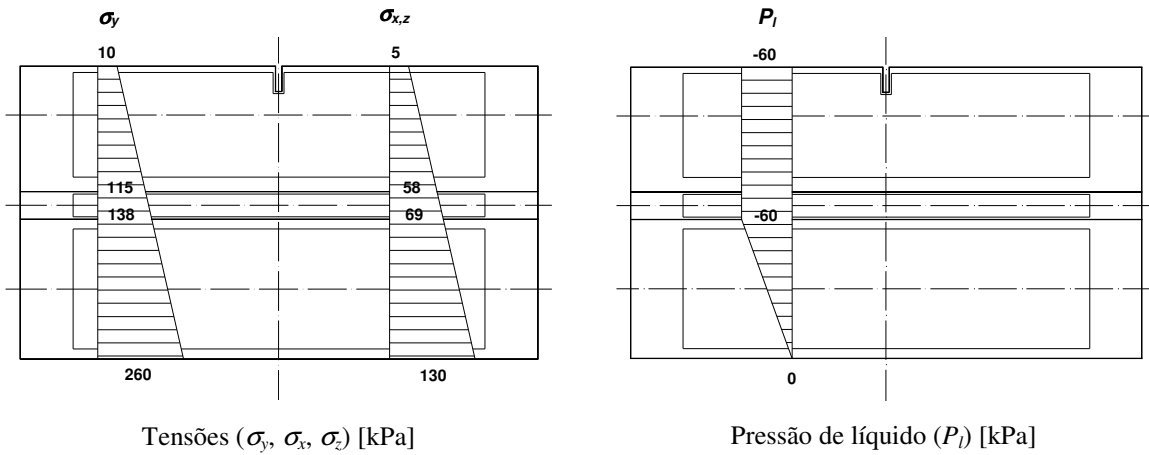


Fig. 8.22 (a). Condições iniciais do Caso PB-4.

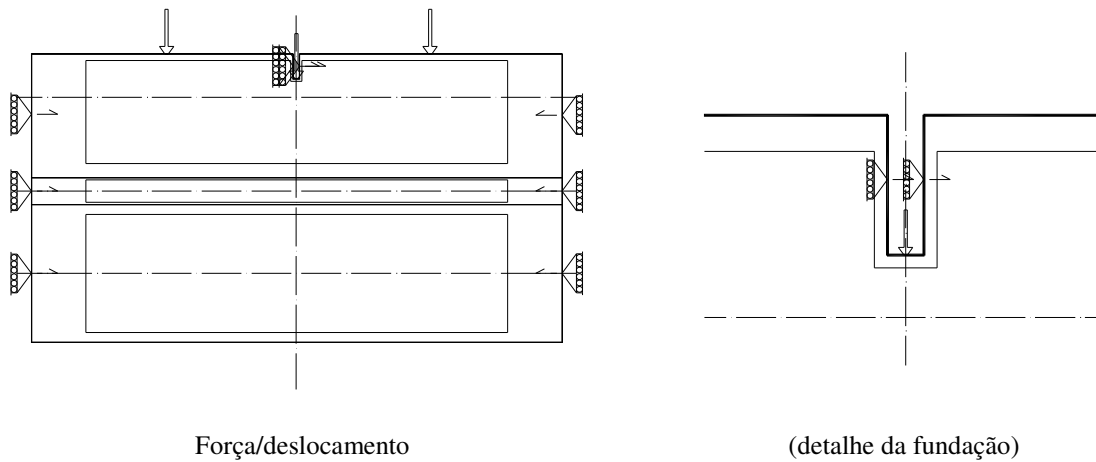


Fig. 8.22 (b). Condições de contorno do Caso PB-4.

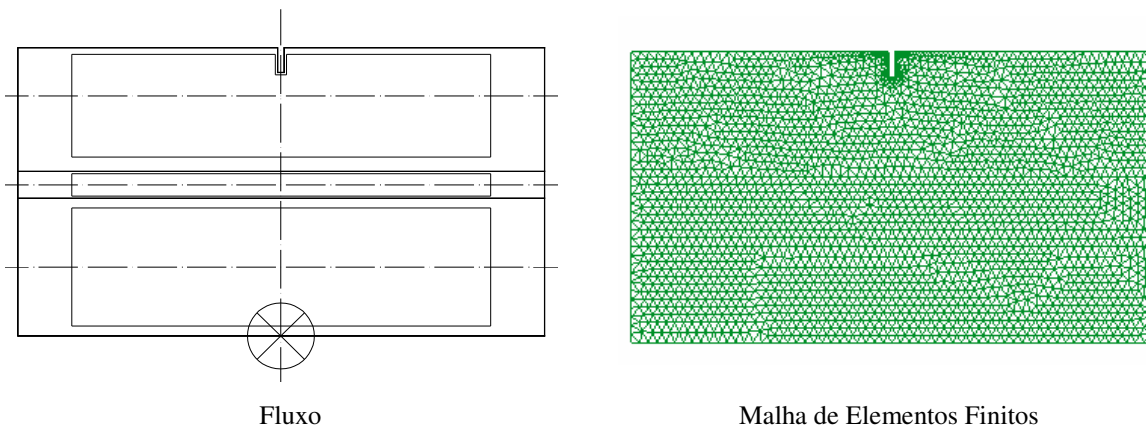


Fig. 8.22 (c). Condições de contorno e malha de elementos finitos do Caso PB-4.

8.4.2. Resultados: Descrição dos Recalques e Comparação dos Recalques Simulados com os Medidos através dos Marcos

✓ Caso PB-1

Esta edificação, construída na Zona A, foi classificada como “problemática” durante as inspeções visuais e estruturais realizadas antes da ascensão do lençol freático. Ao todo, treze marcos de recalque foram instalados nessa construção e o monitoramento dos recalques e do nível d’água começou em 10/04/90 (algumas medidas de recalque estão ilustradas na Fig. 8.11). Em geral, os recalques variaram de 8,15 mm a 111,23 mm, causando uma série de danos estruturais. Após a ascensão do lençol freático esta edificação foi parcialmente demolida e reconstruída no mesmo local.

A Fig. 8.23 mostra os recalques previstos e medidos através do marco (S-5). Esse marco foi selecionado para comparação, já que está próximo ao local onde se realizou a sondagem (SP-5).

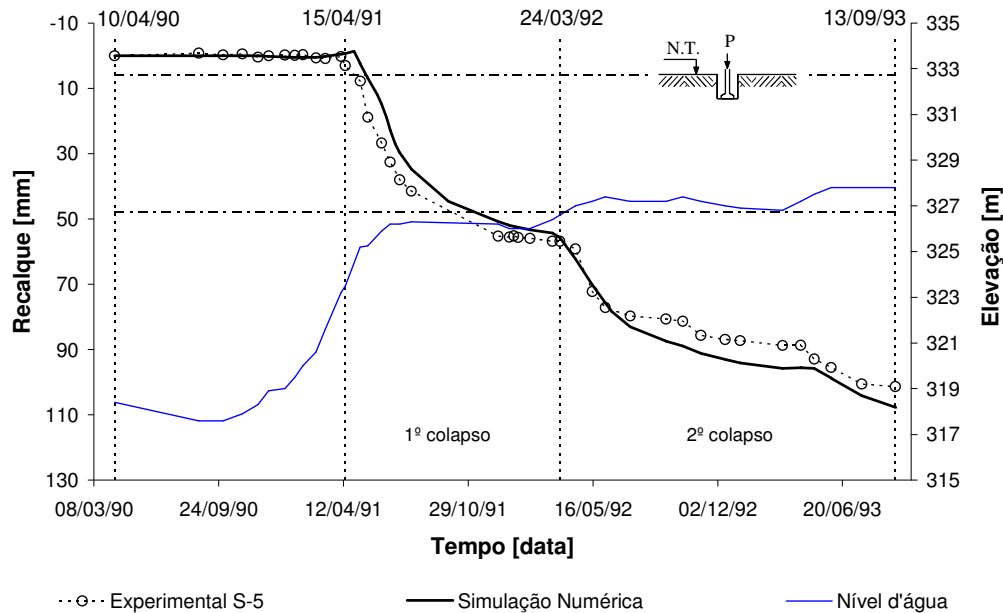


Fig. 8.23. Caso PB-1: comparação entre recalque de campo e previsto numericamente.

Na Fig. 8.23 nota-se que foi obtido um bom ajuste entre os valores de recalque medidos e previstos, incluindo uma tendência geral do colapso do solo. Aliás, o colapso total pôde ser dividido em duas partes: “primeiro colapso” e “segundo colapso”, onde a

primeira parte ocorreu de 15/04/91 a 24/03/92 e a segunda parte de 24/03/92 a 13/09/93. De acordo com o período monitorado, as seguintes características foram observadas:

✓ **Sem colapso:** os marcos de recalque permaneceram estáveis, sem apresentar deslocamentos até 15/04/91. Neste período, o nível d'água aumentou de 318,4 m para 323,5 m, isto é, 5,1 m. Estas duas medidas correspondem às profundidades de 14,3 e 9,2 m, respectivamente.

✓ **Primeiro colapso:** a elevação do lençol freático de 323,5 m para 325,2 m (1,7 m) aconteceu entre 15/04/91 e 09/05/91, causando pequenos deslocamentos em alguns marcos de recalque. Em seguida, o nível d'água alcançou 326,6 m em 24/03/92 e as deformações por colapso aconteceram de forma significativa. Como exemplo, o marco de recalque (S-5) neste período apresentou um recalque de 56,81 mm.

✓ **Segundo colapso:** de 24/03/92 a 13/09/93, o nível d'água aumentou para 327,8 m e alcançou a profundidade de 4,9 m. A distância entre a base da fundação e o nível d'água final foi 3,7 m. A taxa de recalque aumentou num comportamento governado pela saturação da parte inferior da camada de solo colapsível e pelo umedecimento da parte superior restante da camada de solo colapsível.

✓ **Caso PB-2**

Esta edificação foi classificada como “razoável” na Zona A durante as inspeções visuais e estruturais realizadas antes da ascensão do lençol freático. Seis marcos de recalque foram instalados nessa construção e o monitoramento dos recalques e do nível d'água começou em 18/06/90 (vide Fig. 8.12). Em geral, os recalques variaram de 74,41 mm a 126,20 mm, causando uma série de danos estruturais, além da ruptura de tubulações de esgoto. Por medidas de segurança a edificação foi demolida e reconstruída logo em seguida no mesmo local.

A Fig. 8.24 mostra os recalques medidos no campo através do marco (S-5) e previstos mediante simulação numérica. Esse marco foi selecionado para comparação com os valores previstos, uma vez que ele se encontra próximo ao local de investigação onde se realizou sondagem SP-1.

Na Fig. 8.24 nota-se que foi obtido um ajuste razoável entre valores medidos e previstos, incluindo uma tendência geral do colapso com a elevação do nível d'água.

Semelhante ao caso PB-1, o colapso total do presente caso pôde ser dividido em duas partes: “primeiro colapso” e “segundo colapso”, onde a primeira parte ocorreu de 08/04/91 a 26/03/92 e a segunda parte ocorreu de 26/03/92 a 21/07/93.

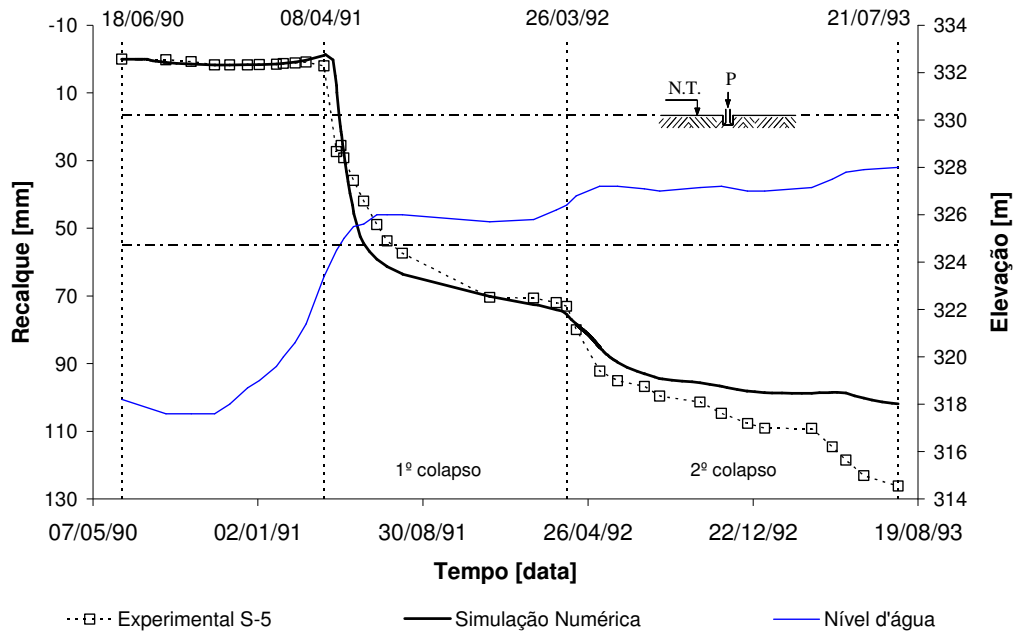


Fig. 8.24. Caso PB-2: comparação entre recalques de campo e previstos numericamente.

De acordo com o período monitorado, pode-se constatar as seguintes características:

✓ **Sem colapso:** de 18/06/90 a 08/04/91 os marcos de recalque mantiveram-se estáveis, sem apresentar deslocamentos. Neste período, o nível d’água aumentou de 318,2 m para 323,4 m (elevação de 5,2 m). Estas duas medidas correspondem às profundidades de 12 e 6,8 m, respectivamente, ou seja, o nível do lençol freático ainda se localiza na camada de solo residual, conforme pode ser visto nas Fig. 8.12 e 8.24.

✓ **Primeiro colapso:** de 08/04/91 a 26/03/92 o lençol freático atingiu a camada colapsável. A subida do nível d’água alcançou 326,4 em 26/03/92. Como exemplo, o marco de recalque (S-5) apresentou um recalque de 69,10 mm.

✓ **Segundo colapso:** de 26/03/92 a 21/07/93, o nível d’água aumentou de 326,4 m para 328 m, isto é, 1,6 m. A distância entre a base da fundação e o nível d’água final foi 1,75 m. Semelhante ao caso anterior, a taxa de recalque aumentou pela saturação da camada

colapsível e pela alteração da sucção na porção superior da camada próxima da base da fundação.

✓ **Caso PB-3**

Esta edificação está localizada entre as Zonas A e B. No total, nove marcos de recalque foram instalados nessa construção e o monitoramento dos recalques e do nível d'água começou em 17/04/90 (algumas medidas de recalques estão ilustradas na Fig. 8.13). Em geral, os recalques variaram de 12,70 mm a 39,97 mm.

A Fig. 8.25 mostra os recalques medidos no campo através do marco (S-9) e previstos mediante simulação numérica.

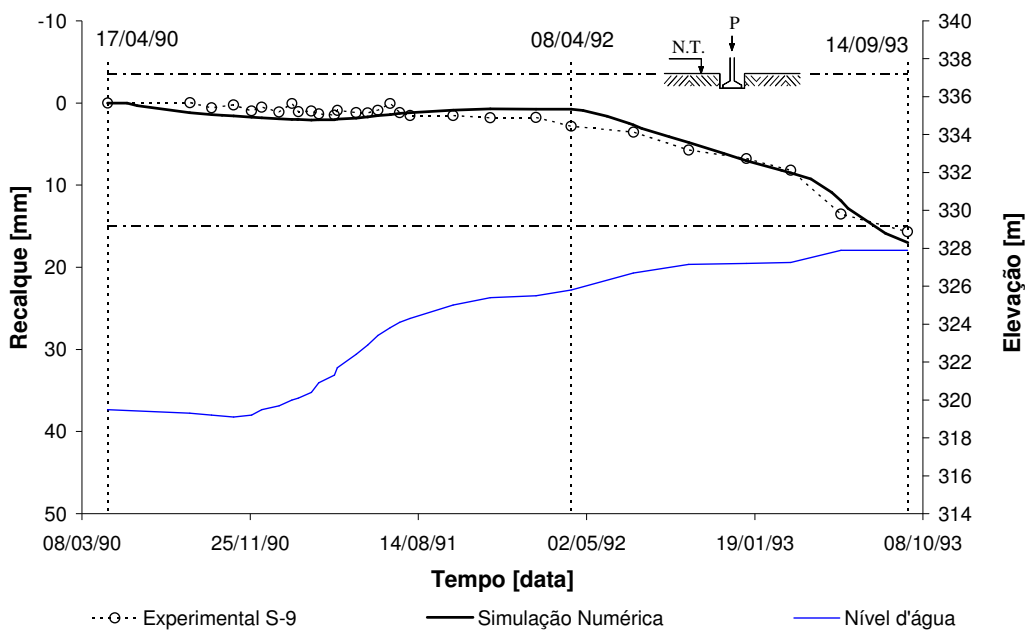


Fig. 8.25. Caso PB-3: comparação entre recalques de campo e previstos numericamente.

De acordo com os resultados da Fig. 8.25, um bom ajuste foi obtido entre os valores reais e simulados, demonstrando um comportamento distinto dos casos anteriores.

Com base no monitoramento de campo e na simulação numérica as seguintes características são observadas:

✓ **Sem colapso:** de 17/04/90 a 08/04/92 os marcos de recalque não apresentaram deslocamentos. Neste período, o nível d'água aumentou de 319,8 m para 325,8 m, isto é,

6,0 m. Estas duas medidas correspondem às profundidades de 17,4 e 11,4 m, respectivamente.

✓ **Colapso:** a elevação do lençol freático de 325,8 m para 327,9 m aconteceu entre 08/04/92 e 14/09/93, causando pequenos deslocamentos nos marcos de recalque. Como exemplo, o marco de recalque (S-6) (mostrado na Fig. 8.13) apresentou um recalque de 24 mm. O restante dos marcos de recalque apresentou recalques inferiores a este valor, exceto o marco (S-5) que mostrou um deslocamento de 39,97 mm. A distância entre a base da fundação e a posição final do nível d'água foi 8,6 m.

✓ **Caso PB-4**

Esta edificação está localizada na Zona A. Durante as inspeções realizadas ao longo da subida do lençol freático esta edificação apresentou danos arquitetônicos e estruturais. Ao todo, doze marcos de recalque foram instalados em algumas posições dessa construção e o monitoramento dos recalques e do nível d'água começou em 18/06/90 (vide Fig. 8.14). Os recalques variaram de 10,16 mm a 40,91 mm, causando avarias que trouxe a necessidade de medidas reparadoras.

A Fig. 8.26 mostra os recalques medidos pelo marco (S-3) no campo e previstos mediante simulação numérica. Esse marco foi selecionado para comparação, uma vez que se localiza próximo a um dos poços escavados para estudo da geometria da fundação.

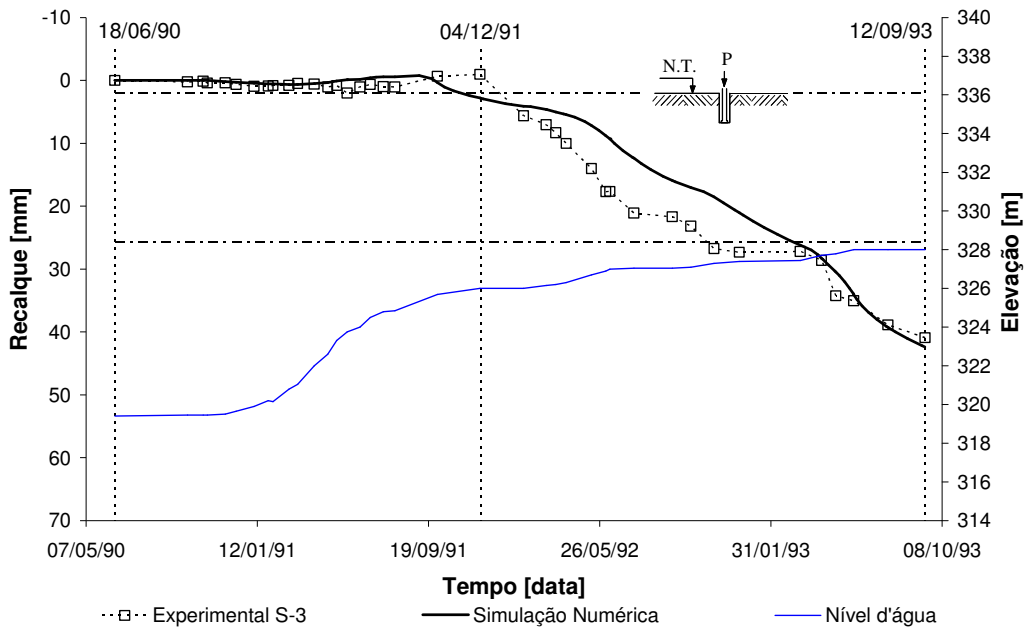
Neste caso, os recalques demoraram a acontecer da mesma forma como ocorreu com o caso PB-3. Somente 18 meses após o início do monitoramento foram registrados deslocamentos nos marcos.

Diante dos resultados os seguintes aspectos são apontados:

✓ **Sem colapso:** de 18/06/90 a 04/12/91 os marcos de recalque permaneceram estáveis, sem apresentar deslocamentos. Neste período, o nível d'água aumentou de 319,4 m para 326 m (elevação de 6,6 m), que correspondem às profundidades do nível d'água de 16,7 e 10,1 m.

✓ **Colapso:** de 04/12/91 a 12/09/93 o lençol freático se elevou de 326 m para 327,7 m, causando deslocamentos em alguns marcos de recalque. Como exemplo, o marco de recalque (S-3) apresentou um deslocamento de 28,61 mm. No trecho final do

monitoramento, o lençol freático alcançou a cota de 328 m e as deformações que estavam apontando para uma leve tendência de estabilização aumentaram.



8.4.3. Análises dos Resultados

As análises desta seção estão baseadas nos resultados obtidos numericamente. Inicialmente, ilustra-se, para cada caso estudado, a ascensão do nível d'água ao longo do tempo e o avanço da plastificação do solo (colapso) através de uma variável de história (Hist Var 3) fornecida pelo programa Code_Bright. A variável de história está associada à tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado através da relação: $(\text{Hist Var 3}) = 3.p_o^*$ (MPa).

Em seguida, são apresentados gráficos que relacionam as deformações ($\Delta H/H$) e a pressão na água (P_l) com a profundidade. Essas deformações consistem na relação entre a variação do deslocamento vertical (ΔH) e a variação da altura da camada (H), servindo de referência para a visualização das deformações da camada colapsível com a ascensão do lençol freático em diferentes intervalos de tempo.

Na seqüência, são apresentados valores de p_o^* com a profundidade antes e após a ascensão do lençol freático, além da tensão vertical inicial atuante (tensão geostática mais o acréscimo de carga induzido pela fundação).

Nos perfis de p_o^* , analisa-se a variação da tensão em dois pontos distintos da camada colapsível, sendo um ponto na parte superior e o outro na parte inferior desta. Na camada superior são mostrados valores de p_o^* , onde o ponto 1 representa a situação inicial (antes da ascensão do nível d'água) e o ponto 2 a situação final (após a ascensão do nível d'água). Já na camada inferior são mostrados valores de p_o^* nas mesmas condições da camada superior, porém, estes estão identificados como 3 e 4, ou seja, (ponto 3) antes e (ponto 4) após a ascensão do lençol freático.

A variação de p_o^* , isto é, a mudança do ponto 1 para o ponto 2 ou do ponto 3 para o ponto 4 dos perfis de p_o^* , resulta na movimentação da curva de escoamento LC e esta variação, por sua vez, também é ilustrada através das curvas do plano (p, s) . Estas curvas estão apresentadas em duas condições: na primeira, as curvas LC estão equilibradas com as tensões geostáticas e com o incremento de carga aplicado pela fundação, antes da ascensão do lençol freático; na segunda, as curvas estão equilibradas com as mesmas solicitações da condição anterior, porém, após a elevação do nível d'água. Essa movimentação implica um acréscimo do domínio elástico do solo devido ao colapso, já que as cargas atuantes permanecem inalteradas ao longo da elevação do lençol freático. Os gráficos que indicam a movimentação da curva LC têm como referência a tensão p_o^* .

Por fim, são apresentados gráficos de p_o^* , P_l e S_r das cotas das camadas superiores e inferiores analisados ao longo do tempo. Nestes gráficos é possível identificar o desenvolvimento do colapso, acompanhando simultaneamente o aumento de tensão de pré-adensamento como resultado do umedecimento do solo (colapso) com a redução da sucção e com o aumento do grau de saturação.

As Fig. 8.27 a 8.42 apresentam as figuras ilustrativas e os conjuntos de resultados obtidos para cada caso analisado.

✓ **Caso PB-1**

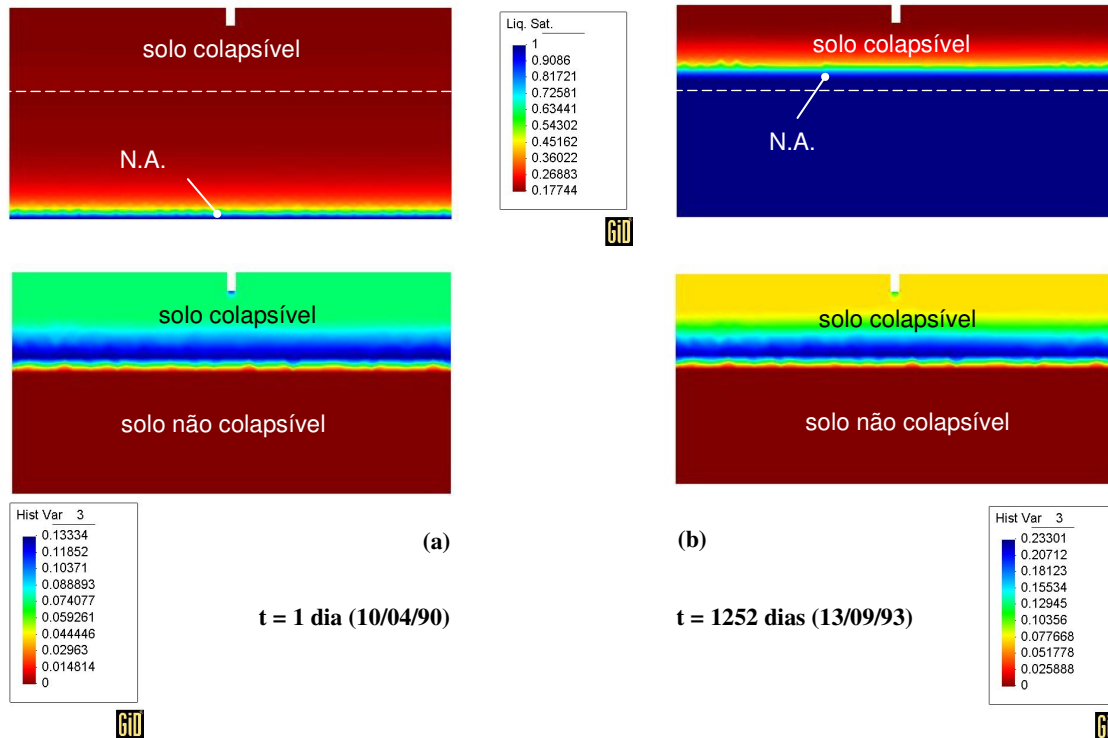


Fig. 8.27. Caso PB-1: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático.

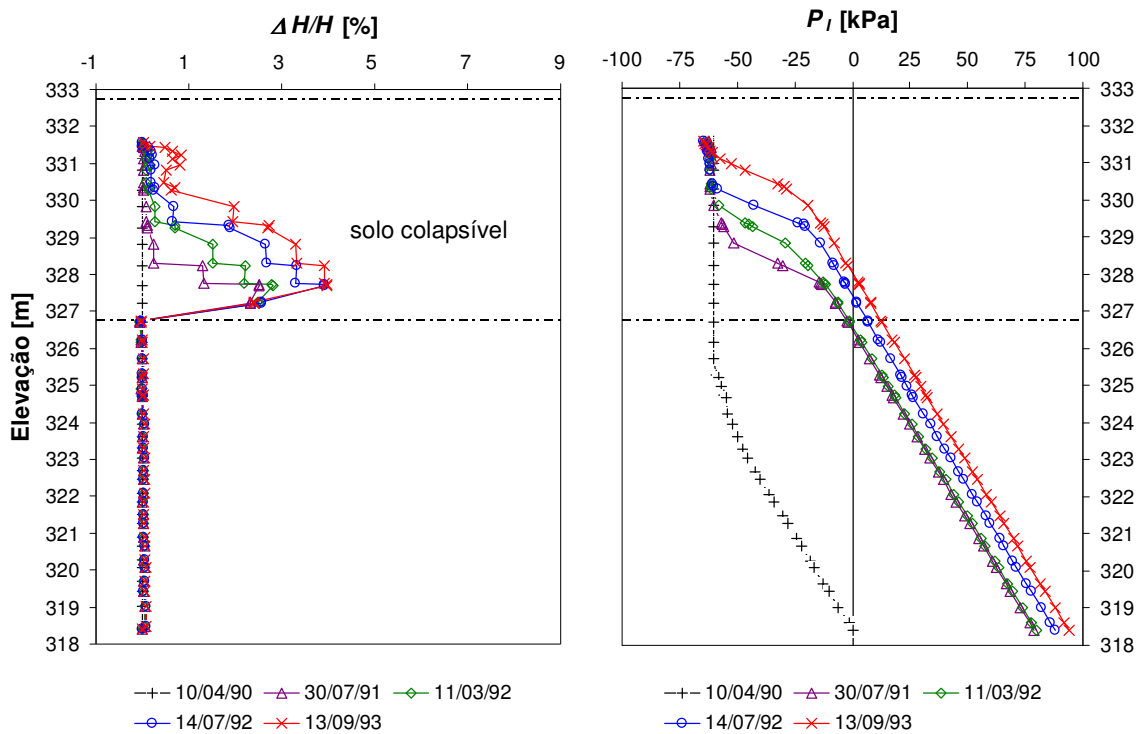
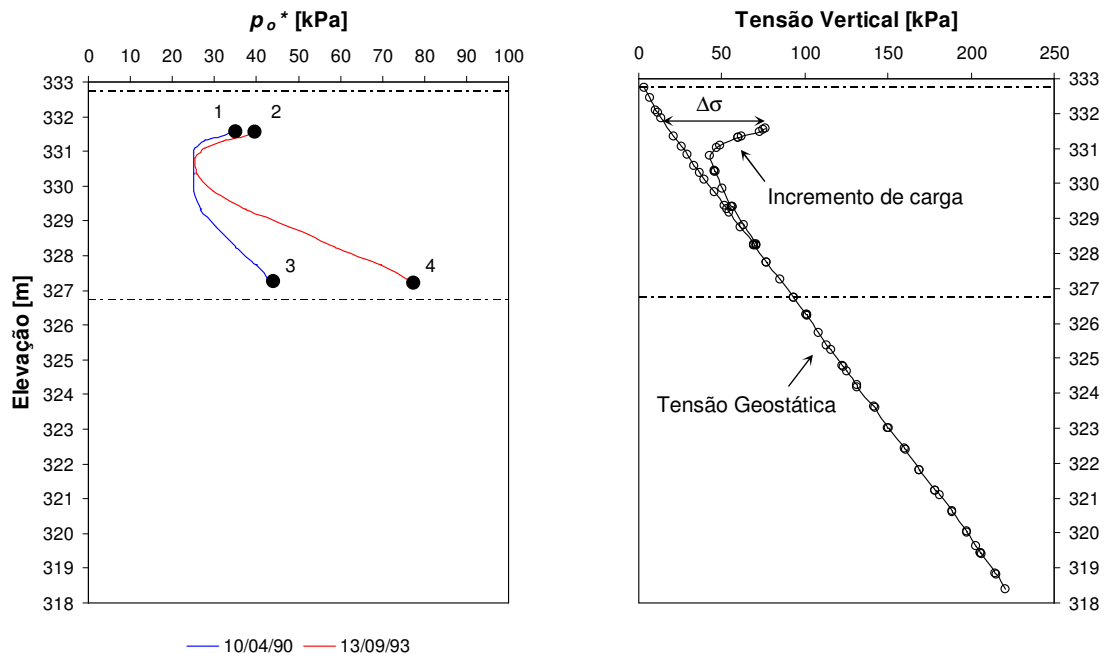
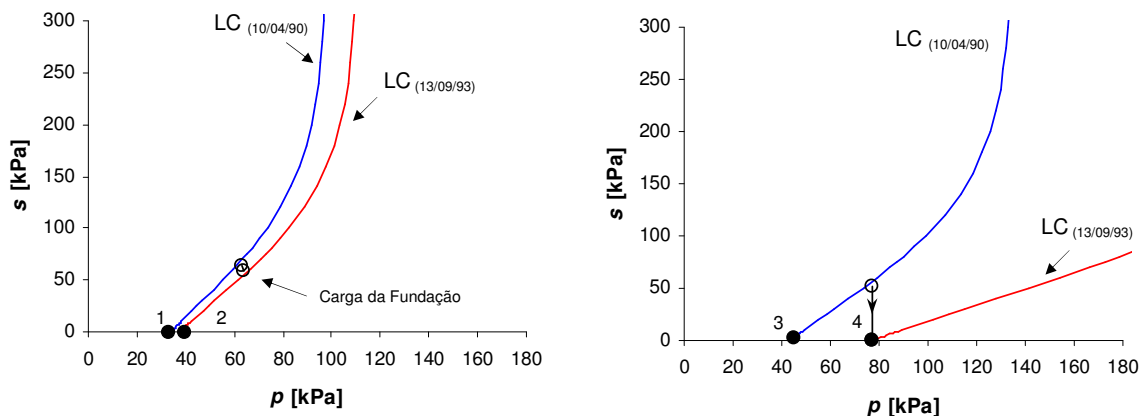


Fig. 8.28. Caso PB-1: Perfis de deformação e de pressão na água durante a elevação do nível d'água.



(a)

(b)



(c)

(d)

Fig. 8.29. Caso PB-1: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 331,6 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 327,2 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático.

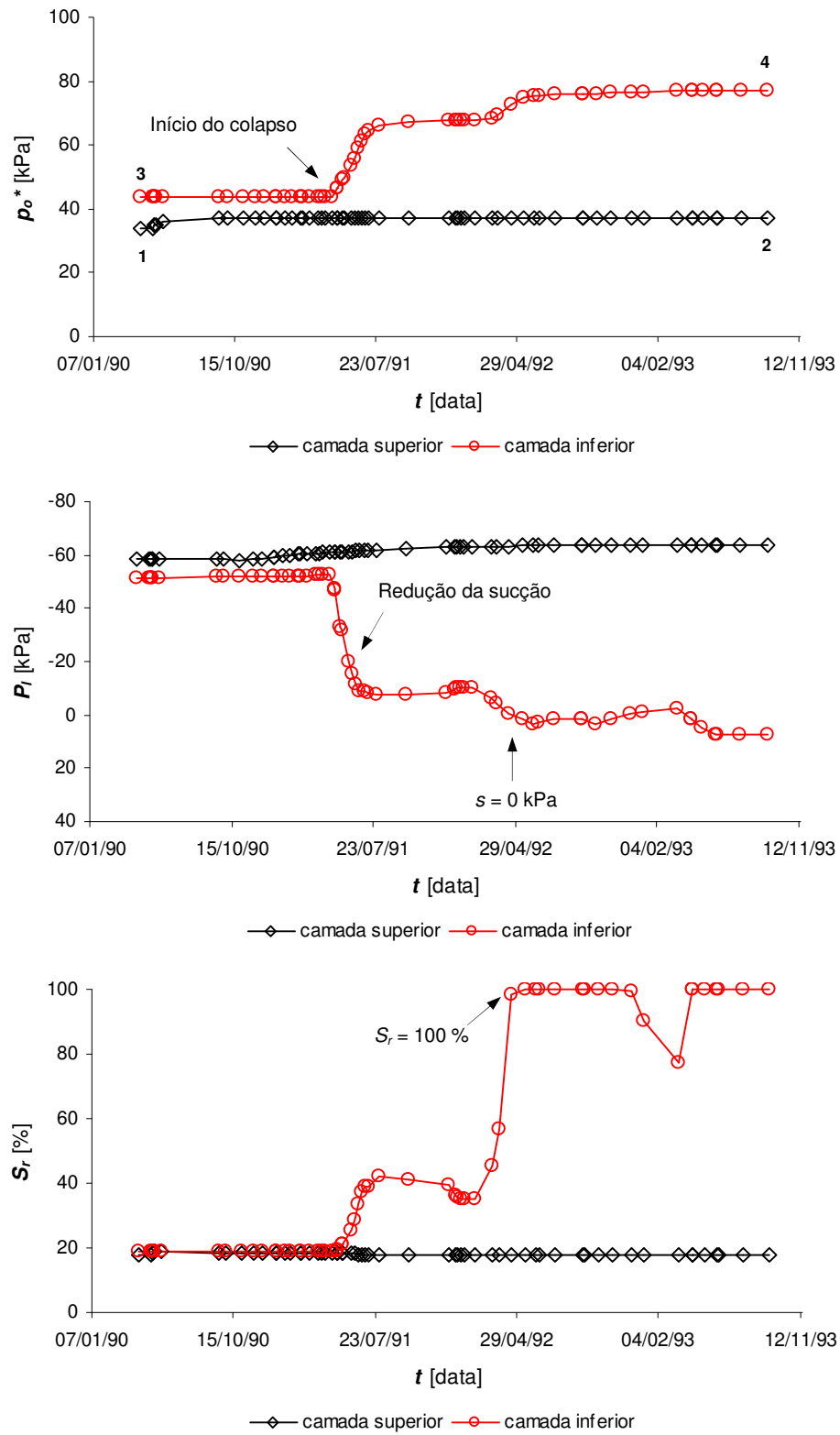


Fig. 8.30. PB-1: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático.

✓ **Caso PB-2**

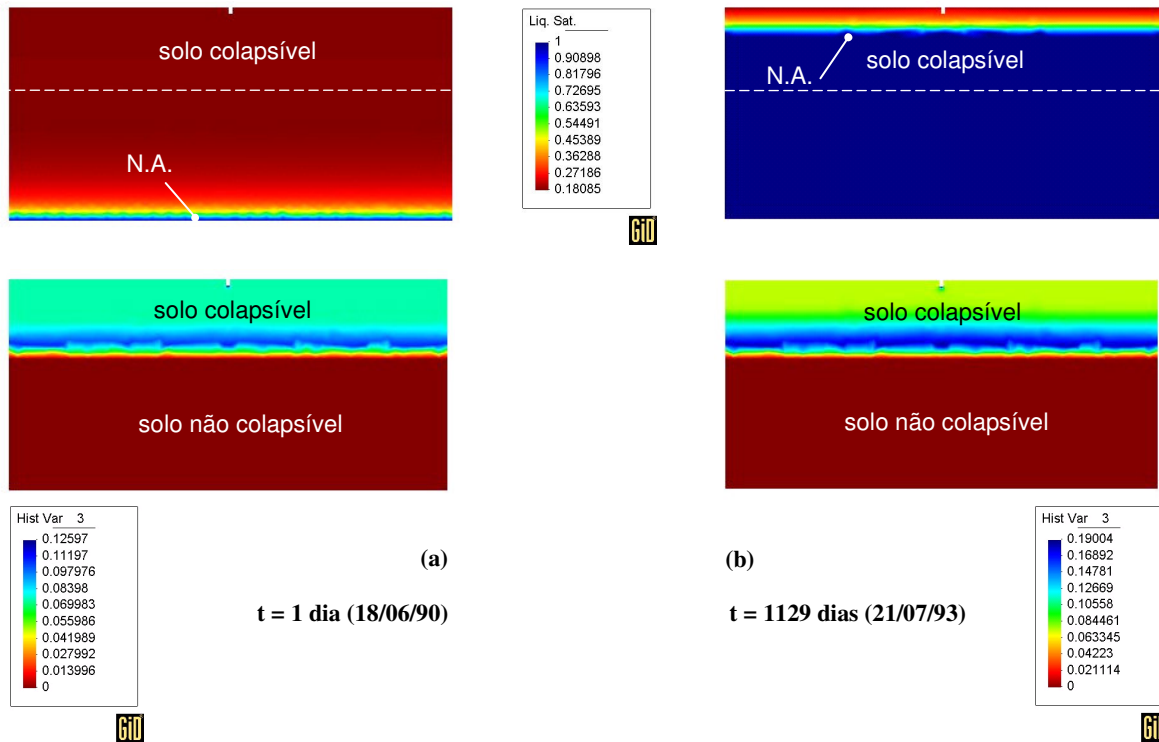


Fig. 8.31. Caso PB-2: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático.

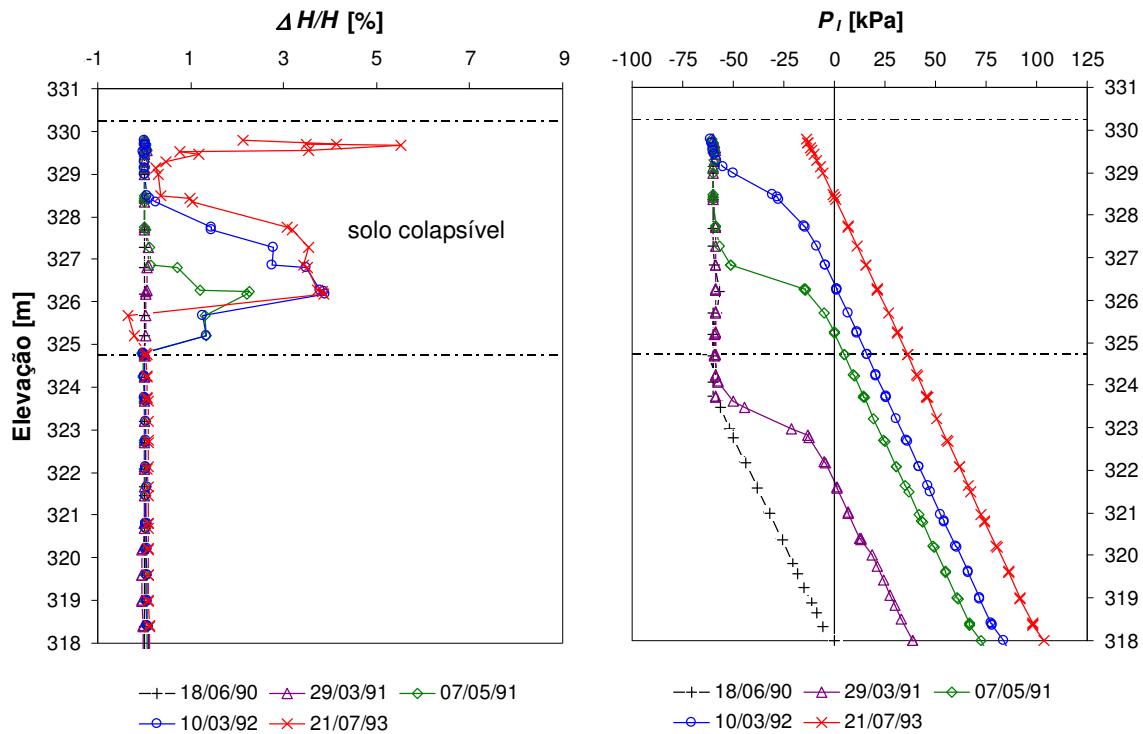
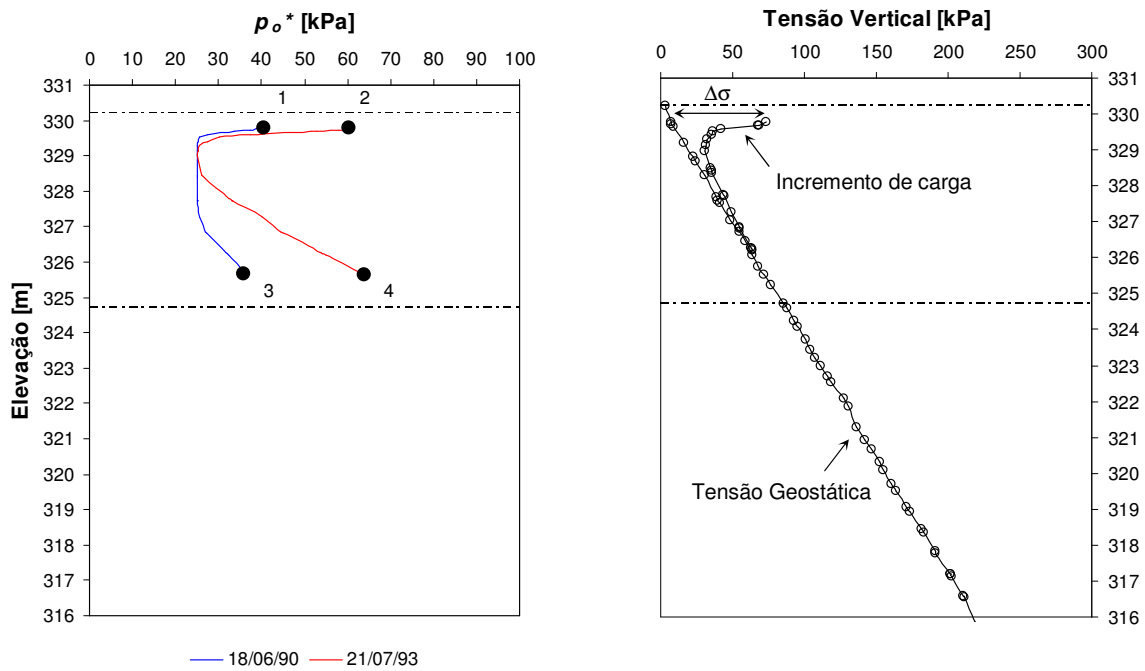
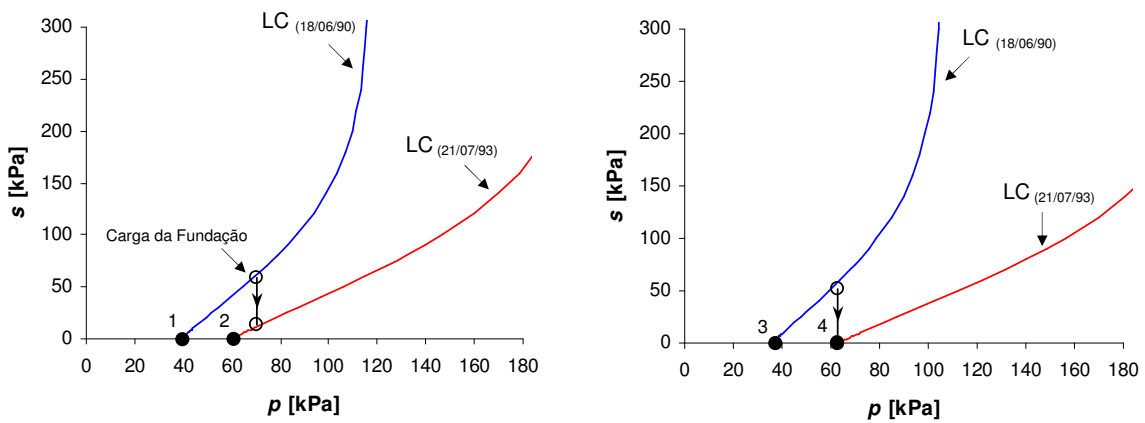


Fig. 8.32. Caso PB-2: Perfis de deformação e de pressão na água durante a elevação do nível d'água.



(a) (b)



(c) (d)

Fig. 8.33. Caso PB-2: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 329,8 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 325,7 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático.

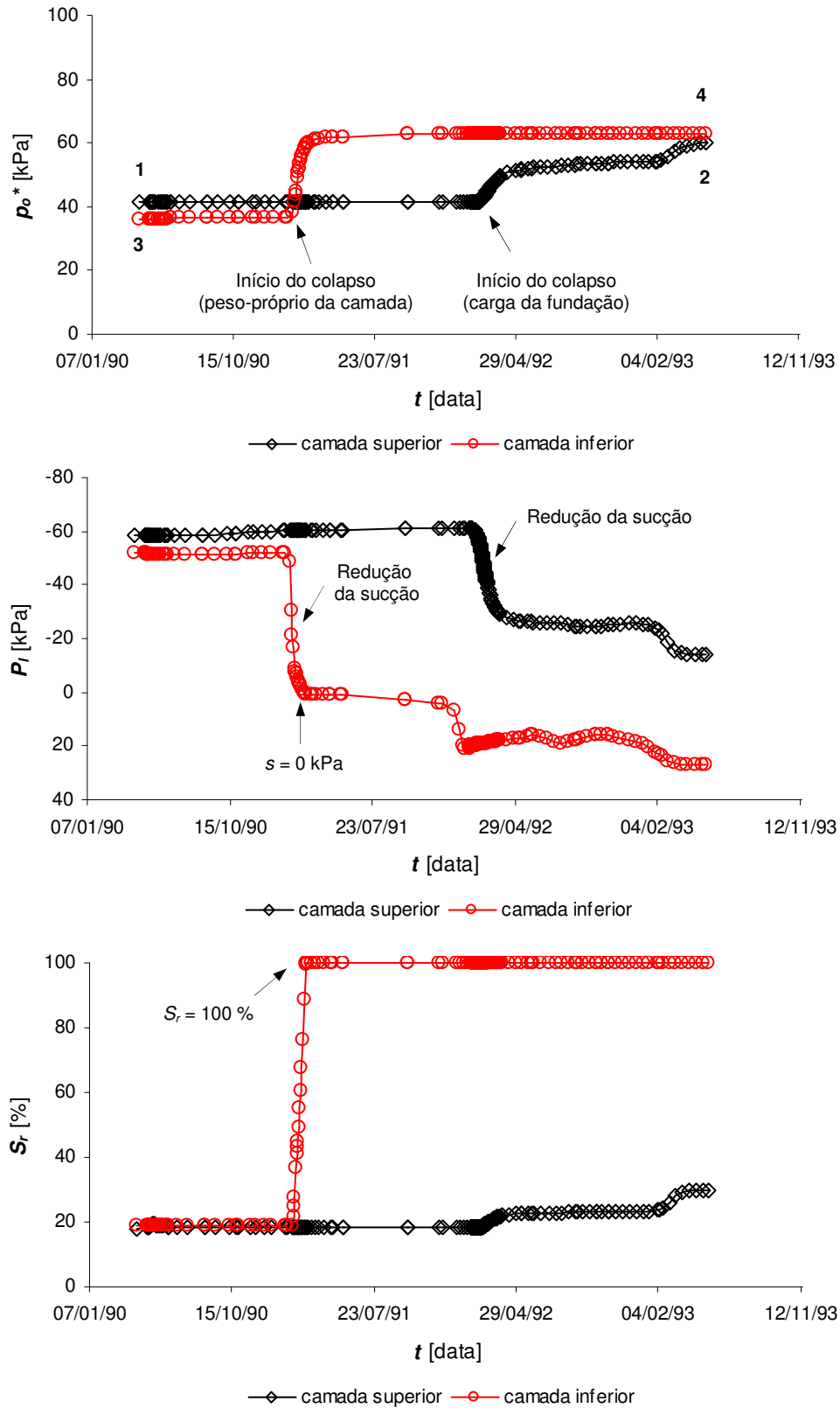


Fig. 8.34. PB-2: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático.

✓ **Caso PB-3**

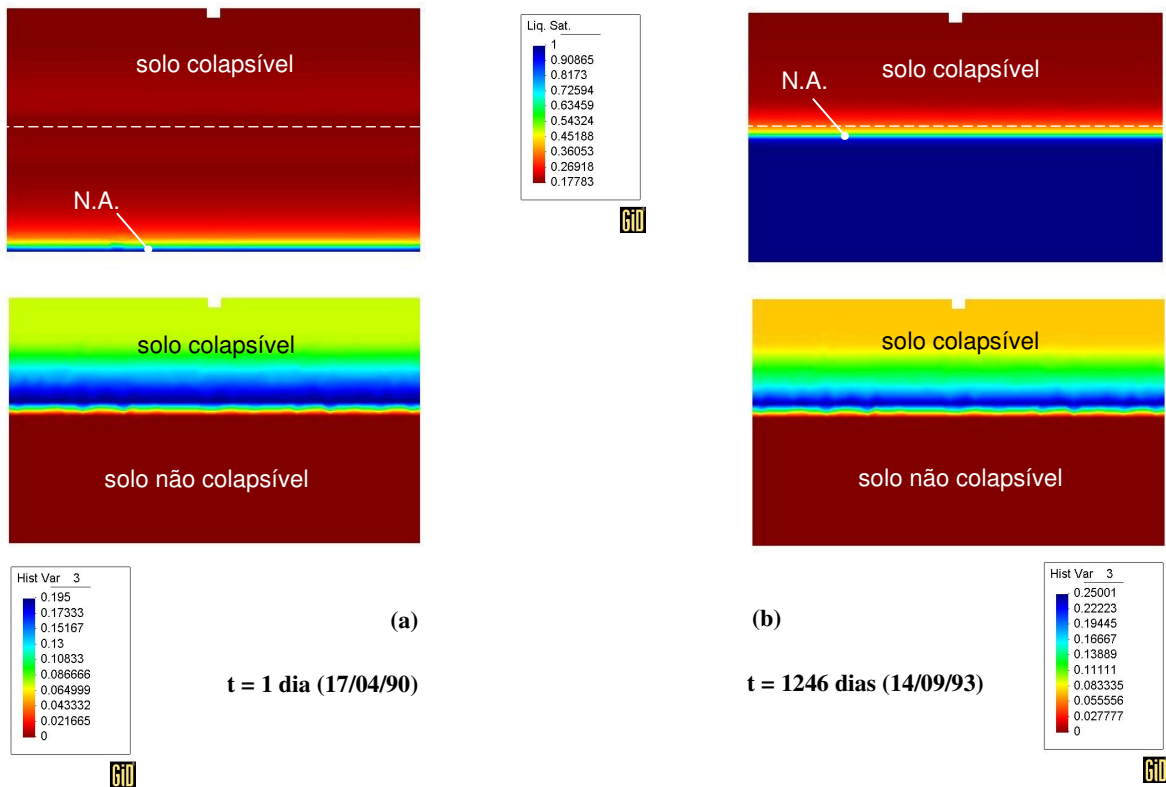


Fig. 8.35. Caso PB-3: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático.

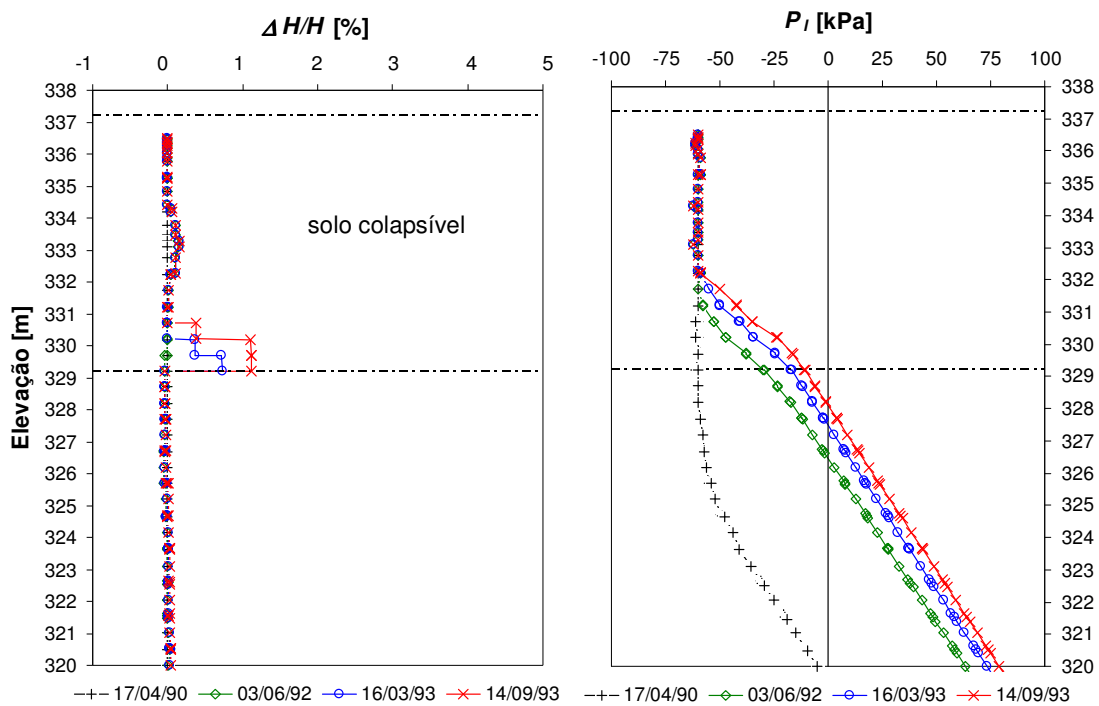


Fig. 8.36. Caso PB-3: Perfis de deformação e de pressão na água durante a elevação do nível d'água.

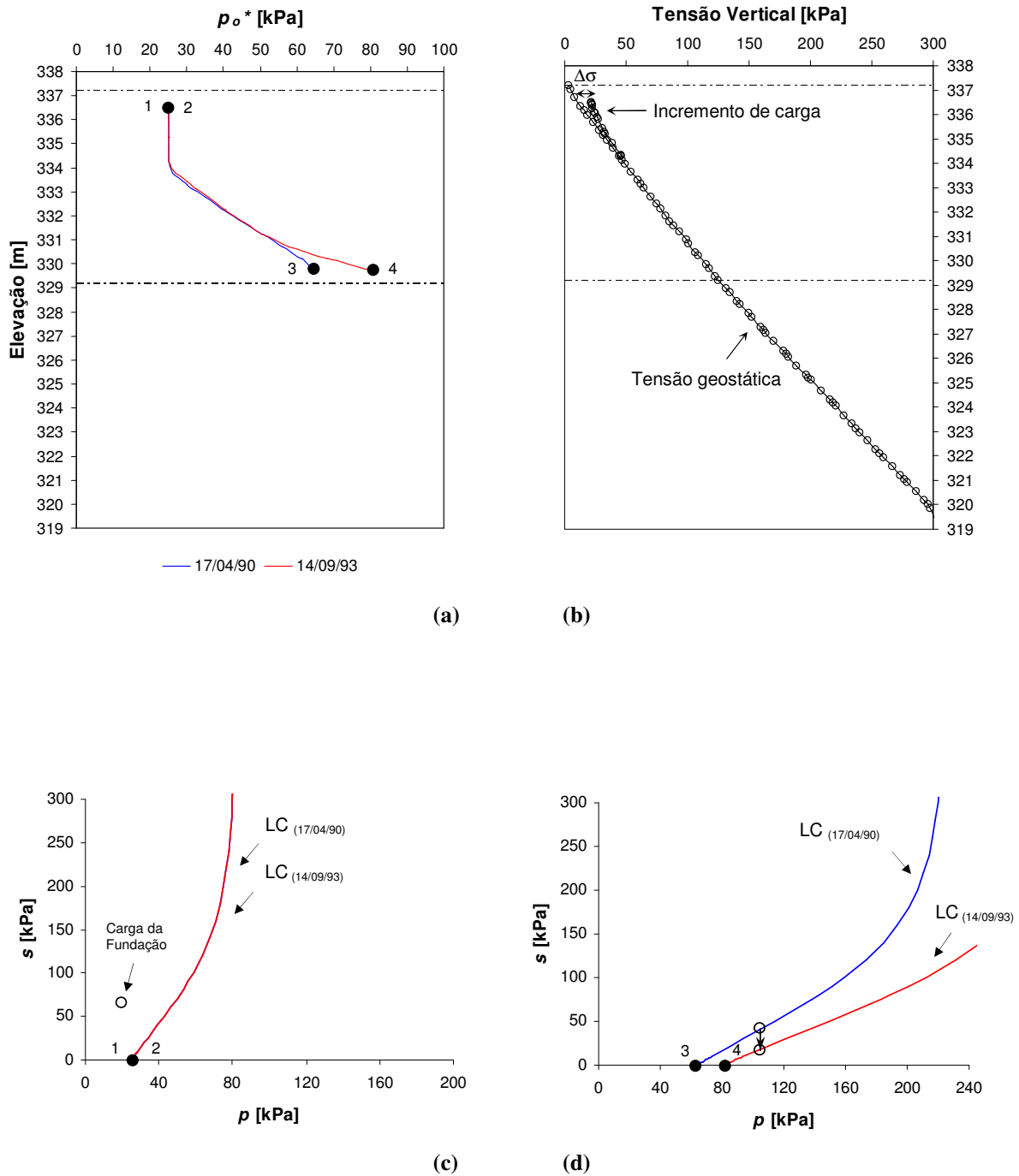


Fig. 8.37. Caso PB-3: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 336,5 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 329,7 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático.

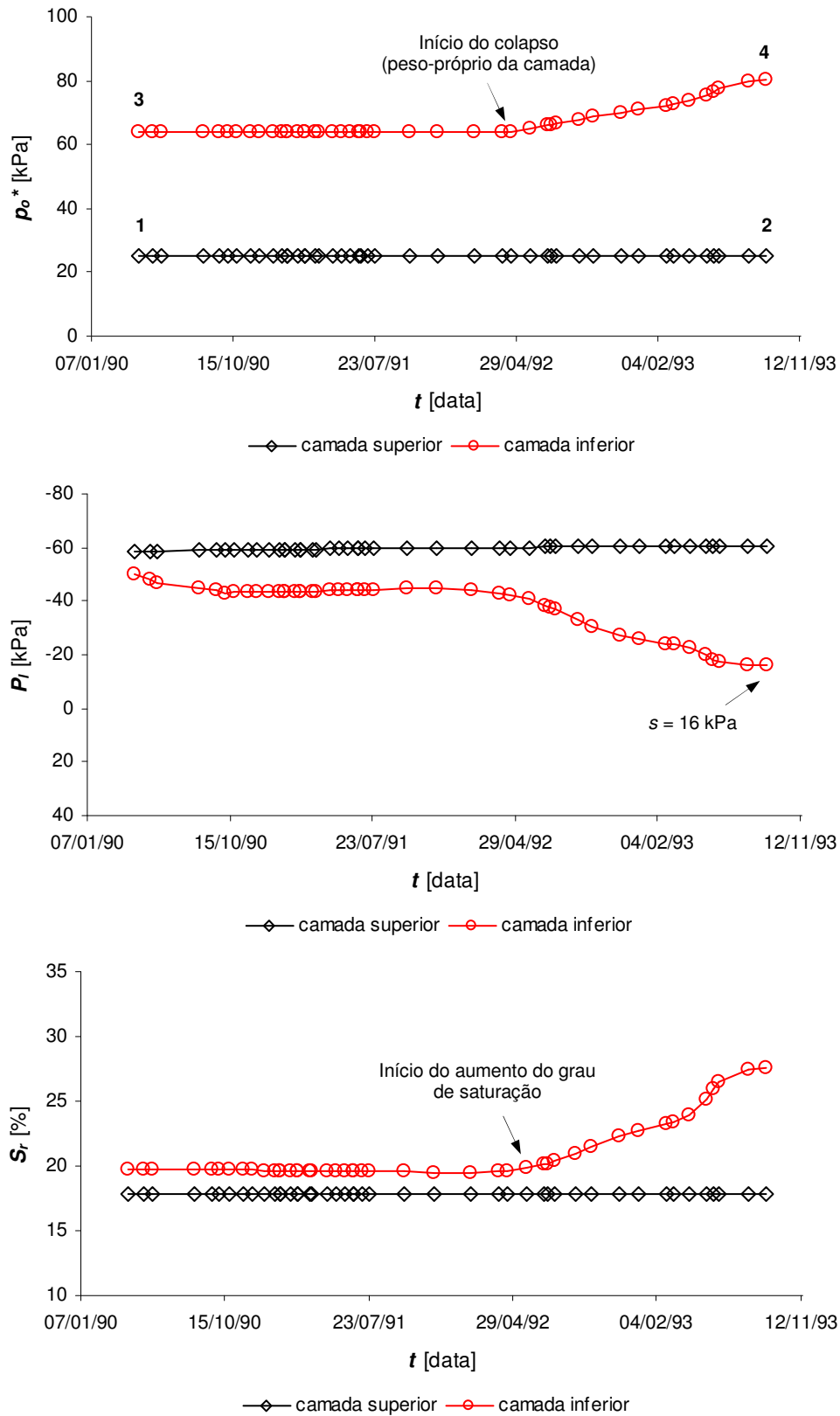


Fig. 8.38. PB-3: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático.

✓ **Caso PB-4**

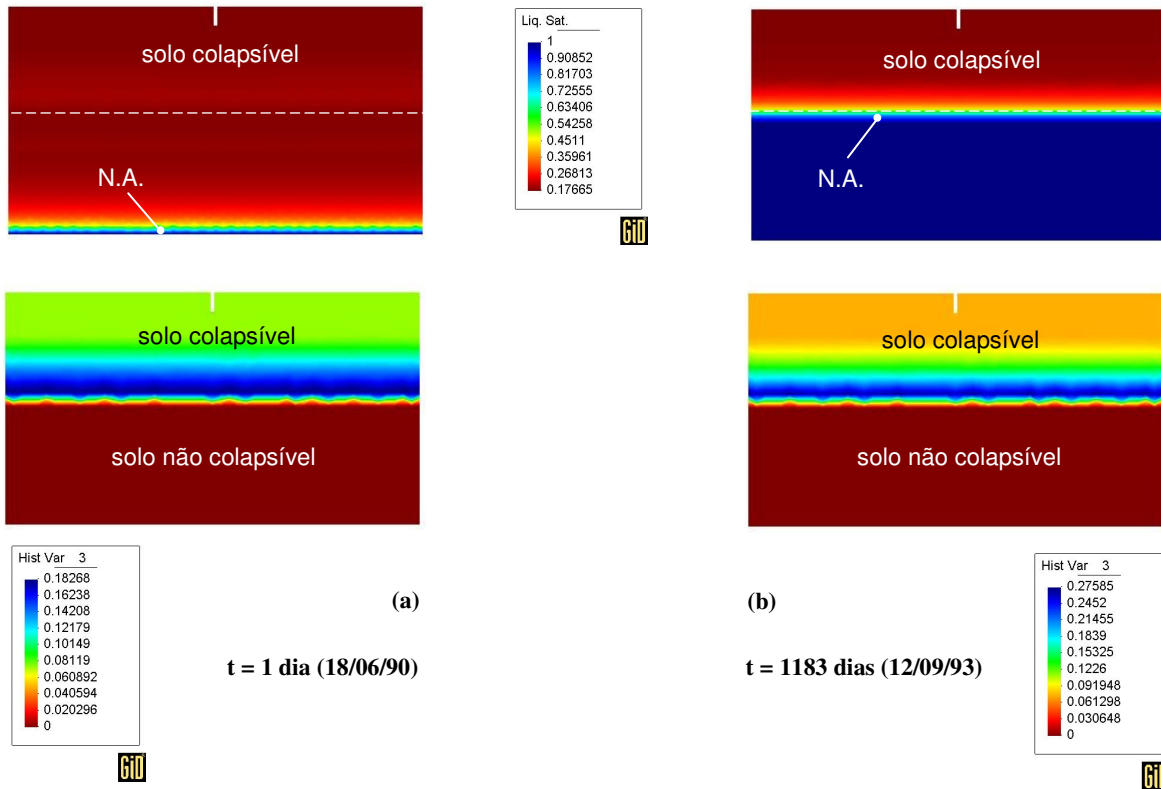


Fig. 8.39. Caso PB-4: Ilustração do grau de saturação e do avanço da plastificação através da Variável de História antes (a) e depois (b) da ascensão do lençol freático.

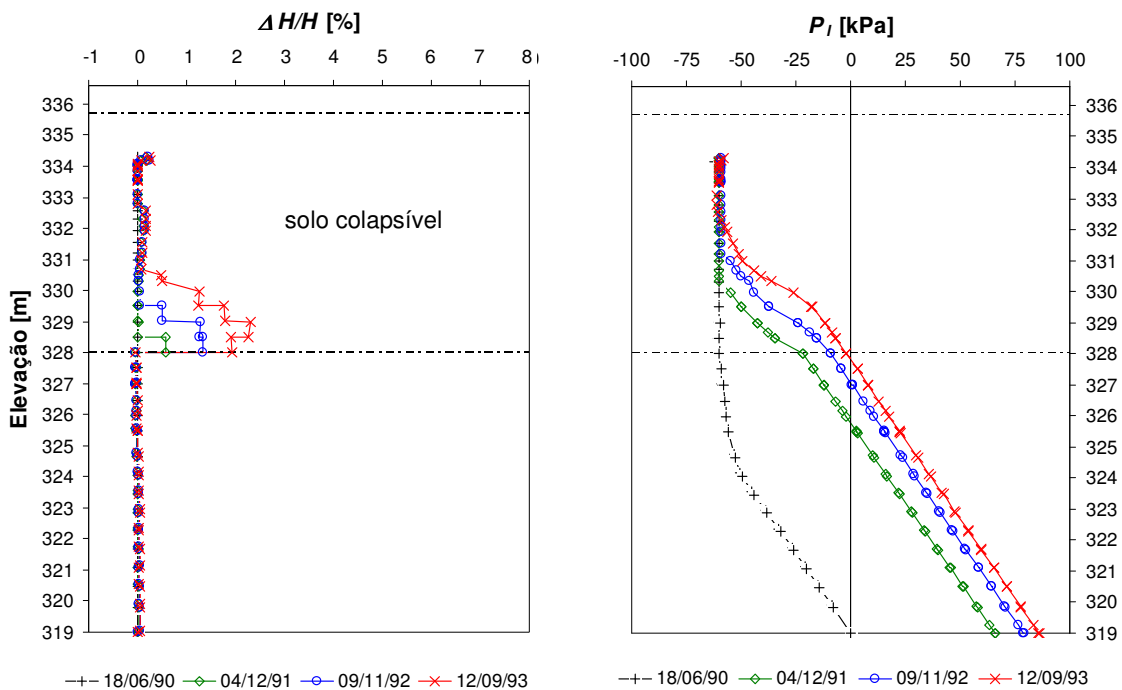


Fig. 8.40. Caso PB-4: Perfis de deformação e de pressão de água durante a elevação do nível d'água.

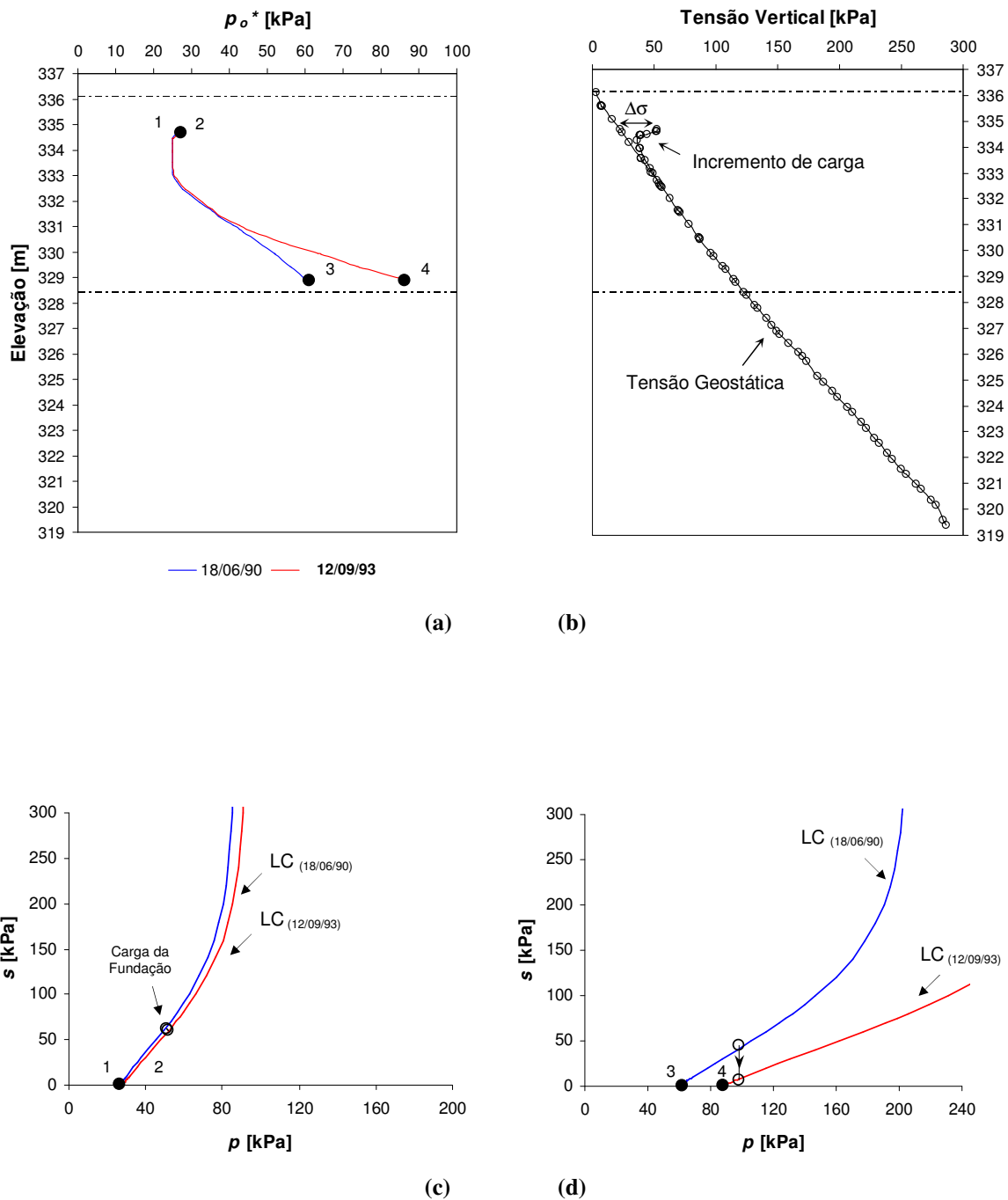


Fig. 8.41. Caso PB-4: (a) Avanço da plastificação do solo durante a ascensão do lençol freático; (b) Tensões verticais distribuídas ao longo do perfil de solo; (c) Curvas LC na cota 334,7 m (camada superior) antes e após a elevação do lençol freático; (d) Curvas LC na cota 328,4 m (camada inferior) antes e após a elevação do lençol freático.

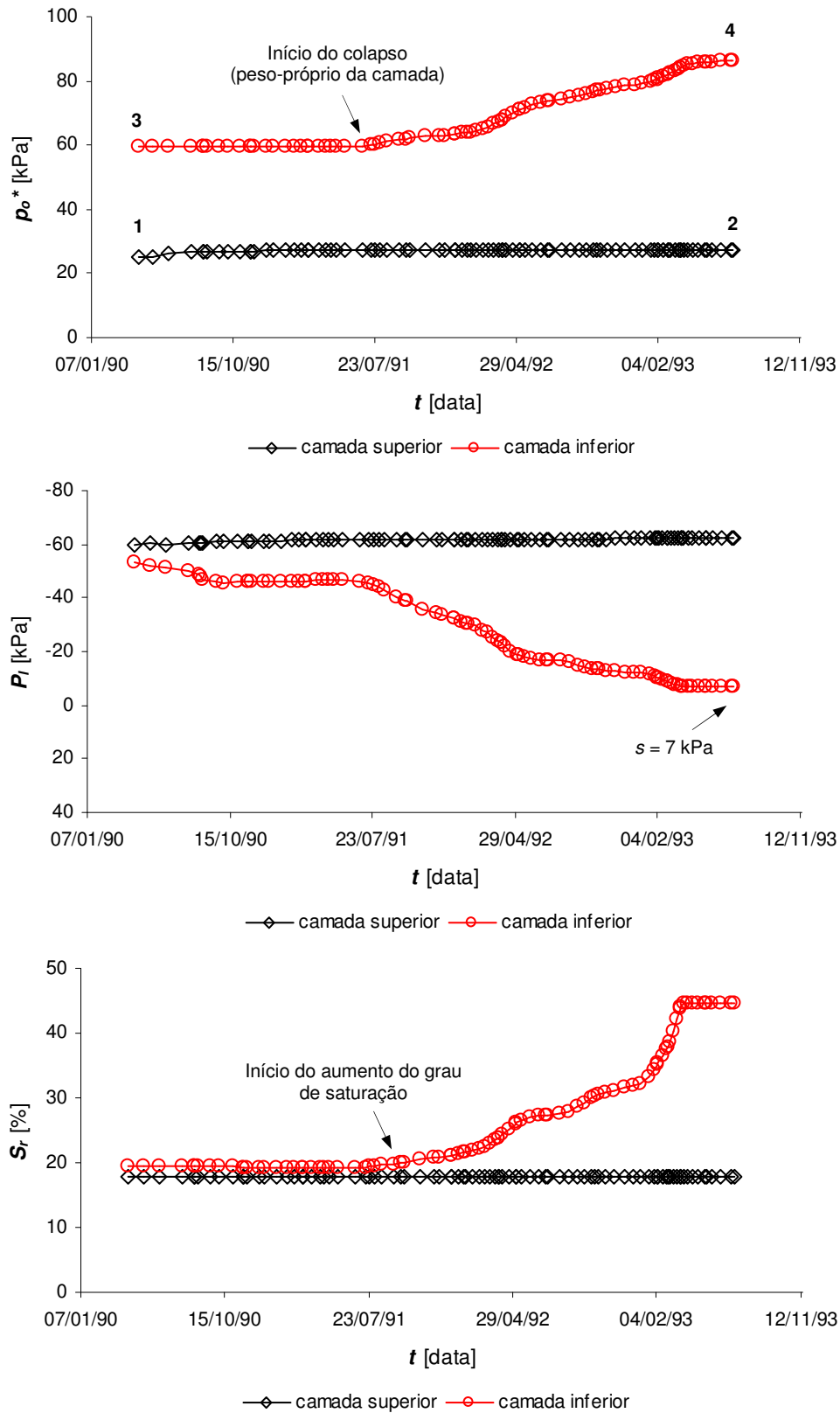


Fig. 8.42. PB-4: Plastificação, pressão na água e grau de saturação do solo ao longo da ascensão do lençol freático.

8.4.3.1 Casos PB-1 e PB-2

O nível d'água alcançou a camada colapsível do caso PB-1, em 30/07/91, mudando a sucção inicial do perfil de 60 kPa para aproximadamente 25 kPa entre as cotas 326,8 m e 327,9 m (Fig. 8.28). É interessante destacar que apesar do nível d'água manter-se na mesma profundidade até 11/03/92, as deformações por colapso aumentaram, provavelmente induzidas pela redistribuição da sucção na busca pelo equilíbrio diante das novas condições hidrodinâmicas.

Em 14/07/92, grande parte do colapso já havia se desenvolvido, mas somente em 13/09/93 o lençol freático alcançou seu nível máximo. Na Fig. 8.28 pode-se verificar que as deformações ocorreram em duas posições ao longo da camada colapsível. As maiores deformações surgiram na base da camada colapsível e devem ser atribuídas à redistribuição da sucção e ao peso-próprio do solo, visto que a influência da carga da fundação é quase desprezível.

No caso PB-2 (Fig. 8.32), é possível verificar que apesar do nível d'água ter-se elevado, não houve recalque por colapso entre 18/06/90 e 29/03/91. Neste período, o nível freático estava posicionado dentro da camada não colapsível. O nível d'água alcançou a camada colapsível somente depois de Abril de 91, causando grandes recalques. A parte inferior da camada colapsível já se encontrava completamente submersa em 10/03/92, enquanto o restante da camada estava sendo gradualmente saturado por capilaridade, induzindo deformações significativas por colapso.

Em 21/07/93, o lençol freático finalmente alcançou seu nível máximo. Neste caso, da mesma forma como ocorreu com o caso PB-1, as deformações surgiram na base e no topo da camada superficial. Contudo neste caso, grandes deformações aconteceram na região da fundação.

As constatações apresentadas acima podem ser confirmadas pelos gráficos das Fig. 8.29 e 8.33 que mostram o avanço da plastificação do solo após a ascensão do lençol freático. Nessas figuras a movimentação da curva LC ocorre ao longo da profundidade da camada colapsível sob duas condições: na primeira condição (em 10/04/90 para o caso PB-1 e em 18/06/90 para o caso PB-2), a curva LC está equilibrada com a tensão geostática, com o incremento de carga induzido pela fundação e com a sucção inicial, isto é, antes da

ascensão do lençol freático; na segunda condição (em 13/09/93 para o caso PB-1 e em 21/07/93 para o caso PB-2), a curva LC está equilibrada com as mesmas hipóteses da condição anterior, porém, após a subida no nível d'água. Essa movimentação implica um acréscimo do domínio elástico do solo no plano (p, e), conforme discussão apresentada no capítulo 2.8.

Na Fig. 8.29 (a), nota-se que após a elevação do lençol freático ocorreu um avanço da plastificação do solo, com o aumento da tensão p_o^* , sobretudo na parte inferior da camada colapsível, o que caracteriza um colapso sob peso-próprio do solo.

Dos perfis de plastificação da Fig. 8.29 (a), dois pontos distintos são analisados. No primeiro, a Fig. 8.29 (c) mostra a posição da curva LC do solo abaixo da base da fundação. Observa-se neste ponto que a curva LC pouco se movimentou no plano (p, s) e que a mudança da sucção próxima à base da fundação praticamente não afetou significativamente o colapso final. A grande parcela de colapso ocorreu no segundo ponto analisado, Fig. 8.29 (d), onde é ilustrada a expansão da curva LC com a saturação da base da camada colapsível.

No caso PB-2 (Fig. 8.33), o avanço da plastificação ocorre de maneira similar, porém, na região abaixo da fundação a plastificação e o colapso do solo são expressivos pela brusca redução da sucção, Fig. 8.33 (c).

As Fig. 8.30 e 8.34 complementam tais constatações, pois é possível analisar simultaneamente a variação de p_o^* ao longo do tempo com a redução da sucção e o aumento do grau de saturação nos dois pontos das camadas colapsíveis.

O ponto importante evidenciado pela simulação numérica é o desenvolvimento das deformações por colapso associadas ao peso-próprio do solo. É usualmente aceitável que o solo estudado não sofreu colapso sob seu peso-próprio e esta constatação é suportada pelo fato que este solo é altamente exposto as condições ambientais numa área sem deficiência de umidade.

Nesta área tipicamente marcada por estações de seca e precipitações bem definidas as evidencias de campo não suportam a ocorrência de colapso de solo governado sob seu peso-próprio. Deste modo, o colapso sob peso-próprio deve ser atribuído a modificações significativas das condições de tensão e de sucção da camada numa extensão nunca alcançada em tempos recentes. De fato, conforme mostra a Fig. 8.43, a variação sazonal

ocorre somente na porção mais superficial do perfil geotécnico. Nessa parte, a tensão e o grau de saturação ou a sucção estão equilibradas para o intervalo de sucção experimentado pelo solo. A ascensão do lençol freático submergiu a base do solo colapsível desequilibrando a relação entre o nível de sucção e o peso-próprio do solo, conduzindo ao colapso e a uma nova condição de equilíbrio. Para profundidades superiores a 2 m, o grau de saturação é quase sempre constante e provavelmente nunca alcançou valores registrados após a elevação do nível d'água que submergiu parte do solo colapsível.

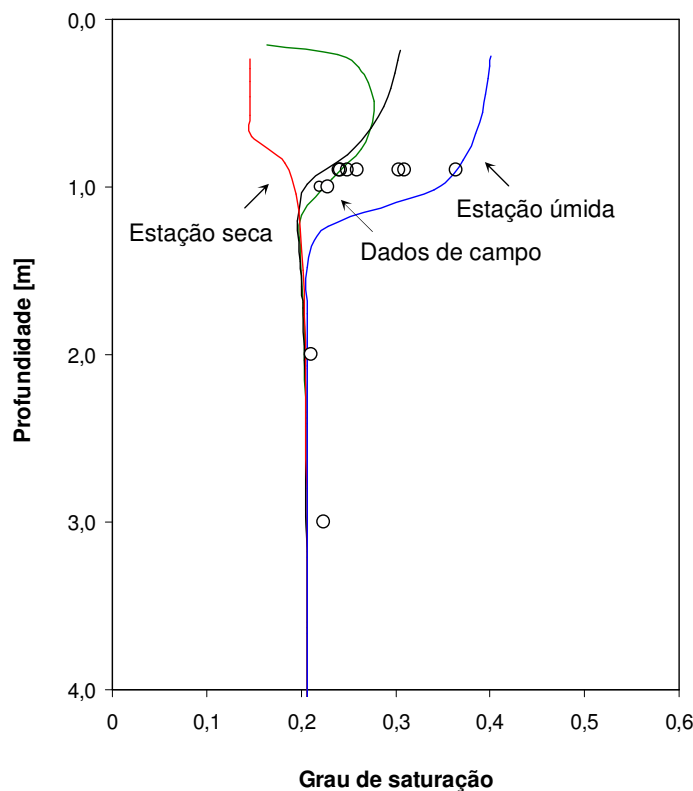


Fig. 8.43. Simulação (THM) da variação do grau de saturação da região de Pereira Barreto.

A Fig. 8.43 que serve de apoio nas análises é o resultado dos pares sucção-grau de saturação obtidos no campo por meio do monitoramento efetuado nesta pesquisa e da simulação numérica da sucção realizada através do programa Code_Bright. Nesta figura, os perfis de grau de saturação calculados numericamente foram determinados aplicando-se a condição de contorno atmosférica (apresentada na seção 3.5.3).

8.4.3.2 Casos PB-3 e PB-4

No caso PB-3 é possível constatar que o nível d'água não alcançou a camada colapsível durante o monitoramento registrado (Fig. 8.36). A posição final do lençol freático restringiu-se à camada de solo residual. Embora as deformações mostrem pequenos colapsos na região próxima à base da camada colapsível é importante realçar que a base da camada não foi saturada. Nesse local, a base da camada foi gradualmente saturada por capilaridade, induzindo deformações sob o peso-próprio do solo. Portanto, os colapsos registrados devem ser atribuídos às mudanças de sucção e ao peso-próprio da camada, uma vez que a carga da fundação é insignificante.

No caso PB-4, a ascensão do lençol freático alterou a redistribuição da sucção na camada não colapsível. Digno de nota é que mudanças de sucção também aconteceram na camada colapsível com valores de sucção próximos de zero ($P_l = 0$ kPa). Neste caso, as deformações calculadas indicam colapso na região próxima à base da camada colapsível. O solo coluvionar foi alcançado pelo lençol freático somente em 13/09/93, saturando parcialmente sua base. O restante da camada colapsível foi saturada gradualmente por capilaridade, induzindo deformações por colapso pelo peso-próprio do solo.

Em 12/09/93 o nível de água finalmente alcançou seu nível máximo durante o monitoramento de campo. De acordo com os resultados apresentados, novamente a maior parte do colapso registrado aconteceu na base da camada superficial. Este fato deve ser associado às mudanças da sucção no solo equilibrado sob seu peso-próprio.

Na Fig. 8.37 (a), nota-se que após a elevação do lençol freático aconteceu um pequeno avanço da plastificação do solo, com o aumento da tensão p_o^* , na parte inferior da camada colapsível.

Dos perfis de plastificação da Fig. 8.37 (a), dois pontos distintos são verificados. A Fig. 8.37 (c) mostra a posição da curva LC do solo na cota 336,5 m (abaixo da fundação). Nesta cota, observa-se que a curva LC não se movimentou no plano (p, s) durante a ascensão do lençol freático. É interessante destacar que se a base da fundação fosse saturada não haveria colapso, já que a carga aplicada pela fundação é pequena. O colapso ocorreu na base da camada pela redução da sucção, mas sem que houvesse a saturação da camada de solo colapsível, conforme ilustra a Fig. 8.37 (d).

No caso PB-4 (Fig. 8.41), o avanço da plastificação ocorre de maneira semelhante, porém, a carga da fundação é maior. Neste caso, se o lençol freático alcançasse a região da fundação ocorreria uma nova parcela de colapso.

As Fig. 8.38 e 8.42 complementam tais informações, já que é possível verificar simultaneamente a variação de p_o^* ao longo do tempo com a redução da sucção e o aumento do grau de saturação nos dois pontos das camadas colapsíveis.

Nestes dois casos, os recalques e as deformações ocasionados pelo umedecimento são menores em relação aos casos PB-1 e PB-2. Com base nos resultados numéricos, conclui-se que não ocorreram deformações próximas à base da fundação, além disso, a base da camada colapsível não submergiu com a subida do nível d'água. Deste modo, novamente o ponto importante evidenciado pela simulação numérica é o desenvolvimento das deformações por colapso associadas ao peso-próprio do solo como resultado da diminuição da sucção pela ascensão do lençol freático.

8.4.4. Análises de Sensibilidade

Nesta seção são apresentadas análises de sensibilidade. As análises têm como finalidade investigar a influência de algumas variáveis associadas ao fenômeno sobre os resultados apresentados de previsão de colapso. Todos os cálculos foram executados para o caso PB-1 e seguem basicamente três orientações:

- Sensibilidade Geológica: trata de alterações da espessura da camada colapsível e da posição final do lençol freático, permitindo averiguar a influência geométrica na composição do problema estudado.
- Sensibilidade a Carga da Fundação: a variação da carga aplicada na fundação viabiliza análises mais refinadas desta importante condição de contorno, uma vez que o colapso é dependente das tensões atuantes no maciço de solo. Além disso, as tensões das fundações adotadas nos cálculos (Tabela 8.1) são valores médios estimados anteriormente e de forma simplificada.
- Sensibilidade de Parâmetros Constitutivos (p_o^* , β , r): são parâmetros mecânicos do modelo BBM que afetam o comportamento colapsível do solo.

8.4.4.1. Geológica

Nesta seção são apresentadas análises de sensibilidade geológica. As análises foram realizadas alterando-se a posição do lençol freático e da base da camada colapsível, mantendo-se sempre a mesma espessura da camada colapsível submersa após a ascensão do lençol freático. Em outras palavras, pode-se dizer que, aumentando-se 1 m a espessura da camada colapsível, o nível freático foi rebaixado 1 m.

A Fig. 8.44 demonstra esta relação.

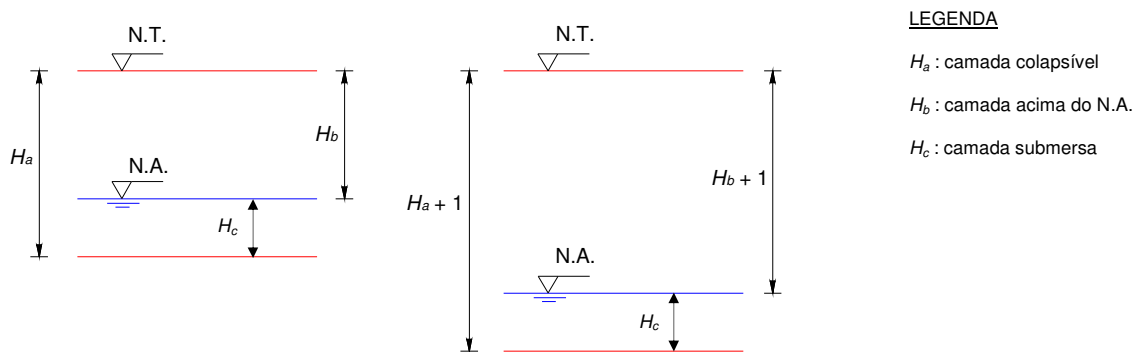


Fig. 8.44. Relação entre a espessura da camada colapsível e a profundidade do nível d'água.

Na Tabela 8.7 apresenta-se a relação entre a espessura da camada colapsível e a posição do lençol freático adotada nas simulações de sensibilidade geológica.

Tabela 8.7. Dados de sensibilidade geológica do caso PB-1.

Espessura total da camada colapsível [m]	Profundidade final do nível d'água [m]
3	1,9
4	2,9
5	3,9
6*	4,9
7	5,9
8	6,9

* Espessura original

As análises foram realizadas debaixo da carga aplicada pela fundação (ponto 1) e na superfície do terreno (ponto 2) de acordo com a Fig. 8.45.

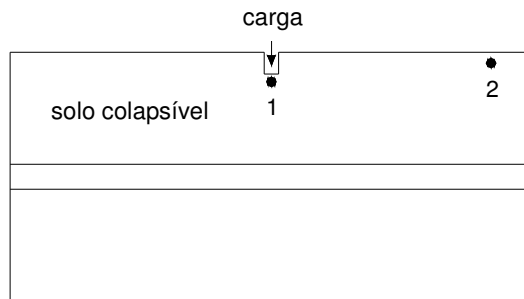


Fig. 8.45. Sensibilidade geológica: análises debaixo da fundação (ponto 1) e na superfície do terreno (ponto 2).

As Fig. 8.46 e 8.47 apresentam os resultados das simulações dos recalques realizadas nos pontos 1 e 2.

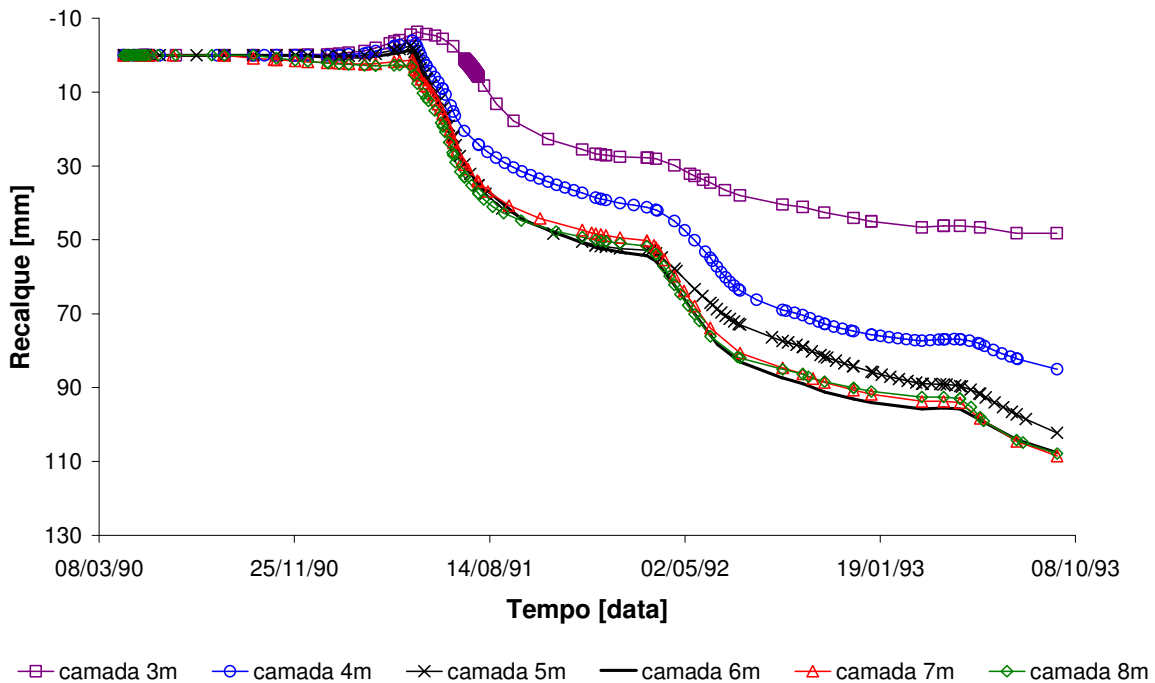


Fig. 8.46. Resultados de análises de sensibilidade geológica realizadas debaixo da fundação (ponto 1).

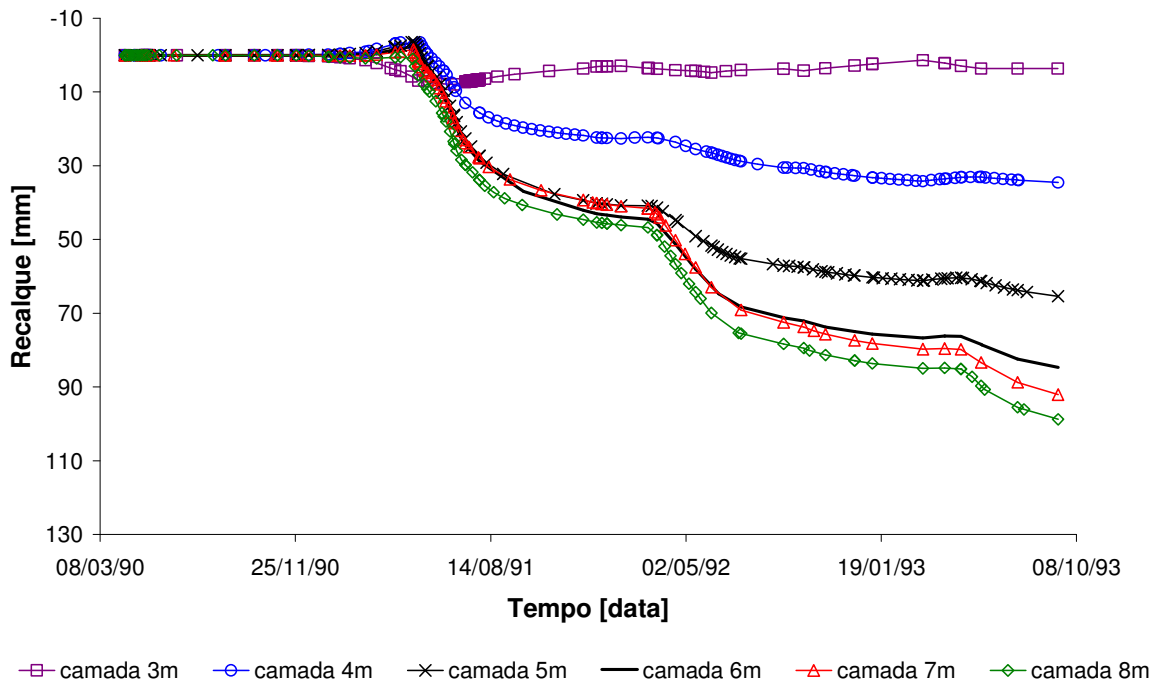


Fig. 8.47. Resultados de análises de sensibilidade geológica realizadas na superfície do terreno longe da fundação (ponto 2).

Conforme se pode observar na Fig. 8.46, aumentando-se a espessura da camada colapsível e, ao mesmo tempo, rebaixando-se o nível d'água, os recalques por colapso do solo tendem a aumentar. Os recalques das camadas menos espessas são governados pela carga aplicada pela fundação, enquanto os recalques das camadas mais espessas são condicionados pela tensão vertical atuante na porção inferior da camada colapsível. Os recalques obtidos para as camadas de 3 e 4 metros são atribuídos às mudanças de sucção que ocorrem na bulbo de pressão gerado pela carga de fundação. Em todas às simulações, principalmente, para as camadas mais espessas, os recalques basicamente ocorrem pela saturação da base da camada colapsível e pelas mudanças de sucção decorrentes do equilíbrio de umidade após a ascensão do lençol freático na porção não saturada da camada.

Na Fig. 8.47, as análises foram realizadas longe da região influenciada pela carga da fundação. Nesta figura é possível observar com maior clareza que a magnitude dos recalques é dependente da espessura da camada colapsível.

Quando a camada colapsível com espessura de 3 m é saturada pela base praticamente não ocorre colapso sob o peso próprio do solo. Um colapso de cerca de 30

mm é observado para as camadas com 4 m e colapsos superiores a 60 mm são obtidos para camadas com espessuras iguais ou superiores a 5 m.

Em geral, mantendo-se a espessura saturada da camada colapsível, os recalques se distinguem basicamente pelo aumento da espessura da camada. Nas camadas mais espessas as tensões atuantes na base são maiores, o que potencializa maiores recalques por colapso como resultado da submersão do solo.

8.4.4.2. Carga da Fundação

Nesta seção são apresentadas análises de sensibilidade à carga do caso PB-1. As análises foram realizadas alterando-se a carga aplicada pela fundação. As tensões selecionadas foram 0, 25, 50, 100, 125 e 150 kPa. A tensão de 76 kPa serve de referência pois trata-se da tensão média original adotada nos cálculos anteriores e que foi estimada após as inspeções dos materiais e da geometria das fundações.

A Fig. 8.48 apresenta os resultados obtidos.

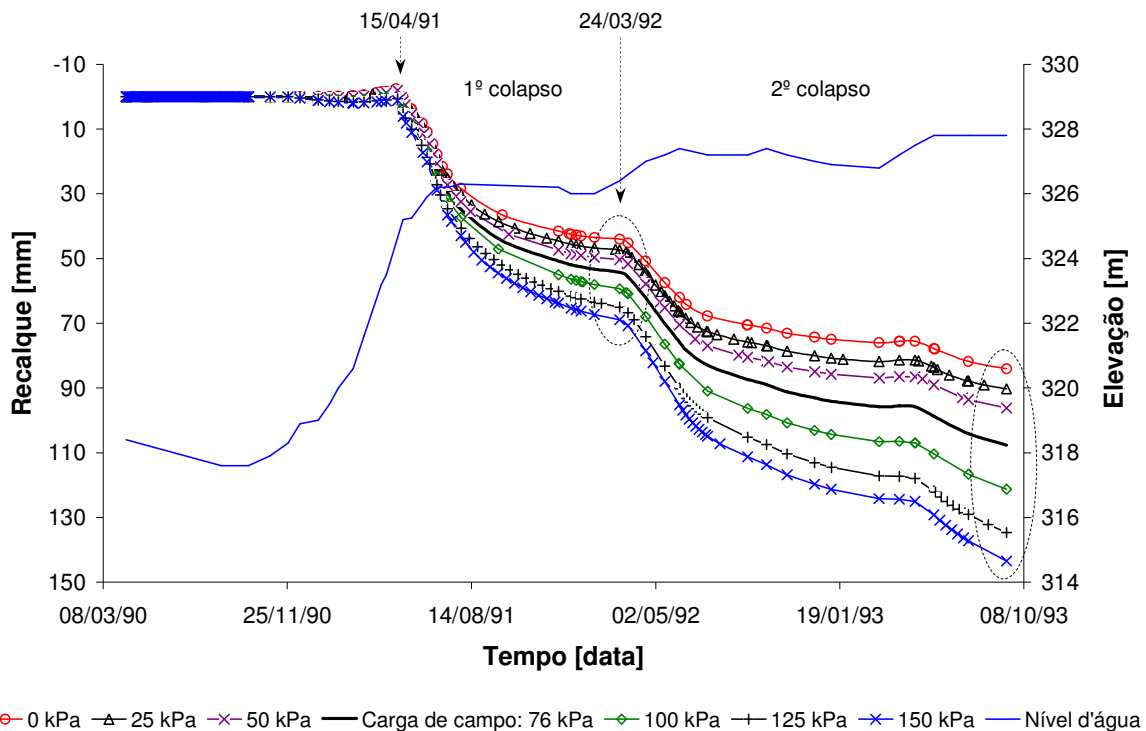


Fig. 8.48. Resultados de análises de sensibilidade à carga da fundação.

Os resultados mostram que os recalques variaram de 84 a 143 mm com o aumento da tensão de 0 a 150 kPa. Na Fig. 8.48 nota-se um aspecto interessante nos períodos circunscritos que delimitam o 1º colapso e o 2º colapso. A variação dos recalques é maior no trecho final do período que define o 2º colapso. Este comportamento está associado à mudança de sucção que ocorre na região da fundação como consequência da posição do nível d'água que está mais próximo da superfície do terreno. Portanto, neste trecho, é de se esperar uma variação maior dos recalques, já que se trata da porção do terreno onde está localizado o bulbo de pressão gerado pela aplicação da carga da fundação.

8.4.4.3. Parâmetros Constitutivos

Nesta seção são apresentados resultados de sensibilidade a alguns parâmetros constitutivos. Os parâmetros selecionados para as análises foram p_o^* , β e r . Os outros parâmetros usados nos cálculos foram $p^c = 1$ kPa, $\lambda(0) = 0,1412$ e $\kappa = 0,013$.

As Fig. 8.49, 8.50 e 8.51 mostram as formas das curvas LC, respectivamente, para mudanças de p_o^* , β e r e as Fig. 8.52, 8.53 e 8.54 apresentam os resultados obtidos das análises de sensibilidade aos parâmetros selecionados para o caso PB-1.

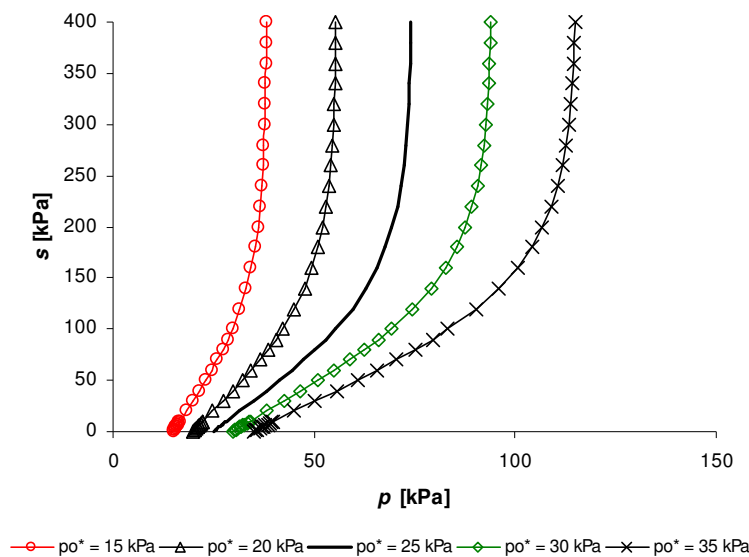


Fig. 8.49. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro p_o^* .

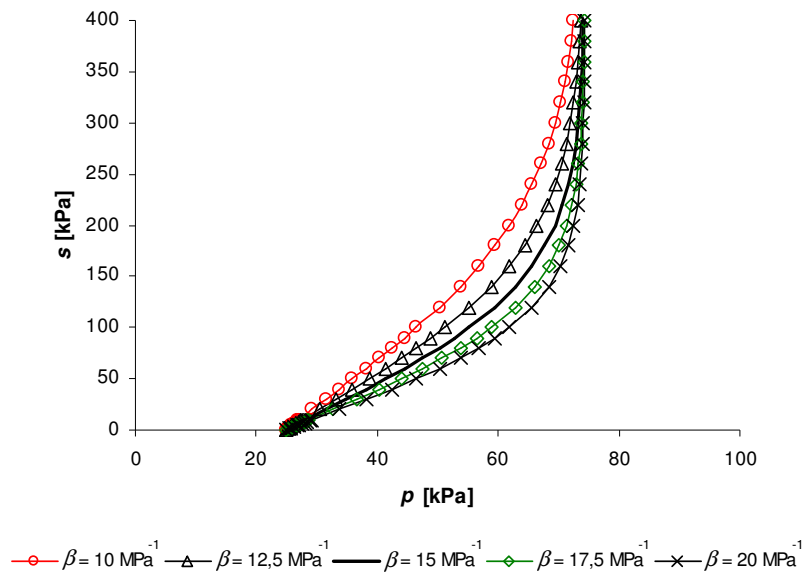


Fig. 8.50. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro β .

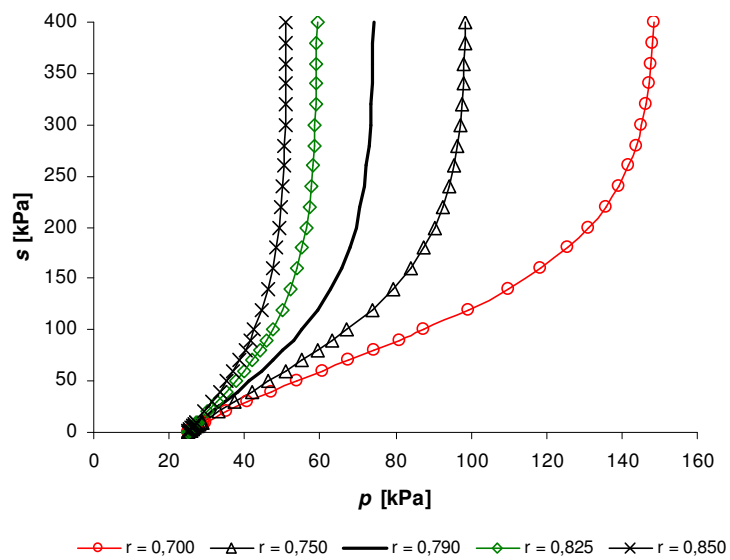


Fig. 8.51. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro r .

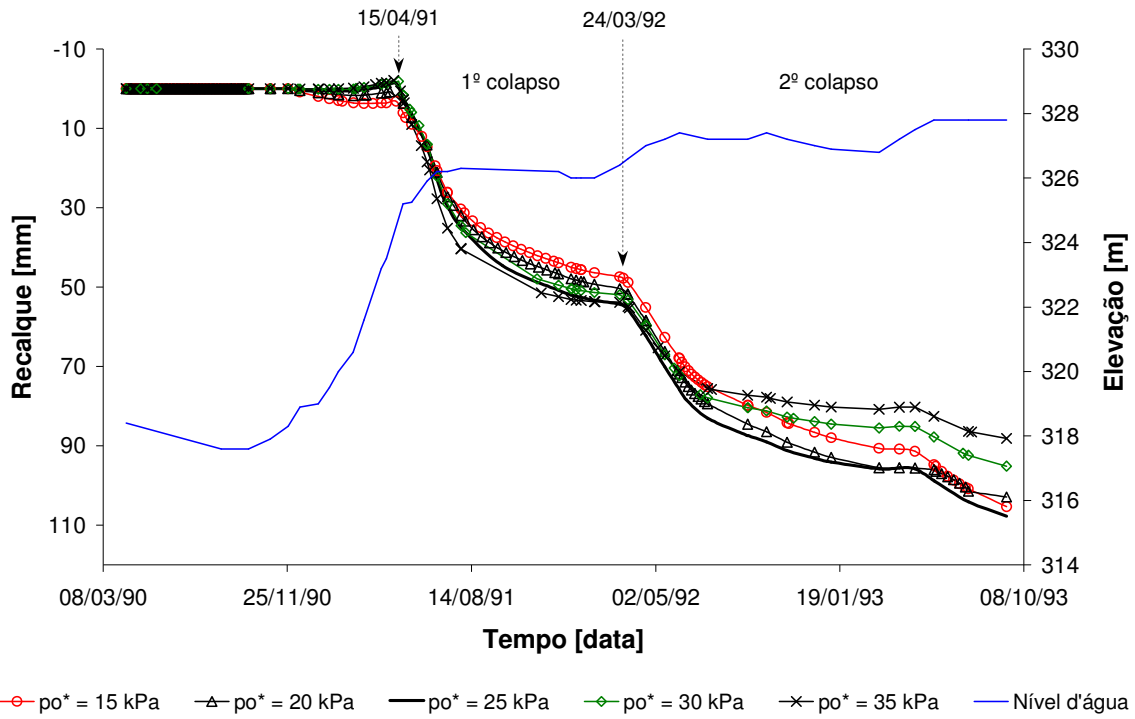


Fig. 8.52. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro p_o^* .

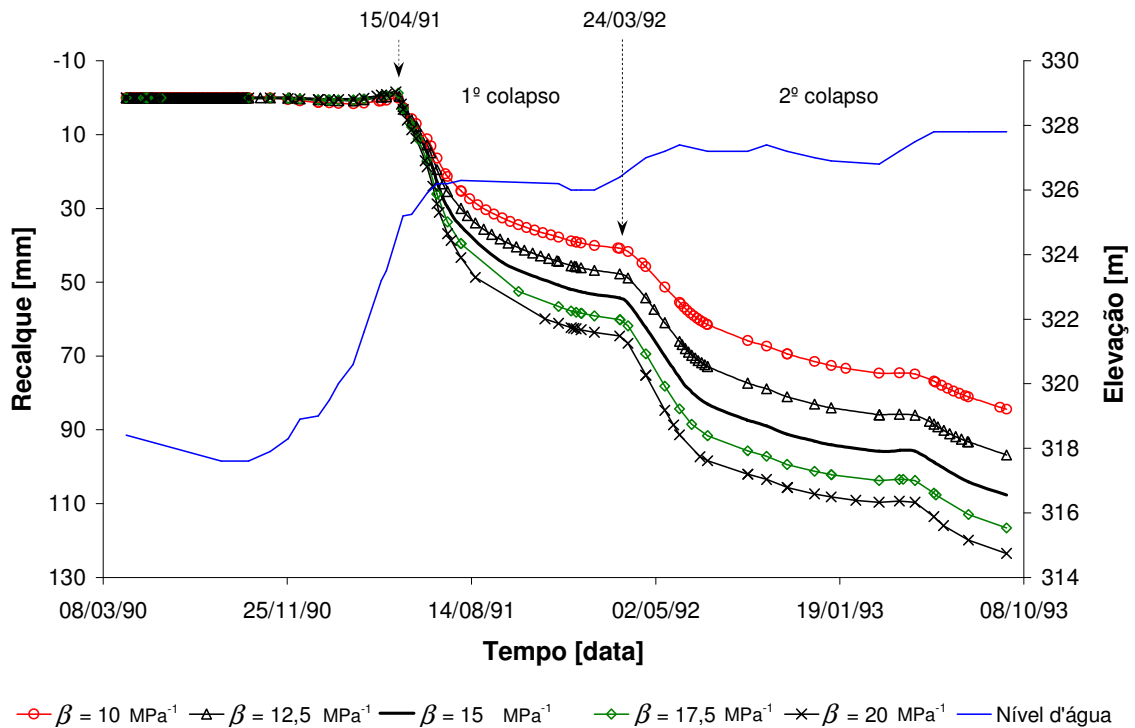


Fig. 8.53. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro β .

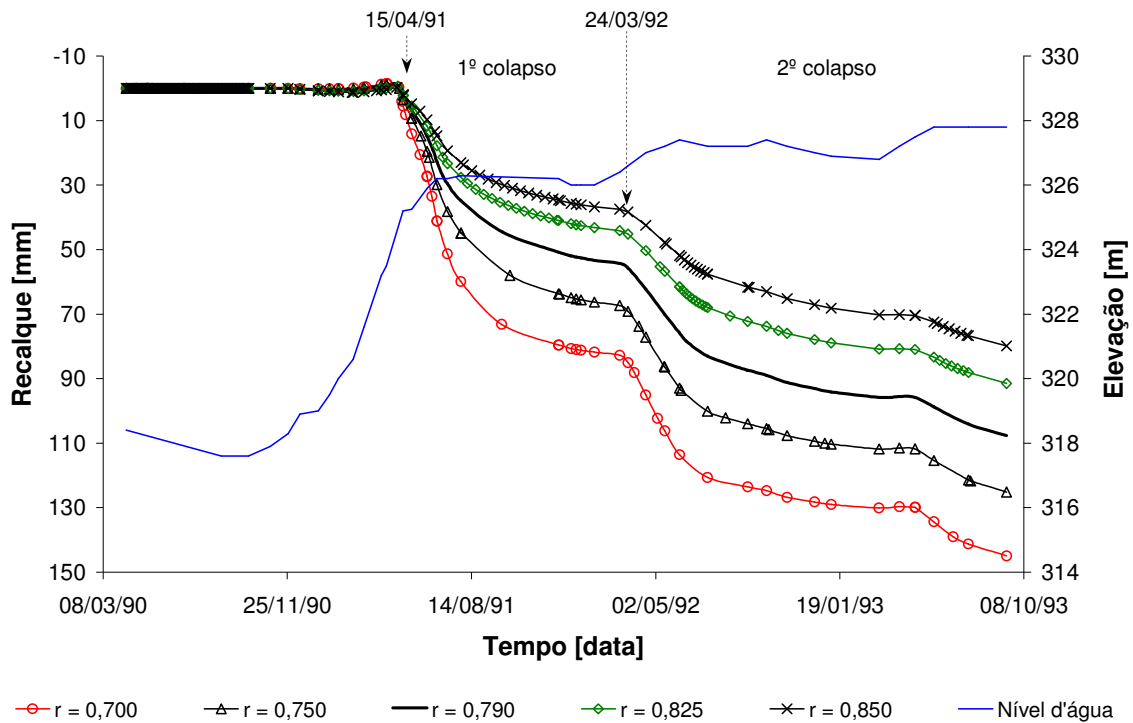


Fig. 8.54. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro r .

Na Fig. 8.52, a variação da tensão p_o^* não trouxe alterações significativas na magnitude e no desenvolvimento dos recalques, sobretudo no trecho relativo ao 1º colapso. No 2º colapso, a adoção das tensões p_o^* de 30 e 35 kPa proporcionou menores recalques por colapso. Neste trecho, os recalques estão associados às mudanças de sucção da porção superior da camada que é influenciada pela fundação.

Conforme se pode observar na Fig. 8.49, as deformações por colapso na fundação iniciam-se praticamente na região elástica da curva LC com tensão p_o^* de 35 kPa, o que condiz com a possibilidade de se obter menores deformações e, por consequência, menores recalques por colapso neste trecho. Em geral, pode-se concluir que a variação de p_o^* de 15 a 35 kPa não interfere significativamente na previsão do colapso do caso analisado.

Na Fig. 8.53 nota-se que o parâmetro β influencia a magnitude dos colapsos. Este parâmetro controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção. Neste caso, solicitando-se o solo na condição não saturada, a estrutura do material, cujo valor de β é elevado, pode ser capaz de suportar determinadas cargas sem apresentar grande variação volumétrica pelo fato de manter-se rígido sob uma determinada sucção. No entanto, ao ser

umedecido, o colapso do solo resultante pode tornar-se significativo. Este comportamento é constatado na Fig. 8.55, onde a elevação do parâmetro β de 10 para 20 MPa⁻¹ ocasiona uma mudança na curva $\lambda(s) \times s$.

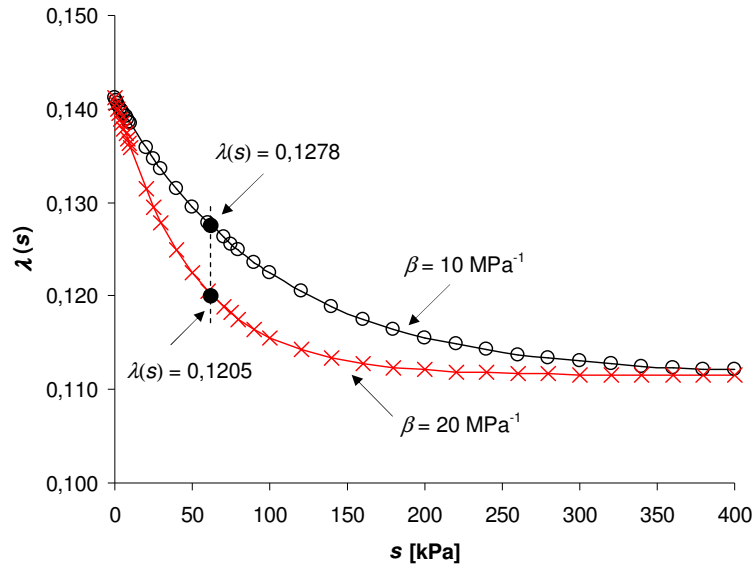


Fig. 8.55. Parâmetros de compressão elastoplástico do solo com a sucção ajustado de acordo com o modelo BBM.

Na Fig. 8.55, para $s = 60$ kPa, os valores de $\lambda(s)$ para $\beta = 10$ MPa⁻¹ e $\beta = 20$ MPa⁻¹ são, respectivamente, 0,1278 e 0,1205. As curvas de compressão edométrica para estes valores de $\lambda(s)$ nesta sucção estão ilustradas na Fig. 8.56.

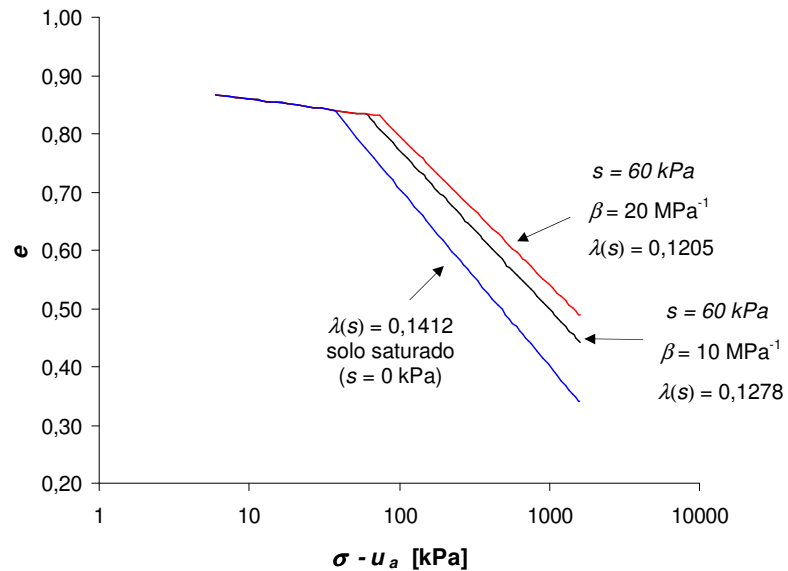


Fig. 8.56. Curvas de compressão edométrica do solo para diferentes valores de β e $\lambda(s)$.

De acordo com a Fig. 8.56, verifica-se que ao aumentar o valor do parâmetro β o solo se tornará mais rígido para a sucção de 60 kPa. Portanto, caso seja umedecido o solo sofrerá maior variação do índice de vazios e , e, por consequência, maior colapso.

O parâmetro r , definido pela razão entre $\lambda(s \rightarrow \infty)$ e $\lambda(0)$, causou grande variação no colapso no caso PB-1, conforme se pode observar na Fig. 8.54. O desenvolvimento dos recalques segue a tendência geral dos colapsos medidos em campo, porém, com recalques que variam de 80 a 145 mm. Semelhante ao β , o parâmetro r também está relacionado a rigidez do solo e , e, por esta razão, condiciona o comportamento colapsível do solo, conforme mostra a Fig. 8.57, com recalques crescentes com a diminuição de r . Importante ressaltar que a influência do parâmetro r se traduz por gerar recalques mais pronunciados dos que os observados pela variação de β .

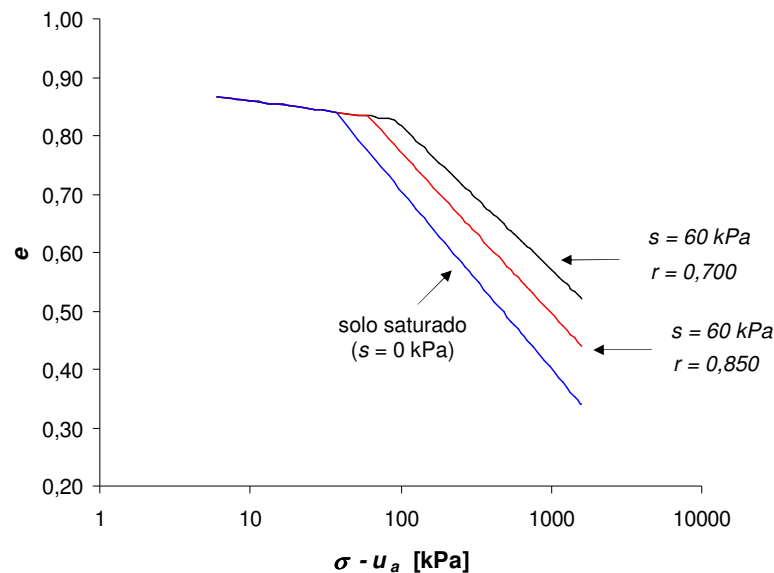


Fig. 8.57. Curvas de compressão edométrica do solo para diferentes valores de r .

As análises de sensibilidade dos parâmetros selecionados demonstram a importância de cada variável sobre o resultado final do colapso. Nas análises, p_o^* não provocou alterações significativas no comportamento colapsível do solo. Já os parâmetros β e r induziram grande variação dos colapsos, principalmente o parâmetro r , que é o parâmetro que define a rigidez máxima do solo. Portanto, a seleção adequada destes parâmetros é de vital importância para a reprodução dos colapsos de campo.

Em geral, apesar da capacidade dos métodos aplicados e das hipóteses assumidas em reproduzir as medidas de recalque dos casos selecionados, as análises de sensibilidade mostram como os resultados da previsão podem ser afetados. Variando-se a carga da fundação e a espessura da camada colapsível com a posição final do nível d'água e alguns parâmetros do modelo de Alonso et al. (1990) pôde-se detectar grande variabilidade de resultados. Assim sendo, para reproduzir o comportamento dos outros marcos de recalques dos casos selecionados, alguns limites devem ser estabelecidos, testando a sensibilidade de cada variável envolvida no processo.

Como exemplos das variáveis e dos fatores que podem interferir estão: a carga e a geometria da fundação, a espessura da camada colapsível, a sucção inicial do solo e a sua capacidade de retenção de água, as tensões atuantes, os históricos de tensões e de sucção, a permeabilidade, os parâmetros constitutivos mecânicos e hidráulicos, a rigidez dos elementos estruturais das edificações, a variabilidade geológica, dentre outras.

9. CONCLUSÃO

Esta tese consistiu no estudo de um caso real de colapso dos solos baseado em conceitos estabelecidos da mecânica dos solos não saturados. Neste trabalho, medidas de recalques, registradas em pontos distintos da cidade de Pereira Barreto-SP durante o enchimento da represa de Três Irmãos, foram simuladas numericamente.

Embora não seja objetivo da tese avaliar as conseqüências da implantação de reservatórios hidrelétricos, é conveniente ressaltar que a ascensão do lençol freático induzida pelo enchimento do lago de Três Irmãos acarretou recalques por colapso em várias edificações, levando a concessionária responsável pelo empreendimento a adotar uma série de medidas compensatórias.

Na tese, as principais informações são provenientes de resultados de monitoramento de recalques e de nível de água e de sondagens a percussão, realizados durante a ascensão do lençol freático, e de resultados de ensaios de laboratório com controle de sucção e de campo com tensiometria, realizados nesta pesquisa.

Portanto, com base nas informações obtidas neste trabalho, as seguintes conclusões são delineadas:

Resultados Experimentais de Laboratório

- As curvas de retenção de água obtidas são curvas típicas de solos arenosos e porosos com baixa pressão de entrada de ar (cerca de 2 kPa) e com trechos de desaturação e de saturação residual bem definidos.
- Ao ajustar a Eq. (7.1) de Van Genuchten (1980) aos resultados experimentais de cada local e profundidade de amostragem, verificou-se que as curvas são semelhantes com parâmetros de ajuste bastante próximos.

- Na determinação da curva de retenção de água com o método de papel filtro, observou-se uma segunda pressão de entrada de ar, provavelmente relacionada à drenagem dos microporos da fração agregada do solo.
- A compressibilidade do solo mostrou-se dependente da sucção. O aumento da sucção no solo acarretou a elevação da tensão de pré-adensamento e do índice de compressão e a redução da variação de volume do solo.
- No local L-A, região pouco afetada pela ascensão do lençol freático, as tensões de pré-adensamento para uma mesma sucção não variam até 3 m de profundidade. Isto significa que as curvas de escoamento LC, ajustadas de acordo com Alonso et al. (1990), apresentam formas semelhantes ao longo da profundidade.
- Os corpos-de-prova ensaiados com sucção inicial (s_i) de 60 e 200 kPa apresentaram potenciais de colapso crescentes até a tensão de inundação $(\sigma - u_d)_i$ de 100 kPa, a partir da qual decresceram.
- A sucção inicial (s_i) determinou a magnitude dos potenciais de colapso, embora a variação dos colapsos com a tensão de inundação tenha mantido a mesma tendência (colapso máximo) para os dois conjuntos de ensaios com s_i de 60 e 200 kPa.
- Com relação à resistência do solo não saturado, notou-se que o intercepto de coesão do solo apresentou um comportamento crescente com o aumento da sucção. No entanto, o ângulo de atrito não mostrou tendência de variação com a sucção.
- O intercepto de coesão não apresentou um comportamento linear com a sucção. Obteve-se um bom ajuste aos dados experimentais utilizando a Eq. (7.8) proposta por Vilar (2007) (ajuste hiperbólico).
- A forma das curvas de compressão edométrica não está de acordo com o modelo de Alonso et al. (1990), pois apresenta índices de compressão elastoplástico crescentes

com o aumento da sucção. Portanto, a modelagem realizada com o BBM somente foi possível considerado-se parte das curvas de compressão edométrica, onde os colapsos são crescentes com o aumento das cargas aplicadas. No entanto, isto não inviabilizou a aplicação do modelo para a previsão dos colapsos de campo, já que as tensões atuantes na camada colapsível são inferiores a 150 kPa.

Resultados Experimentais de Campo

- Obteve-se uma boa aproximação entre os valores da função condutividade hidráulica obtidos com o permeâmetro Guelph e, indiretamente, pelo método de Van Genuchten (1980).
- Os tensiômetros instalados a 0,6 m mostraram-se mais sensíveis às mudanças de sucção do que os tensiômetros instalados a 0,9 e 1,2 m de profundidade, demonstrando que a água presente nas camadas mais superficiais do solo estudado é fortemente influenciada pela ação das variáveis climatológicas.
- As sucções variam de acordo com as alterações climáticas. As sucções diminuem à medida que as chuvas e a umidade relativa do ar aumentam. De outubro a março, as sucções são baixas, enquanto nos períodos mais secos, de abril a setembro, as sucções são mais elevadas.
- Nos períodos mais úmidos não foram registradas sucções próximas de zero na superfície de o terreno. Observando as curvas de retenção nota-se que o solo necessita de grande quantidade de água para ser saturado, pois para reduzir a sucção de 20 para 0 kPa é necessário aumentar o grau de saturação de 30 para 100%.

Modelagem Numérica dos Casos de Colapso de Campo

A obtenção da condutividade hidráulica em laboratório e das curvas de retenção de água, além de caracterizar o comportamento hidráulico do solo, serviram de base para a determinação dos parâmetros constitutivos dos modelos hidráulicos implementados no Code_Bright. Do mesmo modo, os resultados dos ensaios mecânicos realizados com controle de sucção permitiram estabelecer os parâmetros mecânicos constitutivos do modelo elástico não linear e do modelo elastoplástico *Barcelona Basic Model* (BBM) implementados no Code_Bright. As medidas de sucção e de umidade de campo completam as informações necessárias para a modelação dos colapsos reais.

De acordo com as hipóteses assumidas nos cálculos, as seguintes conclusões são apresentadas.

- No caso PB-1, as maiores deformações surgiram na base da camada de solo colapsível e devem ser atribuídas à redistribuição da sucção e ao peso-próprio do solo, visto que a influência da carga da fundação é quase desprezível.
- No caso PB-2, as maiores deformações ocorreram na base da camada de solo colapsível e na região da fundação. Os colapsos podem ser atribuídos ao peso-próprio do solo e à carga da fundação durante a ascensão do lençol freático e a subsequente redistribuição da sucção ao longo da camada de solo colapsível.
- Nos casos PB-3 e PB-4, os recalques são menores em relação aos recalques obtidos pelos casos anteriores. Nestes casos, a base da camada colapsível não submergiu com a ascensão do lençol freático, mas mudanças de sucção acarretaram recalques sob o peso-próprio do solo sem a influência das cargas aplicadas pelas fundações.
- Antes da ascensão do lençol freático, provavelmente o solo não sofreu colapso sob seu peso-próprio e esta constatação é suportada pelo fato que este solo é altamente exposto as condições ambientais numa área sem deficiência de umidade.

- Portanto, o colapso sob peso-próprio deve ser atribuído a modificações significativas das condições de tensão e de sucção da camada numa extensão nunca alcançada em tempos recentes. De fato, a variação sazonal ocorre somente na porção mais superficial do perfil geotécnico. Nessa parte, a tensão e o grau de saturação ou a sucção estão equilibrados para o intervalo de sucção experimentado pelo solo. Assim, a ascensão do lençol freático submergiu a base do solo colapsível desequilibrando a relação entre o nível de sucção e o peso-próprio do solo, conduzindo ao colapso e a uma nova condição de equilíbrio.
- Não obstante, apesar da capacidade dos métodos aplicados e das hipóteses assumidas em reproduzir as medidas de recalque dos casos selecionados, registrou-se uma grande variabilidade do modelo mecânico e de algumas condições de contorno através de testes de sensibilidade. Portanto, para que se reproduza numericamente o comportamento dos outros marcos de recalques deve-se estabelecer alguns limites, testando a variabilidade de parâmetros constitutivos, diferentes espessuras para a camada colapsível, além das condições iniciais de tensões e de sucção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agnelli, N. (1997). **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. São Carlos, 205p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Albuquerque Filho, J. L. (2002). **Previsão e análise da elevação do nível do lençol freático na Avaliação de Impacto Ambiental (AIA) de reservatórios hidrelétricos**. Rio Claro, 222p. Tese (Doutorado em Geociências) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Unesp.

Alonso, E.E; Gens, A. & Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General Report (session 5), In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation, 9, Dublin. *Proceedings*. Rotterdam, A. A. Balkema, p. 5.1-5.60.

Alonso, E.E; Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. *Géotechnique*, 40, n° 3, p. 405-430.

Alonso, E.E., Vaunat, J. & Gens, A. (1999). Modeling the mechanical behavior of expansive clays. *Engineering Geology*, 54, p. 173-183.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984). NBR 6508 – Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,9 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, ABNT.

Balmaceda, A. (1991). **Suelos Compactados: Um estudio teórico e experimental**. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Benvenuto, C. (1982). **Uma avaliação teórico-experimental do comportamento de alguns solos colapsíveis**. São Paulo, 149p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

Botelho, A.P.D.; Oliveira Filho, W.L. e Gomes, R.C. (2001). Determinação experimental da relação sucção x teor de umidade volumétrica em solos com a utilização da bomba de fluxo. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 4, Porto Alegre, *Anais...*, Porto Alegre, p.293-307.

Carneiro, B.J.I. (1999). **Comportamento de tubulões a céu aberto, instrumentados, em solo não-saturado, colapsível**. São Carlos. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Carvalho, D. & Souza, A. (1990). Análise do efeito de umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, 1990, Salvador. *Anais...*, Salvador, ABMS, v. 2, p. 109-114.

Carvalho, M.F. (1994). **Estudo de solos colapsíveis no Nordeste do Estado de Minas Gerais**. São Carlos, 137p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CESP. (1978). Ensaio de investigação geotécnica (v.1). Relatório LEC-SO-01/78.

CESP. (1980). Ensaio de investigação geotécnica (v.2). Relatório LEC-SO-02/80.

CESP. (1985). Câmara municipal da cidade de Pereira Barreto (SP) – ensaios de penetração estática “deep-sounding” e sondagens a trado em terreno destinado a construção das futuras instalações. Relatório LEC-SO-24/85, 16p.

CESP. (1988). Cemitério de Pereira Barreto – prospecções geotécnicas para estudo da viabilidade do rebaixamento do lençol freático local. Relatório LEC-SO-20/88, 6p.

CESP. (1989a). Pereira Barreto – prospecções geotécnicas nos pátios do canteiro de obras da Consag S.A. e da Santa Casa de Misericórdia para o estudo da elevação do lençol freático. Relatório LEC-SO-04/89, 23p.

CESP. (1989b). Cidade de Pereira Barreto: ensaios geotécnicos para avaliação do efeito da elevação do lençol freático: complementação do relatório LEC-SO-02/89. Relatório LEC-SO-09/89, 72p.

CESP. (1989c). Cidade de Pereira Barreto: ensaios de identificação geotécnica e de adensamento para avaliação do efeito da elevação do lençol freático. Relatório LEC-SO-02/89, 312p.

CESP. (1989d). Pereira Barreto - estudo geológico do lençol freático. Relatório LEC-GE-06/91, 110p.

CESP. (1989e). Pereira Barreto - creches e Rua Bahia: sondagens a percussão para estudo de fundação. Relatório LEC-GE-35/89, 10p.

CESP. (1990). Pereira Barreto – ensaios de investigação geotécnica Relatório LEC-GE-30/90, 26p.

CESP. (1991). Pereira Barreto - creches e Rua Bahia: sondagens a percussão para estudo de fundação. Relatório LEC-GE-35/91, 16p.

CESP (2007). Características da Usina Hidrelétrica Três Irmãos. Disponível em: http://www.cesp.com.br/usinas/usi_tres.html. Acesso em: 12 de Outubro de 2007.

Cestari Júnior, E. & Celeri, A. (1999). Reflexos do enchimento do reservatório da UHE Três Irmãos nas edificações da cidade de Pereira Barreto. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 23, Belo Horizonte. *Anais...*, Belo Horizonte, CBDB, p. 79-86, v.2.

Chandler, R. J., Harwood, A. H., and Skinner, P. J. (1992). Sample disturbance in London Clay. *Géotechnique*, 42(4): 577-585.

Chiu, C.F.; NG, C.W.W. & Shen, C.K. (1998). Collapse behaviour of Loosely compacted virgin and non-virgin fills in Hong Kong. In: international Conference on Unsaturated Soils, 2, Beijing. *Proceedings*, China, vol.1, p. 25-30.

Cintra, J.C.A. (1998). **Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos, SP. Projeto Reenge, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 116p.

Cintra, J.C.A. (2004). Aplicações da mecânica dos solos não saturados: fundações em solos colapsíveis. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos, *Anais...*, São Carlos, v.2, p.575-593.

Clemence, S.P. & Finbarr, A.O. (1981). Design Considerations for Collapsible Soils. *Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 107(3).

Coleman, J. D. (1962). *Stress Investigation For Partly Saturated Soil*. *Géotechnique*, Vol. 12, N. 4, 348 - 350.

Collares, A.C.Z.B. (1997). **A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos**. São Carlos, 97p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Conciani, W. (1997). **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. São Carlos, 179p. Tese

(Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Costa, M.E.R. (1986). **Estudo da colapsibilidade dos solos superficiais de Uberlândia**. São Carlos, 90p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Costa, Y.D.J. (1999). **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. São Carlos, 131p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Cruz, P.T., Ferreira, R.C., Celeri, A. & Benvenuto, C. (1994). Ensaio “in situ” em solo colapsível durante ascensão do lençol freático. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, Foz do Iguaçu. *Anais...*, Foz do Iguaçu, p. 443-450.

Cui, Y. J., Delage, P. (1996). *Yielding And Behaviour Of An Unsaturated Compacted Silt*. **Geotechnique**, Vol. 46, N. 2, 291 - 311.

Davies, G.I. (2000). **Análise e modelagem do comportamento colapsível de um solo arenoso**. São Carlos, 148p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

De Vries, D.A. (1974). **Heat transfer in soils. Heat and Mass Transfer in the Biosphere. 1. Transfer Process in Plant Environment** (D.A. de Vries and N.H. Afghan, Eds.), New York: John Wiley & Sons, Inc, Halsted Press.

De Vries, D.A. (1987). The theory of heat and moisture transfer in porous media revisited. Int. *J. Heat Mass Transfer*, 30, pp 1343-1350.

Delure, J.F. & Perrier, E. (2002). DXSoil, a library for 3D image analysis in soil science. **Computers & Geosciences**, 28, p.1041-1050.

Denisov, N.Y. (1951). The Engineering Properties of Loess and Loess Loams. Gosstroirzdat, Moscow, p.136 (em russo) apud Feda, J. (1966).

Dudley, J.H. (1970). Review of Collapsing Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, v. 96, n. SM3, p. 925-947.

Escario, V. & Sáez, J. (1973). Gradual collapse of soils originated by a suction decrease. In: International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow, *Proceedings*, v. 4.2, p. 123-124.

Escario, V. & Sáez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique*, 36, p.453-456.

Feda, J. (1966). Structural Stability of Subsident Loess Soil from Praha-Dejvice. *Engineering Geology*. Amsterdam, v. 1, n. 3, p. 201-219.

Ferreira, S.R.M. (1993). Variações de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 7, Poços de Caldas. *Anais...*, poços de caldas, v.1, p. 283-296.

Ferreira, R.C., Monteiro L.B., Peres, J.E.E. & Benvenuto, C. (1989). Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils. In. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro, *Anais...*, suppl v., p. 117-120.

Ferreira, S.R.M. & Teixeira, D.C.L. (1989). Collapsible soils – A practical case in construction (Pernambuco, Brazil). XII ICSMFE, Rio de Janeiro.

Fredlund, D.G. (1979). *Appropriate Concepts And Technology For Unsaturated Soils*. *Canadian Geotechnical Journal*. 16, 121 - 139.

Fredlund, D.G. & Xing, A. (1994). Equations for the soil water characteristic curva. **Canadian Geotechnical Journal**, v31, n.4.

Fredlund, D.G. (1995). The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, UNSAT'95, Paris. **Proceedings**, França, vol.3, p. 1155-1177, 1995.

Futai, M., M. (1997). **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro – RJ.

Futai, M.M.; Almeida, M.S.S; Filho, F.C.S. & Conciani, W. (1999). Experimental and theoretical evaluation of the maximum collapse. In: Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Foz do Iguaçu, **Anais...**, Agosto, vol. 1, p. 267-274.

Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. & Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior. **Géotechnique** 53, n.1, p. 123-135.

Gardner, W.R. (1958). Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table. **Soil Science**, Baltimore, v.85, p.228-232.

Gens, A. (1996). Constitutive modeling: Application to compacted soils. In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, UNSAT'95, Paris. **Proceedings**, França, vol.3, p. 1179-1199.

Gens, A. & Alonso, E.E. (1992). A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. **Canadian Geotechnical Journal**. 29, 1013-1032.

Georgetti, G.B., Rodrigues, R.A., Dourado, K.A. & Vilar, O.M. (2007). Avaliação do desempenho de uma câmara de pressão alternativa para obtenção da curva de retenção de água. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6, Salvador, *Anais....*, Salvador.

Geotechnical Consulting Group (1994). **Thermal conductivity of sea-bed soils**. Final Report, v.1.

Gibbs, H.J. & Bara, J.P. (1967). Stability Problems of Collapsing Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, Vol. 93, n. SM4, p. 577-594.

Gutierrez, N.H.M. (2003). **Influência de aspectos estruturais no colapso de solos no Norte do Paraná**. São Carlos. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Hilf, J.W. (1956). **A investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils**. Denver, 109p. (Doutorado – Faculty of Graduate School of the University of Colorado).

Hillel, D. (1971). **Soil-water – Physical principles and processes**. New York, Academic Press, capítulos 1-5.

Hillel, D. (1980). **Fundamentals of soil physics**. New York: Academic Press. 413p.

IPT. (1989a). Levantamento e inspeções em estruturas e fundações de edificações da cidade de Pereira Barreto – providências imediatas. São Paulo (IPT - Relatório, 27.000), 23p, 2ª via.

IPT. (1989b). Avaliação do efeito do enchimento do reservatório da Barragem de Três Irmãos sobre o nível freático na área da cidade de Pereira Barreto - 2a Fase. São Paulo (IPT - Relatório, 27.789), 97p.

IPT. (1990a). Levantamentos, inspeções e instrumentação em estruturas e fundações de edificações da cidade de Pereira Barreto – medidas preventivas. São Paulo (IPT - Relatório, 28.466), 2ª via, vol. 5, 56p.

IPT. (1990b). Levantamentos, inspeções e instrumentação em estruturas e fundações de edificações da cidade de Pereira Barreto – medidas preventivas. São Paulo (IPT - Relatório, 28.466), 2ª via, vol. 3, 72p.

IPT. (1991a). Inspeção em estruturas e leituras da instrumentação em edificações do Município de Pereira Barreto – SP. São Paulo (IPT - Relatório, 29.661), 3ª via, 17p.

IPT. (1991b). Observações em estruturas e fundações de edificações do Sítio Três Irmãos no Município de Pereira Barreto - SP. São Paulo (IPT - Relatório, 29.597), 55p.

IPT. (1993a). Inspeções em edificações do Município de Pereira Barreto – leituras de rotações e aberturas de fissuras. São Paulo (IPT - Relatório, 30.099), 3ª via, 30p.

IPT. (1993b). Atualização dos dados de instrumentação para observação dos recalques de fundações de edificações de Pereira Barreto, por efeito da elevação do lençol freático após enchimento da Barragem de Três Irmãos da CESP. São Paulo (IPT - Relatório, 31.820), 4ª via.

Jaky, J. (1948). Pressure in silos. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engin. 1, 103-107.

Jennings, J.E. & Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure. In: Reg. Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7, *Proceedings*. Durban, v. 1, p.99-105.

Josa, A.; Alonso, E.E.; Lloret, A. & Gens, A. (1987). Stress-strain behavior of partially saturated soil. Proc. 9th ECSMFE, 2, Dublin.

Libardi, P.L. (1995). **Dinâmica da água no solo**. 1ª Edição. Departamento de Física e Meteorologia, ESALQ/USP, Piracicaba, São Paulo.

Lloret, A., Alonso, E. E. (1985). *State Surface For Partially Saturated Soils*, Proc. 11th I. C. S. M. F. E., San Francisco, Vol. 2, 557 - 562.

Lloret, A., Alonso, E. E. (1980). Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behavior. **Géotechnique** 30(4).

Lopes, J.A.U. (1987). Terra Roxa-PR: um caso notável de problemas em fundações rasas provocadas por fenômenos associados a colapso de solos. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 5, São Paulo, *Anais...*, v.2, p.359-375.

Lutenegger, A.J. & Saber, R.T. (1988). Determination of Collapse Potential of Soils. **Geotechnical Testing Journal**. ASTM, Vol. 11, n. 3, Setembro, p. 173-178.

Machado, S.L. (1998). **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. São Carlos, 361p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Machado, S.L. (1995). **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada**. São Carlos, 157p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Machado, S.L. & Dourado, K.A. (2001). Novas técnicas para obtenção da curva característica de sucção do solo. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 4, Porto Alegre, *Anais...*, v. 1. p.325-336.

Machado, S. L. & Vilar, O. M., (1997). *Modelagem das deformações induzidas por variações de sucção em um solo compactado*. In 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro. *Anais...*, 301 - 310.

Marinho, F. A. M. (2004). Empurrando a teoria da mecânica dos solos para a prática. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos. *Anais...*, v. 2. p. 659-664.

Mariz, D.F. & Casanova, F.J. (1994). Alguns aspectos relevantes no mecanismo de colapso de solos do Planalto Central. In: Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. *Anais...*, p. 129-134.

Mascarenha, M.M.A. (2003). **Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis**. Brasília, 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília.

Mellios, G.A. (1985). Provas de carga em solos porosos. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. *Anais...*, v.2, p. 73-102.

McGown, A. & Collins, K. (1975). The microfabrics of some expansive and collapsing soils, Pan. Conf. on Soil Mech and Found. Eng., 5, Buenos Aires.

Mendonça, M.B. & Mahler, C.F. (1994). Aspectos microestruturais de solos colapsíveis da Bahia. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, Foz do Iguaçu. *Anais...*, Foz do Iguaçu, ABMS, p. 1149-1156.

Miguel, M.G. (1996). **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível**. São Carlos, 168p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Miguel, M.G.; & Belicanta, A. (2004). Influência da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de carga de estacas escavadas com trado manual. In: Simpósio sobre Solos Não Saturados, 5, São Carlos. *Anais...*, p. 369-375.

Monacci, M.D.; Carvalho, D. & Albuquerque, P.J.R. (1997). Análise da colapsividade de um solo residual de diabásio da região de Campinas. In: Simpósio sobre Solos Não Saturados, 3, Rio de Janeiro. *Anais...*, p. 113-119.

Monteith, J.L. (1973). **Principles of environmental physics**. Londres: Edward Arnold Ltd., 241 p.

Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1995). **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Editora Vilibor, São Paulo, 213p.

Nuñez, E. (1975). Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación. In: Congreso Panamericano de Mecánica dos Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 5, Buenos Aires, *Proceedings*, Buenos Aires, Vol. 4, Sessão II, p. 43-73.

Öberg, A.L. & Sällfors, G.A. (1997). Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v.20, n.1.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. and Alonso, E.E. (1994). A model for coupled deformation and nonisothermal multiphase flow in saline media. 8th International conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, 22-28 May, pp. 777-82.

Reginatto, A.R. & Ferrero, J.C. (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow, *Proceedings*, Moscow, vol. 2.2, p. 177-183.

Reynolds, D. & Elrick, D. (1985). In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter. **Soil Science**, v.40, n.4, pp. 292-302.

Richards, B.G. (1931). *Capillary conduction of liquids through porous medium*. Physics. New York, 1, p. 318-333.

Rodrigues, R.A. (2003) **A Influência do Esgoto Doméstico como Fluido de Saturação no Colapso de Um Solo Arenoso**. Ilha Solteira, 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

Röhm, S.A. (1992). **Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos – SP**. São Carlos, 274p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Saaltink, M.W., Benet, I. and Ayora C. (1997). Retraso, Fortran Code for Solving 2D Reactive Transport of Solutes, **User's guide**, Departamento de Ingeniería del Terreno, Universitat Politècnica de Catalunya and Instituto de Ciencias de la Tierra, CSIC, Barcelona.

Santos, A.R. (2002). **Geologia de engenharia: conceitos, método e prática**. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, ABGE Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, publicação IPT: 2797, 222p.

Soilmoisture Equipment Corp. (1986). *Guelph permeameter*. Operating – Instructions, Soilmoisture manual, Rev. 8, pp. 1-25.

Soto, M.A.A. (1999). **Estudo da condutividade hidráulica em solos não saturados**. São Carlos, 121p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Soto, M.A.A. (2004). **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. São Carlos, 206. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Soto, M.A.A. & Vilar, O.M. (2004). Geometria fractal na determinação da curva de retenção de água no solo. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos, *Anais...*, São Carlos, v.1, p.203-208.

Souza, A. (1993). **A utilização de fundações rasas no solo superficial colapsível de Ilha Solteira-SP**. São Carlos, 126p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Souza Neto, J.B.; Coutinho, R.Q. & Lacerda, W.A. (2002). Características geotécnicas de uma areia siltosa colapsível localizada no município de Petrolândia - PE. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 12, São Paulo. *Anais...*, São Paulo, ABMS, p. 583-593.

Suriol, J.; Gens, A. & Alonso, E.E. (1998). Behavior of compacted soils in suction controlled oedometer. In: International Conference on Unsaturated Soils, 2, Beijing. *Proceedings*, China, vol.1, p. 438-443.

Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho”. Dados Agro-climatológicos de Ilha Solteira. Disponível em: www.agr.feis.unesp.br/ilhadados.php. Acesso em: 10 de Setembro de 2007.

Universitat Politècnica de Catalunya, UPC (2002). Code_Bright, **User’s guide**, Departamento de Ingenieria del Terreno, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Van Genuchten, M.T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, Madison, v.44, p.892-898.

Vargas, M. (1978). **Introdução à mecânica dos solos**. 2a Edição, Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 509p.

Vilar, O.M. (1979). **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. São Carlos, 105p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Vilar, O.M., Rodrigues, J.E. & Nogueira, J.B. (1981). Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 1, Rio de Janeiro, *Anais...*, Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224.

Vilar, O.M. & Gaioto, N. (1994). Comportamento colapsível de um solo laterítico compactado. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2, Recife, *Anais...*, Recife, p.185-190.

Vilar, O.M. (1995). Suction controlled oedometer tests on compacted clay. In: International Conference on Unsaturated Soils, 1, UNSAT'95, Paris. *Proceedings*, França, vol.1, p. 201-206.

Vilar, O.M. (2002). **Resistência ao cisalhamento**. Apostila – Notas de Aula da disciplina Resistência ao cisalhamento nos solos (SGS 5846) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Vilar, O.M. (2003). **Introdução à mecânica dos solos não saturados**. Apostila – Notas de Aula da disciplina Resistência ao cisalhamento nos solos (SGS 5846) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Vilar, O.M. (2004). Prefácio. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos, *Anais...*, São Carlos, p.vii.

Vilar, O. M. (2006). Ensaio de laboratório em mecânica dos solos: opções atuais e perspectivas para um futuro próximo. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, p. 25-45.

Vilar, O. M. (2007). An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, v. 30, p. 51-61.

Wheeler, S. J. & Sivakumar, V. (1995). *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. **Geotechnique**, Vol. 45, N. 1, 35 - 53.