

# FLUXO DE ÁGUA EM TALUDE ARENOSO: MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA

Anderson Borghetti Soares

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

---

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

---

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

---

Prof. Cláudio Fernando Mahler, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Denise Maria Soares Gerscovich, D.Sc.

---

Prof. André de Souza Avelar, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Ana Luiza Coelho Netto, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL.

OUTUBRO DE 2006

SOARES, ANDERSON BORGHETTI

Fluxo de Água em Talude Arenoso:  
Modelagem Física e Numérica [Rio de Janeiro]  
2006

XVII, 233p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc.,  
Engenharia Civil, 2006)

Tese - Universidade Federal do Rio de  
Janeiro, COPPE.

1. Fluxo
2. Infiltração
3. Solos não saturados
4. Colúvios
5. Estabilidade de taludes

I. COPPE/UFRJ    II. Título (série)

Aos meus pais,  
Norma Borghetti e Alcibiades Soares.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos professores Willy Alvarenga Lacerda e Francisco de Rezende Lopes, pela orientação deste trabalho e por todas as sugestões e críticas recebidas ao longo destes anos de doutorado.

Aos professores da Área de Geotecnia, pelos conhecimentos adquiridos durante o doutorado, que não têm preço.

Aos professores Cláudio Fernando Mahler e André de Souza Avelar pelo auxílio na instrumentação da caixa.

Aos membros da banca, pelas sugestões sobre a tese.

Aos meus pais, que sempre me apoiaram.

Aos meus colegas de Pós-Graduação, pelo apoio recebido nos momentos difíceis, pelo convívio e pela amizade.

Aos meus verdadeiros amigos, pessoas que moram no meu coração.

A todos os técnicos e funcionários da área de Geotecnia, pelo apoio técnico, grande paciência, boa vontade e “pronto atendimento”.

Aos bolsistas de iniciação científica, pela ajuda na parte experimental da tese.

Ao CNPq pelo apoio financeiro recebido durante o doutorado.

A Deus, por estar sempre comigo.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.).

## FLUXO DE ÁGUA EM TALUDE ARENOSO: MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA

Anderson Borghetti Soares

Outubro/2006

Orientadores: Willy Alvarenga Lacerda

Francisco de Rezende Lopes

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho visa contribuir para o entendimento do mecanismo de infiltração da água da chuva em taludes coluvionares sobrepostos a um material com condutividade hidráulica inferior (p.ex., um solo residual ou rocha). A infiltração da água da chuva modifica os valores de sucção no solo e, conseqüentemente, a estabilidade do talude. Para simular o fenômeno foi utilizada uma caixa experimental de acrílico em formato de encosta, com drenagem permitida no pé, preenchida com um solo arenoso, instrumentada com medidores de poro-pressão, sucção, umidade e temperatura, sujeita a uma chuva artificial. Foram simuladas intensidades de chuva ( $i$ ) inferiores à condutividade hidráulica saturada do material ( $k_{sat}$ ). No modelo experimental foram variados alguns parâmetros tais como a chuva aplicada (intensidade e duração), perfil de umidade inicial, drenagem a jusante do pé e inclinação, sendo os resultados obtidos comparados com uma simulação numérica do fluxo utilizando o programa GEOSLOPE, obtendo-se uma boa concordância. Os resultados experimentais mostraram distribuições de umidade não uniformes no talude, na região não saturada, ainda que o solo tenha sido depositado em condições homogêneas de compactidade, indicando que o fluxo seguiu caminhos preferenciais de percolação durante a infiltração vertical.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

## WATER FLOW IN SAND SLOPES: NUMERICAL AND PHYSICS MODELLING

Anderson Borghetti Soares

October/2006

Advisors: Willy Alvarenga Lacerda

Francisco de Rezende Lopes

Department: Civil Engineering

The current work aims at understanding the mechanism of rainwater infiltration in colluvial slopes overlying a material with a smaller hydraulic conductivity (residual soil or rock). The rain infiltration in the slope modifies the soil suction distribution, and, consequently, the slope stability. An experimental flume with a typical slope shape and filled with sand was used to simulate the phenomenon. Drainage was allowed at the foot, and pore-pressure, suction, humidity and temperature was measured during an artificial rain on the surface. Rain intensities ( $i$ ) less than material saturated hydraulic conductivity ( $k_{sat}$ ) were simulated. Different parameters were varied in the experiment, such as rainfall pattern (intensity and duration), initial moisture profile, slope angle and foot drainage. The experimental results were compared with numerical simulations using the Finite Element program GEOSLOPE, with good agreement. Non uniform humidity distributions in the unsaturated area were observed, although the soil had been deposited in homogeneous conditions of density, indicating that the flow followed preferential seepage path during rain infiltration.

## ÍNDICE

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 1     | INTRODUÇÃO.....  | 1   |
| 1.1   | Considerações Iniciais.....                                    | 1   |
| 1.2   | Metodologia.....   | 6   |
| 1.3   | Objetivos.....   | 8   |
| 1.4   | Estrutura da Tese.....   | 8   |
| 2     | SOLOS NÃO SATURADOS.....                                       | 10  |
| 2.1   | Considerações Iniciais.....                                    | 10  |
| 2.2   | As Fases do Solo.....  | 10  |
| 2.3   | Potencial da Água no Solo.....                                 | 11  |
| 2.4   | Sucção.....  | 13  |
| 2.4.1 | Definição.....   | 13  |
| 2.4.2 | Medição da Sucção.....   | 16  |
| 2.5   | Curva Característica.....                                      | 29  |
| 2.5.1 | Definição.....   | 29  |
| 2.5.2 | Curvas Características de alguns Solos Tropicais (Brasil)..... | 33  |
| 2.5.3 | Obtenção da Curva Característica.....                          | 36  |
| 2.6   | Condutividade hidráulica não saturada.....                     | 45  |
| 2.6.1 | Conceitos.....   | 45  |
| 2.6.2 | Medida da Condutividade Hidráulica.....                        | 46  |
| 2.7   | Fluxo em Solos Não Saturados.....                              | 50  |
| 3     | INFILTRAÇÃO DA ÁGUA EM TALUDES.....                            | 56  |
| 3.1   | Considerações Iniciais.....                                    | 56  |
| 3.2   | Modelos de Infiltração da Água da Chuva.....                   | 65  |
| 3.2.1 | Modelos Numéricos.....   | 65  |
| 3.2.2 | Modelos Físicos.....   | 87  |
| 4     | ESTABILIDADE DE TALUDES.....                                   | 111 |
| 4.1   | Introdução.....  | 111 |
| 4.2   | Método de MORGENSTERN e PRICE (1965).....                      | 113 |
| 4.3   | Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados.....        | 115 |
| 4.4   | Variação do FS devido à infiltração da água da chuva.....      | 117 |

|        |  |     |
|--------|--|-----|
| 5      | MODELO EXPERIMENTAL.....                   | 127 |
| 5.1    | Modelo Experimental .....                  | 127 |
| 5.1.1  | Caixa Experimental.....                    | 128 |
| 5.1.2  | Solo Utilizado .....                       | 131 |
| 5.1.3  | Instrumentação .....                       | 141 |
| 6      | RESULTADOS E ANÁLISES.....                 | 152 |
| 6.1    | Considerações Iniciais.....                | 152 |
| 6.2    | Ensaio na Caixa Experimental .....         | 152 |
| 6.2.1  | Ensaio 1 - Perfil Seco .....               | 154 |
| 6.2.2  | Ensaio 2 - Ajuste do Modelo .....          | 156 |
| 6.2.3  | Ensaio 3 - Condições Controladas .....     | 156 |
| 6.2.4  | Ensaio 4 - Repetibilidade .....            | 161 |
| 6.2.5  | Ensaio 5 - Intensidade de Chuva Maior..... | 163 |
| 6.2.6  | Ensaio 6 - Perfil Inicial mais Úmido ..... | 166 |
| 6.2.7  | Ensaio 7 e 8 - Chuva variável .....        | 169 |
| 6.2.8  | Ensaio 9 - Chuva variável .....            | 171 |
| 6.2.9  | Ensaio 10 - Drenagem fechada .....         | 173 |
| 6.2.10 | Ensaio 11 - Inclinação de 38,5° .....      | 175 |
| 6.2.11 | Ensaio 12 - Inclinação de 42,5° .....      | 177 |
| 6.3    | Simulação numérica .....                   | 182 |
| 6.3.1  | Malha Utilizada .....                      | 182 |
| 6.3.2  | Condições Iniciais e de Contorno .....     | 184 |
| 6.3.3  | Resultados obtidos .....                   | 187 |
| 6.3.4  | Análise de Estabilidade.....               | 199 |
| 6.4    | Discussão dos Resultados.....              | 203 |
| 7      | CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....               | 209 |
| 7.1    | Comentários Finais.....                    | 209 |
| 7.2    | Conclusões .....                           | 210 |
| 7.3    | Sugestões para Trabalhos Futuros.....      | 214 |
|        | BIBLIOGRAFIA.....                          | 216 |
|        | ANEXO A.....                               | 231 |
|        | ANEXO B.....                               | 232 |
|        | ANEXO C.....                               | 233 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| FIGURA 1.1. CORRELAÇÕES ENTRE A CHUVA MENSAL E O NÚMERO DE ACIDENTES (LACERDA, 1997).....  | 2  |
| FIGURA 1.2. COLÚVIO PROVENIENTE DE ESCORREGAMENTO, COM TOTAL DESAGREGAÇÃO DO SOLO RESIDUAL (LACERDA, 2002).....  | 3  |
| FIGURA 1.3. ÍNDICE DE VAZIOS DE ALGUNS SOLOS RESIDUAIS E COLUVIAIS DO BRASIL (LACERDA, 2004).....  | 4  |
| FIGURA 1.4. SEÇÃO TRANSVERSAL DA ENCOSTA DE PIRAQUARA (SOARES E POLITANO, 1997, MODIFICADO POR RODRIGUEZ, 2005).....   | 5  |
| FIGURA 2.1. SUCÇÃO TOTAL X UMIDADE RELATIVA (FREDLUND E RAHARDJO, 1993) ..   | 14 |
| FIGURA 2.2. TENSÃO SUPERFICIAL PARA NA FRONTEIRA AR-ÁGUA E NA ÁGUA; (B) PRESSÕES E TENSÃO SUPERFICIAL ATUANDO SOBRE A PELÍCULA CONTRÁCTIL (FREDLUND E RAHARDJO, 1993)..... | 15 |
| FIGURA 2.3. TENSÍMETRO CONVENCIONAL DA SOIL MOISTURE (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....  | 18 |
| FIGURA 2.4. TENSÍMETRO DO TIPO “JET-FILL” (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....   | 19 |
| FIGURA 2.5. TENSÍMETRO DE FLEMING ET AL. (1992).....   | 20 |
| FIGURA 2.6. TENSÍMETRO RIDLEY E BURLAND (1993).....  | 21 |
| FIGURA 2.7. COMPONENTES DO TENSÍMETRO DE PACHECO (2001).....   | 22 |
| FIGURA 2.8. TENSÍMETRO TENSE EXP1 (DIENE, 2004).....   | 23 |
| FIGURA 2.9. PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DO PSICRÔMETRO DO TIPO PELTIER (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....  | 24 |
| FIGURA 2.10. PAPEL FILTRO NO CONTATO (SUCÇÃO MÁTRICA) E FORA (SUCÇÃO TOTAL) (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....   | 27 |
| FIGURA 2.11. BLOCO POROSO CONVENCIONAL (CAMPOS, 1994).....   | 28 |
| FIGURA 2.12. BLOCO TÉRMICO (CAMPOS, 1994).....   | 29 |
| FIGURA 2.13. CURVAS CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE SOLOS ARENOSOS E ARGILOSOS (HILLEL, 1971, MODIFICADAS POR GERSCOVICH, 2001).....  | 30 |
| FIGURA 2.14. EFEITOS DA ESTRUTURA SOBRE A CURVA CARACTERÍSTICA (HILLEL, 1971).....   | 31 |
| FIGURA 2.15. (A) EFEITOS DA HISTERESE SOBRE A CURVA CARACTERÍSTICA. (HILLEL, 1971).....  | 32 |
| FIGURA 2.16. CURVA CARACTERÍSTICA DA ENCOSTA DO CACTÁREO (MODIFICADA DE GERSCOVICH, 1994).....   | 33 |
| FIGURA 2.17. CURVA CARACTERÍSTICA DE SOLO RESIDUAL NO MORRO DOS CABRITOS (MODIFICADA DE GERSCOVICH, 1994).....   | 34 |
| FIGURA 2.18. CURVA CARACTERÍSTICA DE UM SOLO RESIDUAL MADURO, ARENOSO (LAPS-EMBRAPA/CNPS, MODIFICADA DE DIENE, 2004).....  | 35 |
| FIGURA 2.19. CURVA CARACTERÍSTICA DO HORIZONTE A DO PERFIL DE SOLO ARENOSO DE ITAGUAÍ (MODIFICADA DE MENDES, 2000).....  | 35 |
| FIGURA 2.20. SONDA DE NÊUTRONS (GAIDI, 2002, APUD DIENE, 2004).....  | 38 |
| FIGURA 2.21. SONDA THETA ML2, TDR (LACERDA ET AL., 1997).....  | 39 |
| FIGURA 2.22. ESQUEMA DA MEMBRANA DE PRESSÃO (LIBARDI, 1995).....   | 41 |
| FIGURA 2.23. PLACA DE SUCÇÃO (CALLE, 2000).....  | 42 |
| FIGURA 2.24. BALANÇO DE MASSA ATRAVÉS DE UM ELEMENTO CÚBICO COM DIMENSÕES INFINITESIMAIS DX, DY E DZ.....  | 50 |
| FIGURA 3.1. INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ( $I/K_{SAT}$ ) NA VARIAÇÃO DA SUCÇÃO EM UM ELEMENTO DE SOLO DE PROFUNDIDADE DH.....   | 57 |
| FIGURA 3.2 CAPACIDADE DE CAMPO DE DIFERENTES TIPOS DE SOLO (BERNARDO ET AL., 2006).....  | 60 |
| FIGURA 3.3. DIFERENTES COMPORTAMENTOS DO PERFIL DE PORO-PRESSÃO DEVIDO À INFILTRAÇÃO DA ÁGUA DA CHUVA (SANTOS E VILLAR, 2004).....   | 61 |

|  |    |
|--|----|
| FIGURA 3.4. PERFIL DE UMEDECIMENTO DO SOLO DURANTE A INFILTRAÇÃO (BRANDÃO ET AL., 2004, MODIFICADO DE BOLDMAN E COLEMAN, 1944).  | 62 |
| FIGURA 3.5. INFILTRAÇÃO DA ÁGUA NO SOLO ( $I < K_{SAT}$ ) SOBRE UM PERFIL DE AREIA INICIALMENTE SECA (TOZATTO, 2005).  | 63 |
| FIGURA 3.6. AUMENTO DA CARGA DE PRESSÃO NO FUNDO, PARA DIFERENTES CONDIÇÕES INICIAIS DE UMIDADE EM UMA COLUNA DE AREIA DE 30 CM, QUANDO SUJEITA A UMA INFILTRAÇÃO NA SUPERFÍCIE (TOZATTO, 2005).   | 64 |
| FIGURA 3.7. MODELO UNIDIMENSIONAL, TRANSIENTE DO FLUXO DE ÁGUA VERTICAL, QUANDO SUJEITOS À INFILTRAÇÃO E/OU EVAPORAÇÃO CONSTANTES (FREEZE, 1969).  | 67 |
| FIGURA 3.8. REPRESENTAÇÃO DA VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO SUPERIOR E INFERIOR COM O TEMPO ( $R1 > K_{SAT}$ , FREEZE, 1969).  | 68 |
| FIGURA 3.9. PERFIS DE CARGA DE PRESSÃO: (A) AREIA DE DEL MONTE E (B) AREIA REHOLVOT, PARA TEMPO EM MINUTOS (FREEZE, 1969).   | 70 |
| FIGURA 3.10. COMPARAÇÃO ENTRE DADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS CALCULADOS PELO PROGRAMA UNSAT (DAVIS E NEUMAN, 1983).   | 72 |
| FIGURA 3.11. VARIÁVEIS USADAS NA ANÁLISE (VAUGHAN, 1985).  | 73 |
| FIGURA 3.12. REDE DE FLUXO: TRANSIENTE, SOLO NÃO SATURADO E K DECRESCENTE COM A PROFUNDIDADE (VAUGHAN, 1985).  | 74 |
| FIGURA 3.13. (A) PORO-PRESSÕES GERADAS; (B) TEMPO DE PENETRAÇÃO DA FRENTE DE UMEDECIMENTO COM A POROSIDADE EFETIVA ( $N' = N_0 - R\Delta N$ , VAUGHAN, 1985)   | 75 |
| FIGURA 3.14. MUDANÇAS NAS PORO-PRESSÕES DEVIDO AO ENCONTRO DA FRENTE COM O LENÇOL (VAUGHAN, 1985).   | 76 |
| FIGURA 3.15. (A) ENCOSTAS TÍPICAS DO RIO DE JANEIRO; (B) CONTORNOS DE PORO-PRESSÃO (VARGAS JR. E COSTA FILHO, 1990).   | 77 |
| FIGURA 3.16. VARIAÇÃO DA CARGA DE PRESSÃO COM O TEMPO PARA UM PONTO "P" (VARGAS JR. E COSTA FILHO, 1990).  | 78 |
| FIGURA 3.17. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA ENCOSTA DO CACTÁREO (GERSCOVICH, 1994).  | 80 |
| FIGURA 3.18. INFLUÊNCIA DA IMPERMEABILIZAÇÃO SUPERFICIAL (SIMULANDO ÁREAS POVOADAS): (SUPERIOR) SOBRE O MESMO PERFIL SEM IMPERMEABILIZAÇÃO E (INFERIOR) COMPARAÇÕES ENTRE AS ANÁLISES 2D E 3D (GERSCOVICH, 1994).  | 81 |
| FIGURA 3.19. MODELO CONCEITUAL (SMITH ET AL., 2002).   | 82 |
| FIGURA 3.20. PORO-PRESSÕES EM UMA COLUNA DE 10 METROS DE SOLO (INFILTRAÇÃO INICIAL NO CONTORNO SUPERIOR E IMPERMEÁVEL NO CONTORNO INFERIOR). (A) CONDIÇÃO INICIAL, (B) 23 DIAS, (C) 58 DIAS, (D) 110 DIAS (SMITH ET AL., 2002).  | 83 |
| FIGURA 3.21. COMPARAÇÃO ENTRE $H_p \times Z$ (B) E $FS \times Z$ , OBTIDOS PELO TRIGS (LINHAS CHEIAS) E TRIGS <sub>UNSAT</sub> (LINHAS PONTILHADAS). OS NÚMEROS DESCREVEM TEMPOS EM MIN. (A) RELAÇÃO $I_z$ (FLUXO NA SUPERFÍCIE.) / $K_z$ (CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA) (SAVAGE ET AL., 2004). | 85 |
| FIGURA 3.22. MODELO CONCEITUAL (ECKERSLEY, 1990).  | 88 |
| FIGURA 3.23. SEQÜÊNCIA DE RUPTURA, EXPERIMENTO Nº7 (ECKERSLEY, 1990).  | 89 |
| FIGURA 3.24. MECANISMOS DE INICIAÇÃO DO MOVIMENTO PARA O EXPERIMENTO Nº 7: (A) ESTÁGIO 1; (B) ESTÁGIO 2 E (C) ESTÁGIO 3 (ECKERSLEY, 1990).   | 90 |
| FIGURA 3.25. PORO-PRESSÕES GERADAS NA RUPTURA (EXPERIMENTO 7, ECKERSLEY, 1990).  | 91 |
| FIGURA 3.26. TENSÕES MEDIDAS NA CÉLULA DE CARGA EPO, SITUADA NO PÉ (EXP. 7, ECKERSLEY, 1990).  | 92 |
| FIGURA 3.27. VISTAS FRONTAL E LATERAL DA CAIXA E DO SIMULADOR DE CHUVA (OKURA ET AL., 2002).   | 93 |
| FIGURA 3.28. (A) LENÇOL D'ÁGUA ANTES DO COLAPSO; (B) VETORES DE DESLOCAMENTO ANTES DO COLAPSO E (C) DISTRIBUIÇÃO DAS PORO-PRESSÕES IMEDIATAMENTE APÓS O COLAPSO (OKURA ET AL., 2002).  | 94 |
| FIGURA 3.29. DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS, CARGA DE PRESSÃO E VELOCIDADE DE DESLOCAMENTO, 3 METROS A MONTANTE DO PÉ, EXPERIMENTO 1 (OKURA ET AL., 2002).   | 95 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 3.30. EXPERIMENTO USADO POR WANG E SASSA (2002).....   | 96  |
| FIGURA 3.31. MEDIDA DAS PORO-PRESSÕES E DESLOCAMENTOS PARA O TESTE S8 <sub>II.8</sub> . (A) MEDIÇÕES DE PORO-PRESSÕES E DESLOCAMENTOS ANTES DE DEPOIS DA RUPTURA; (B) A MESMA FIGURA AUMENTADA NA RUPTURA (WANG E SASSA, 2002). .....                                 | 97  |
| FIGURA 3.32. EXCESSO DE PORO-PRESSÃO GERADO NA PÓS RUPTURA EM FUNÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA (WANG E SASSA, 2002).....  | 98  |
| FIGURA 3.33. CAIXA EXPERIMENTAL UTILIZADA DE AVELAR (2003). .....   | 100 |
| FIGURA 3.34. VARIAÇÃO DA PORO-PRESSÃO E A INCLINAÇÃO DA CAIXA NOS ENSAIOS 9 E 10 (AVELAR, 2003). .....  | 102 |
| FIGURA 3.35. CAIXA EXPERIMENTAL UTILIZADA (TAMI ET AL., 2004). .....  | 104 |
| FIGURA 3.36. SUCCÃO MÁTRICA MEDIDA PARA O TENSÍMETRO T-34 LOCALIZADO NO MEIO DO TALUDE PARA TESTE SS-2. O ÍNDICE $W$ INDICA UMEDECIMENTO (WETTING), E $D$ , SECAGEM (DESORPTION) (TAMI ET AL., 2004). .....   | 105 |
| FIGURA 3.37. CONTORNOS DE CARGA TOTAL ( $M$ ) E DIREÇÃO DOS VETORES DE VELOCIDADE NA CONDIÇÃO PERMANENTE, ENSAIO DE SECAGEM (TAMI ET AL., 2004).....  | 106 |
| FIGURA 3.38. PERFIS DE SUCCÃO MÁTRICA AO LONGO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DO MODELO (B=BASE; M=MEIO; T=TOPO, TESTES COM INTENSIDADE DE INFILTRAÇÃO CRESCENTE, TAMI ET AL., 2004). .....  | 107 |
| FIGURA 3.39. CURVA CARACTERÍSTICA OBTIDA POR EM ENSAIO E PONTOS MEDIDOS PELO MODELO PARA OS PROCESSOS DE SECAGEM E UMEDECIMENTO (SUCCÃO T-24 E UMIDADE TDR-22, LOCALIZADOS PRÓXIMO AO PÉ, TAMI ET AL., 2004).....   | 108 |
| FIGURA 3.40. SEQÜÊNCIA DA ESTRATIGRAFIA DA COBERTURA PIROCLÁSTICA, ONDE PT= PONTO DE MEDIÇÃO DE SUCCÃO COM TENSÍMETROS (OLIVARES A E PICARELLI, 2006).....  | 109 |
| FIGURA 3.41. (A) SUCCÃO E RECALQUE (B), MEDIDOS ANTES DA RUPTURA, E (C) PORO-PRESSÕES REGISTRADAS IMEDIATAMENTE ANTES E APÓS A RUPTURA, PARA UM MATERIAL ABAIXO DA DENSIDADE CRÍTICA (OLIVARES E PICARELLI, 2006). .....  | 110 |
| FIGURA 4.1. (A) MASSA DESLIZANTE; (B) FORÇAS ATUANTES EM UMA FATIA INFINITESIMAL (MORGENSTERN E PRICE, 1965).....   | 113 |
| FIGURA 4.2. ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO NÃO SATURADO (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....  | 116 |
| FIGURA 4.3. VARIAÇÃO DO TEMPO (PARA QUE A FRENTE DE UMEDECIMENTO ATINJA UMA PROFUNDIDADE DE 1M) E ( $I/K_{SAT}$ ) (VARGAS JR. ET AL., 1986).....  | 118 |
| FIGURA 4.4. FATOR DE SEGURANÇA X PROFUNDIDADE DA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO CRÍTICA (VARGAS JR ET AL., 1986).....   | 119 |
| FIGURA 4.5. PERFIS DE PORO-PRESSÃO, SEÇÃO 1 (LOCALIZADA NA CRISTA). (A) CONDIÇÃO INICIAL ( __ ESTAÇÃO SECA, __ __ ESTAÇÃO ÚMIDA); MUDANÇA NO PERFIL DE SUCCÃO COM O TEMPO PARA $I=16\text{MM}/\text{H}$ , NA ESTAÇÃO SECA (B) E CHUVOSA (C) (LEONG ET AL., 1999)..... | 120 |
| FIGURA 4.6. FATOR DE SEGURANÇA X DURAÇÃO DA CHUVA PARA DIVERSAS INTENSIDADES (LEONG ET AL., 1999). .....  | 121 |
| FIGURA 4.7. VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA COM O TEMPO, COM E SEM A PRESENÇA DE DUTOS VERTICAIS DE DIFERENTES PROFUNDIDADES (TOZATTO, 2005). .....  | 122 |
| FIGURA 4.8. ELEVÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO, CASO 1 (INTERVALO 8 (40H): $I=1\text{MM}/\text{H}$ , 24 H + $I=10\text{MM}/\text{H}$ , 16 H, MERIGGI ET AL., 2002). .....   | 124 |
| FIGURA 4.9. RELAÇÃO ÚNICA ENTRE O FS DO TALUDE TRIDIMENSIONAL E O FS DO TALUDE INFINITO PARA $c'=0$ , CONSIDERANDO UMA SUPERFÍCIE ELÍPTICA (LACERDA E DINIZ, 2001).....   | 126 |
| FIGURA 5.1. DETALHE DA LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO (DIMENSÕES EM CM). .....   | 128 |
| FIGURA 5.2. (A) DIMENSÕES DA CAIXA UTILIZADA NOS EXPERIMENTOS (CM); (B) DIMENSÕES DO CHASSI METÁLICO (CM). .....  | 129 |
| FIGURA 5.3. DETALHE DA CAIXA EXPERIMENTAL. .....  | 130 |
| FIGURA 5.4. (A) FUNDO COM ANTI-DERRAPANTE; (B) CANALETAS LATERAIS. .....  | 130 |
| FIGURA 5.5. VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA COM: (A) DENSIDADE RELATIVA E (B) ÍNDICE DE VAZIOS. .....   | 132 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 5.6. FAIXA GRANULOMÉTRICA UTILIZADA NA AREIA DE SÃO FRANCISCO (CNU=1,5).<br>.....  | 133 |
| FIGURA 5.7. DETALHE DA CALIBRAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS NA CAIXA.....   | 134 |
| FIGURA 5.8. PONTOS EXPERIMENTAIS E CURVA CARACTERÍSTICA DA AREIA DE SÃO FRANCISCO AJUSTADA PELO MÉTODO DE VAN GENUCHTEN (1980). PARÂMETROS DA CURVA: $\theta_r = 1,0$ ; $\theta_s = 0,363$ ; $\alpha = 0,16933$ ; $M=0,747$ E $N=3,9525$ ( $D_r = 88\%$ ). .... | 135 |
| FIGURA 5.9. CURVA CARACTERÍSTICA DE UMA AREIA FINA E UMA AREIA GROSSA OBTIDAS POR SECAGEM (D) E UMEDECIMENTO (W) POR TAMI ET AL. (2004). ....   | 136 |
| FIGURA 5.10. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA X SUCCÃO DA AREIA DE SÃO FRANCISCO ESTIMADA POR VAN GENUCHTEN (1980), $D_r = 88\%$ . ....   | 137 |
| FIGURA 5.11. CURVAS CARACTERÍSTICAS DA AREIA DE SÃO FRANCISCO COM DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS. ....   | 138 |
| FIGURA 5.12. CARGAS CAPILARES NO SOLO (LAMBE, 1961). ....   | 139 |
| FIGURA 5.13. COLUNA DE 60 CM DE ALTURA USADA NA ESTIMATIVA DA ALTURA CAPILAR ( $D_r=100\%$ ). ....  | 140 |
| FIGURA 5.14. PERFIL DE UMIDADE VOLUMÉTRICA OBTIDA PARA A AREIA DE SÃO FRANCISCO EM UMA COLUNA DE SOLO DE 30 CM DE ALTURA, COM LENÇOL NA COTA 0,0, $D_r = 100\%$ (TOZATTO, 2005). ....   | 141 |
| FIGURA 5.15. DETALHE DO TRANSDUTOR DE SENSYM.....   | 142 |
| FIGURA 5.16. SATURAÇÃO DO RESERVATÓRIO DO TENSÍOMETRO COM UMA SERINGA PREENCHIDA COM ÁGUA DE-AERADA.....  | 143 |
| FIGURA 5.17. DIMENSÕES DO TENSÍOMETRO (MM) .....  | 143 |
| FIGURA 5.18. DETALHES DO SISTEMA DE PRESSÃO (BOMBA, RESERVATÓRIO, TUBULAÇÕES E DETALHES DO BICO ASPERSOR).....  | 146 |
| FIGURA 5.19. DISPOSIÇÃO DOS BICOS ASPERSORES (EM PLANTA) SOBRE A CAIXA EXPERIMENTAL (DIMENSÕES EM CM).....  | 147 |
| FIGURA 5.20. “PLUVIÔMETROS” PARA A MEDIÇÃO DA UNIFORMIDADE DA CHUVA APLICADA.<br>.....  | 148 |
| FIGURA 5.21. VALORES DE PRECIPITAÇÃO MEDIDOS PELOS PLUVIÔMETROS (EIXO Z), PARA O ENSAIO 8 (INTENSIDADE DE CHUVA MÉDIA - MÉDIA DE CADA PONTO - 9 MM/H). ....   | 149 |
| FIGURA 5.22. MEDIDOR DE TEMPERATURA T24 DA WIKA. ....   | 150 |
| FIGURA 5.23. DETALHES DO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS (DESENVOLVIDO NO LABORATÓRIO DE GEOTECNIA, COPPE/UFRJ). ....   | 151 |
| FIGURA 5.24. TDR USADO, MODELO THETAPROBE ML1. ....   | 151 |
| FIGURA 6.1. VAZÕES MEDIDAS NO DRENO A JUSANTE DO TALUDE EM $M^3/H$ (TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO: 3HORAS) .....   | 153 |
| FIGURA 6.2. SUCCÕES MEDIDAS COM TEMPO PARA O ENSAIO 1 ( $I= 10$ MM/H). ....   | 155 |
| FIGURA 6.3. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM O TEMPO, ENSAIO 3: SEÇÃO 1, SEÇÃO 2 E SEÇÃO 3.....   | 157 |
| FIGURA 6.4. SUCCÃO E TEOR DE UMIDADE DEVIDO À INFILTRAÇÃO VERTICAL QUANDO SUJEITO A UMA INTENSIDADE DE CHUVA DE 9MM/H, PARA A AREIA DE SÃO FRANCISCO.<br>.....  | 159 |
| FIGURA 6.5. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO, RESULTADOS EXPERIMENTAIS, TRANSDUTORES NO FUNDO DA CAIXA, ENSAIO 3.....   | 161 |
| FIGURA 6.6. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM O TEMPO, ENSAIO 4, SEÇÃO 1. ....   | 162 |
| FIGURA 6.7. VARIAÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA COM O TEMPO, ENSAIO 4 (TDR1 E TDR2). ....   | 162 |
| FIGURA 6.8. QUEDA NAS LEITURAS DO TENSÍOMETRO 9, INDICANDO A PERDA DA CONTINUIDADE DA ÁGUA DO RESERVATÓRIO DO TENSÍOMETRO, NO PERÍODO SEM CHUVA ENTRE OS ENSAIOS 3 E 4. ....  | 163 |
| FIGURA 6.9. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM O TEMPO, ENSAIO 5: SEÇÃO 1 E SEÇÃO 2. ....   | 164 |
| FIGURA 6.10. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO, ENSAIO 5 (CHUVA 22% MAIOR). ....   | 165 |
| FIGURA 6.11. VARIAÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA, ENSAIO 5 (TDR 1 E TDR2, CHUVA 22% MAIOR). ....  | 166 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 6.12. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM O TEMPO, ENSAIO 6: SEÇÃO 1 E SEÇÃO 2. ....  | 167 |
| FIGURA 6.13. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO, ENSAIO 6. ....   | 168 |
| FIGURA 6.14. VARIAÇÃO UMIDADE COM O TEMPO, ENSAIO 6 (TDR1 E TDR 2). ....  | 168 |
| FIGURA 6.15. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM A PROFUNDIDADE E COM O TEMPO, ENSAIO 8. ....  | 170 |
| FIGURA 6.16. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES NO FUNDO DA CAIXA COM O TEMPO, ENSAIO 8. ....   | 170 |
| FIGURA 6.17. VARIAÇÃO DA UMIDADE COM O TEMPO, ENSAIO 8 (TDR 1 E TDR2). ....   | 171 |
| FIGURA 6.18. VARIAÇÃO DAS SUCCÕES COM O TEMPO, ENSAIO 9. ....   | 172 |
| FIGURA 6.19. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO, ENSAIO 9. ....   | 172 |
| FIGURA 6.20. VARIAÇÃO DA UMIDADE COM O TEMPO, ENSAIO 9 (TDR 1 E TDR2). ....   | 173 |
| FIGURA 6.21. VARIAÇÃO DAS SUCCÕES COM O TEMPO, ENSAIO 10. ....  | 174 |
| FIGURA 6.22. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO, ENSAIO 10. ....  | 174 |
| FIGURA 6.22. VARIAÇÃO DA UMIDADE COM O TEMPO, ENSAIO 10 (TDR 1E TDR 2). ....  | 175 |
| FIGURA 6.24. MUDANÇA DA INCLINAÇÃO DA CAIXA E VARIAÇÃO DA CONDIÇÃO DE CONTORNO. ....  | 176 |
| FIGURA 6.25. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES NO FUNDO DA CAIXA PARA UMA INCLINAÇÃO DE 38,5°. ....  | 176 |
| FIGURA 6.26. FLUXO DO MATERIAL SECO PROVENIENTE DA CRISTA DEVIDO AO AUMENTO DA INCLINAÇÃO (42,5°). ....   | 177 |
| FIGURA 6.27. PROVÁVEL FLUXO PARALELO DA ÁGUA (CAMINHOS PREFERENCIAIS DE PERCOLAÇÃO). ....   | 178 |
| FIGURA 6.28. (A) “AMOSTRADOR” PARA A RETIRADA DE UM PERFIL DE UMIDADE; (B) DETALHE DA CRAVAÇÃO NO SOLO. ....  | 179 |
| FIGURA 6.29. (A) POSIÇÃO DO LENÇOL D’ÁGUA E (B) UMIDADES MEDIDAS X OBTIDAS POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA, PARA AS SEÇÕES 1 E 2 (LENÇOL NO PÉ DO TALUDE). ....  | 180 |
| FIGURA 6.30. (A) POSIÇÃO DO LENÇOL D’ÁGUA E (B) UMIDADES MEDIDAS X OBTIDAS POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA, PARA AS SEÇÕES 1 E 2 (LENÇOL PRÓXIMO AO DRENO). ....   | 180 |
| FIGURA 6.31. MALHA UTILIZADA (“MALHA 1”). ....  | 183 |
| FIGURA 6.32. MALHA UTILIZADA (“MALHA 2”). ....  | 184 |
| FIGURA 6.33. CONDIÇÃO INICIAL 1: (A) CONTORNOS PORO-PRESSÃO (kPA) E (B) TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO. ....   | 185 |
| FIGURA 6.34. CONDIÇÃO INICIAL 2: (A) CONTORNOS PORO-PRESSÃO E (B) TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO. ....   | 186 |
| FIGURA 6.35. CURVA CARACTERÍSTICA AJUSTADA (VG_CAIXA) A PARTIR DOS PONTOS EXPERIMENTAIS DE SUCCÃO E TEOR DE UMIDADE LIDOS NA CAIXA EXPERIMENTAL (ENSAIO-CAIXA) COMPARADA COM A CURVA CARACTERÍSTICA OBTIDA POR PAPEL FILTRO (VG_P.FILTRO). .... | 188 |
| FIGURA 6.36. VARIAÇÃO DA UMIDADE VOLUMÉTRICA COM O TEMPO, PARA DIFERENTES PARA CURVAS CARACTERÍSTICAS (PAPEL FILTRO E EXPERIMENTAL-CAIXA) E RESULTADOS EXPERIMENTAIS (TDR1), CONSIDERANDO O TALUDE COM ANISOTROPIA DA CAMADA SUPERIOR. ....     | 189 |
| FIGURA 6.37. COMPARAÇÃO ENTRE AS PORO-PRESSÕES MEDIDAS NO TRANSDUTOR DE PRESSÃO P0 COM AS GERADAS NOS TRÊS CASOS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA. ....  | 190 |
| FIGURA 6.38. COMPARAÇÃO ENTRE AS SUCCÕES MEDIDAS NO TENSÍMETRO T1 E AS GERADAS NOS TRÊS CASOS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA. ....   | 190 |
| FIGURA 6.39. UMIDADES MEDIDAS NO TDR1 E AS GERADAS NOS TRÊS CASOS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA. ....   | 191 |
| FIGURA 6.40. (A) POSIÇÃO DO LENÇOL D’ÁGUA E (B) UMIDADES MEDIDAS X OBTIDAS POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA, PARA AS SEÇÕES 1 E 2 (LENÇOL NO PÉ DO TALUDE). ....  | 192 |
| FIGURA 6.41. (A) POSIÇÃO DO LENÇOL D’ÁGUA E (B) UMIDADES MEDIDAS X OBTIDAS POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA, PARA AS SEÇÕES 1 E 2 (LENÇOL PRÓXIMO AO DRENO). ....   | 192 |
| FIGURA 6.42. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM O TEMPO, ENSAIO 3 (LINHAS “CHEIAS”, RESULTADOS EXPERIMENTAIS; PONTILHADAS, NUMÉRICOS). ....   | 193 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 6.43. VARIAÇÃO DA SUCCÃO COM A PROFUNDIDADE (ENSAIO 3) E COM O TEMPO (LINHAS “CHEIAS”, DADOS EXPERIMENTAIS; PONTILHADAS, NUMÉRICOS); (A) SEÇÃO 1; (B) SEÇÃO 2. ....  | 194 |
| FIGURA 6.44. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO (“LINHAS CHEIAS”=RESULTADOS EXPERIMENTAIS E LINHAS PONTILHADAS=DADOS NUMÉRICOS). ....                                   | 195 |
| FIGURA 6.45. VARIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES COM O TEMPO (“LINHAS CHEIAS”=RESULTADOS EXPERIMENTAIS E LINHAS PONTILHADAS=DADOS NUMÉRICOS). ....                                   | 196 |
| FIGURA 6.43. VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO COM O TEMPO (LINHAS “CHEIAS”, DADOS EXPERIMENTAIS; PONTILHADAS, NUMÉRICOS); (A) SEÇÃO 1; (B) SEÇÃO 2; (C) SEÇÃO 3..... | 197 |
| FIGURA 6.47. ELEVAÇÃO DO LENÇOL DADA PELO SEEPW PARA O ENSAIO 3 (CONDIÇÃO INICIAL 1, INTENSIDADE DE CHUVA DE 9MM/H E DRENAGEM ABERTA À JUSANTE DO PÉ). ....                 | 198 |
| FIGURA 6.45. ELEVAÇÃO DO LENÇOL DADA PELO SEEPW PARA O ENSAIO 5 (CONDIÇÃO INICIAL 1, INTENSIDADE DE CHUVA DE 11 MM/H E DRENAGEM ABERTA À JUSANTE DO PÉ).....                | 198 |
| FIGURA 6.49.ELEVAÇÃO DO LENÇOL DADA PELO SEEPW PARA O ENSAIO 10 (CONDIÇÃO INICIAL 2, INTENSIDADE DE CHUVA 11 MM/H E DRENAGEM FECHADA À JUSANTE DO PÉ). ....                 | 199 |
| FIGURA 6.50. VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA COM DIFERENTES INTENSIDADES DE CHUVA.....   | 200 |
| FIGURA 6.51. FS MÍNIMO E SUPERFÍCIE CRÍTICA, PELO MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE (1965), NO REGIME DE FLUXO ESTACIONÁRIO (ENSAIO 5, I=11MM/H) .....                          | 201 |
| FIGURA 6.52. VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES CONDIÇÕES INICIAIS. ....  | 201 |
| FIGURA 6.53. VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA NO ENSAIO 9 (CHUVA VARIÁVEL). ....  | 202 |
| FIGURA 6.54. VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA COM E SEM DRENAGEM PERMITIDA ..   | 203 |

## ÍNDICE DE TABELAS

|  |     |
|--|-----|
| TABELA 2.1 - CARACTERÍSTICAS DOS TENSÍOMETROS (DIENE, 2004) .....                                | 23  |
| TABELA 2.2 - EQUAÇÕES EMPÍRICAS PARA A CURVA CARACTERÍSTICA. ....                                | 44  |
| TABELA 5.1 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA DA AREIA DE SÃO FRANCISCO .....                   | 131 |
| TABELA 5.2 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA DA AREIA DE SÃO FRANCISCO<br>(AVELAR, 2003) ..... | 131 |
| TABELA 5.3 - ÍNDICE DE VAZIOS OBTIDO POR PLUVIAÇÃO.....  | 135 |
| TABELA 5.4 - VALORES DE UNIFORMIDADE E INTENSIDADE DE CHUVA NA SUPERFÍCIE DA<br>CAIXA. ....      | 149 |
| TABELA 6.1 - ENSAIOS REALIZADOS NA CAIXA EXPERIMENTAL. ....                                      | 153 |
| TABELA 6.2 - ÍNDICES FÍSICOS DA AREIA DE SÃO FRANCISCO NA CAIXA. ....                            | 181 |

## LISTA DE SÍMBOLOS OU NOMENCLATURA:

- $C_w$  = Compressibilidade da água;
- $C_s$  = Compressibilidade do esqueleto sólido;
- $D$  = Difusividade;
- $e$  = Índice de vazios;
- $g$  = Aceleração da gravidade;
- $H$  = Carga hidráulica total;
- $i$  = Intensidade de chuva;
- $\nabla H$  = Gradiente hidráulico;
- $k_{sat}$  = Condutividade hidráulica saturada;
- $K$  = Permeabilidade intrínseca;
- $n$  = Porosidade;
- $P$  = Potencial;
- $Q$  = Vazão;
- $R1$  = Constante universal dos gases;
- $R$  = Taxa de infiltração;
- $S_s$  = Coeficiente de armazenamento específico;
- $S$  = Grau de saturação;
- $t$  = Tempo;
- $T$  = Temperatura;
- $u_a$  = Pressão do ar;
- $u_w$  = Pressão da água;
- $V_s$  = Volume de sólidos;
- $V$  = Volume total;
- $V_o$  = Voltagem;
- $v$  = Velocidade de fluxo;
- $\alpha, m$  e  $n$  = Parâmetros de ajuste da curva característica;

$\phi'$  = Ângulo de atrito do solo drenado;

$\phi^b$  = Ângulo de atrito interno do solo com relação à sucção;

$\gamma_d$  = Peso específico aparente seco do solo;

$\gamma_w$  = Peso específico da água;

$\mu_w$  = Coeficiente de viscosidade da água;

$\theta$  = Teor de umidade volumétrico no instante;

$\theta_s$  = Teor de umidade volumétrico saturado;

$\theta_r$  = Teor de umidade volumétrico residual;

$\Theta$  = Teor de umidade volumétrico normalizado  $(\theta - \theta_r / \theta_s - \theta)$ ;

$\rho_w$  = Densidade da água;

$\sigma'$  = Tensão efetiva;

$\psi = (u_a - u_w)$  = Sucção;

$\psi_m$  = Sucção mátrica;

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

A estabilidade de taludes naturais de solos residuais e colúviais é um assunto dos mais relevantes na costa tropical do Brasil. Escorregamentos devido à redução da sucção pela infiltração da água da chuva em solos não saturados têm causado grande número de vítimas e danos materiais. Assim sendo, a compreensão do mecanismo de infiltração nestes solos é essencial para que a engenharia geotécnica possa dispor de ferramentas adequadas para analisar e prever este tipo de escorregamento.

O Estado do Rio de Janeiro, localizado na região sudeste do Brasil, é uma região circundada de várias encostas, sujeitas a escorregamentos, principalmente durante períodos chuvosos. Muitos desses escorregamentos estão associados à redução da sucção (WOLLE e CARVALHO, 1989) relacionada a um evento chuvoso.

A situação real que se pretende estudar é de taludes colúvionares, formados por partículas oriundas da erosão superficial e/ou escorregamentos ou fluxos de material proveniente de áreas mais elevadas da encosta e depositadas por ação da gravidade. Estes taludes ocorrem na Serra do Mar, uma escarpa serrana com cerca de 1000m de altitude, separando uma faixa costeira de um planalto interior, com extensão de 2000 km de extensão e largura de até 30 km, situada na região Sudeste do Brasil (WOLLE e CARVALHO, 1989). É uma região de alta pluviosidade (1000 a 6000 mm/ano). Abaixo do colúvio há um material de condutividade hidráulica inferior, um solo residual ou rocha, por exemplo. A variação do fator de segurança está associada à redução da sucção e a elevação do lençol devido a infiltração da água da chuva.

Há várias definições para o termo colúvio que foram apresentadas por RODRIGUEZ (2005). Estas definições abrangem diversas áreas de conhecimento (Geomorfologia, Geologia, Pedologia, etc). Este trabalho limitar-se-á unicamente na definição do termo no sentido geotécnico. Do ponto de vista da engenharia os colúvios importantes têm mais de 5m de espessura e o fluxo de água se dá paralelo à encosta

(nessa condição tem-se um talude infinito) e ocupam depressões ou vales permanentemente saturados, pelo menos na zona de escorregamento (LACERDA, 2002). Os colúvios situados acima do lençol possuem parcela de resistência devido à sucção e pelo atrito, que os fazem permanecer estáveis mesmo em situações de inclinação acentuada.

Escorregamentos ocorrem principalmente nas estações chuvosas conforme pode ser visto nas correlações entre a chuva mensal no período de 1967-1983 (COELHO NETTO, 1985, *apud* LACERDA, 1997) e o número de acidentes no período de 1936-1996 (AMARAL, 1996, *apud* LACERDA, 1997):

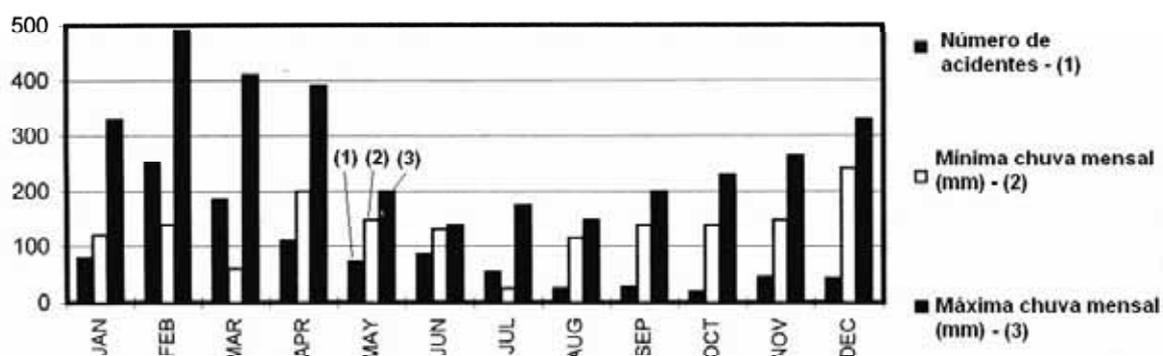


Figura 1.1. Correlações entre a chuva mensal e o número de acidentes (LACERDA, 1997).

A chuva tem influência direta nos movimentos (sua intensidade e duração) sendo o principal agente causador de escorregamentos. Os principais mecanismos para deflagração de um escorregamento, que foram descritos por LACERDA (1997), são: redução da sucção, flutuações do lençol freático, queda de rochas e blocos, fluxo de detritos e raios. Particularmente neste trabalho, os mecanismos que mais interessam são as flutuações do lençol freático e a redução da sucção, cuja relevância será vista no decorrer do texto.

A compreensão do mecanismo de infiltração nesta situação específica é de fundamental importância, pois a variação das poro-pressões e sucções do solo com a infiltração da água influencia a queda do fator de segurança, que por sua vez é função do regime de fluxo (influenciado pela relação da intensidade de chuva e com a condutividade hidráulica não saturada), do perfil de umidade antecedente à chuva e da geometria do talude. A seguir será feita uma breve descrição a respeito dos colúvios brasileiros, baseada na experiência ao longo dos anos (LACERDA e SANDRONI,

1985; LACERDA, 1997, 2002, 2004; MORAES e SILVA, 2000; FONSECA, 2000; Rodriguez, 2005).

LACERDA (2002,2004) descreveu o comportamento geotécnico de massas coluviais e apresentou uma revisão ampla a respeito de colúvios da Região Sudeste do Brasil, na Serra do Mar (mostrando casos históricos registrados na literatura).

LACERDA e SANDRONI (1985) definiram o termo colúvio como: “Um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas”. Existem vários casos particulares de colúvios, tais como, tálus, mas a formação e definição não serão abordadas aqui.

São dois os processos de formação dos colúvios: a) erosão superficial: provocado pelo escoamento superficial da água que carrega as partículas para regiões mais baixas da encosta (de pouca espessura) e b) solo proveniente de escorregamentos “verdadeiros” e fluxos: a massa escorregada deposita-se sobre a própria encosta e pode crescer vários metros de uma só vez aos depósitos da encosta. Esta massa pode existir no estado desagregado, com aumento do volume do solo residual (aumento do índice de vazios) ou ter características de solo residual intacto, que pode trazer problemas de fundações em obras. A Figura 1.2 mostra o caso da formação de um colúvio desagregado proveniente de escorregamento “verdadeiro”.

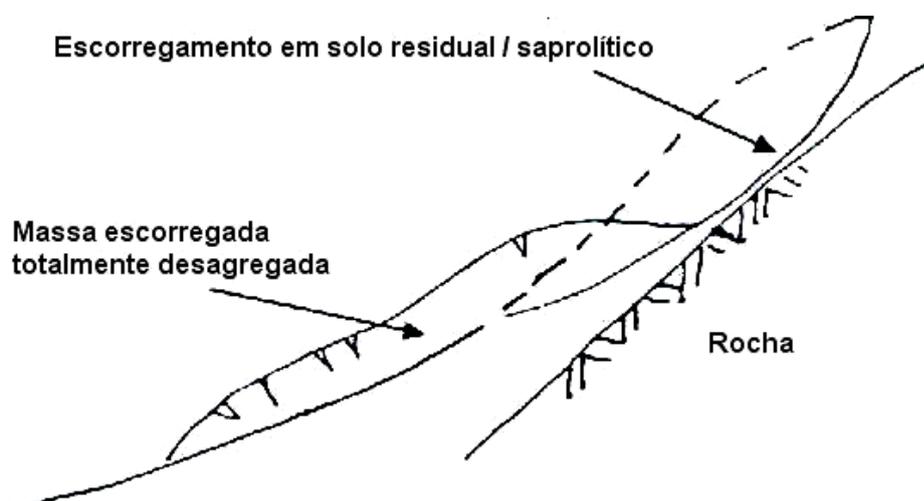


Figura 1.2. Colúvio proveniente de escorregamento, com total desagregação do solo residual (LACERDA, 2002).

Os colúvios apresentam índices de vazios maiores quando comparados com o mesmo solo residual da encosta, conforme pode ser visto na Figura 1.3. Este

comportamento decorre do empolamento (aumento de volume sofrido por um material ao ser removido do seu estado natural) causado pelo escorregamento e o processo de lixiviação dos minerais solúveis e das partículas mais finas pela água infiltrada da chuva para zonas inferiores (laterização). A laterização confere aos solos colúviais e residuais (maduros) uma cimentação ao redor dos contatos das partículas de silte e argila. Este comportamento pode ser observado em ensaios de granulometria em colúvios com e sem a ação de defloculantes. Quando se usam defloculantes, a percentagem de argila pode atingir valores de até 60%, sendo quase ausente sem o uso destes (FONSECA, 2000).

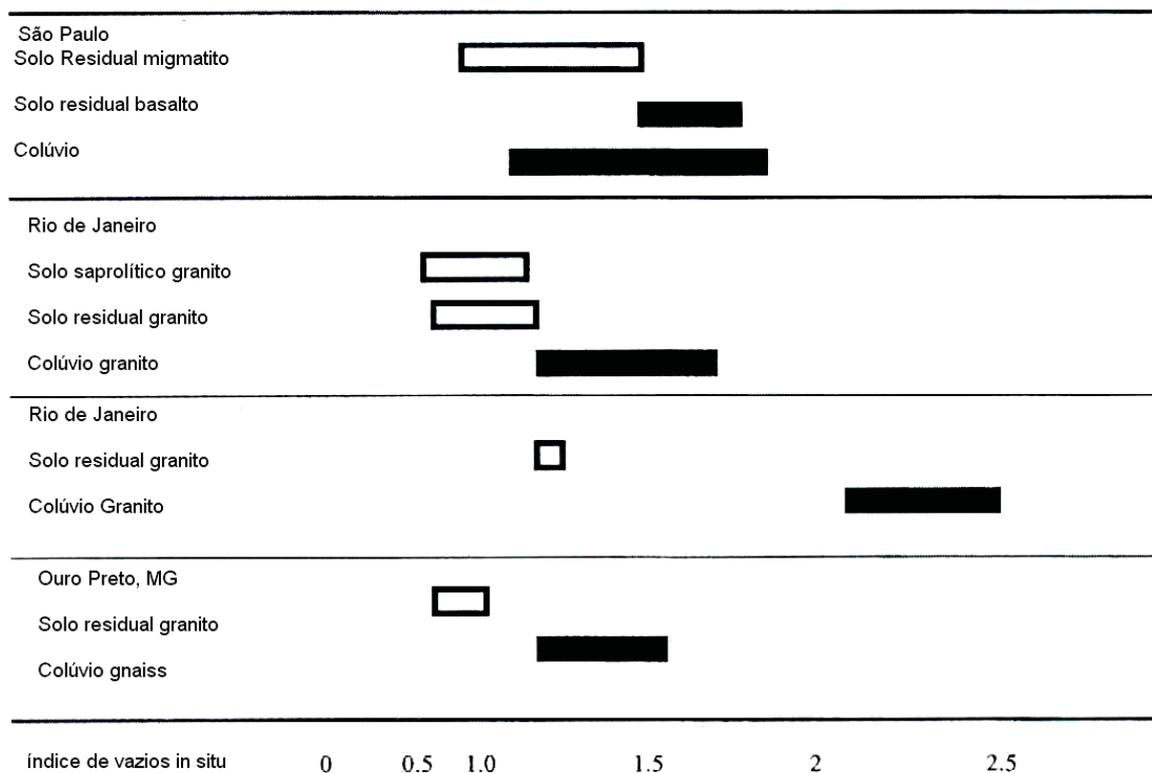


Figura 1.3. Índice de vazios de alguns solos residuais e colúviais do Brasil (LACERDA, 2004).

Solos colúviais podem exibir um falso sobre adensamento (para tensões confinantes de até 50 kPa), desaparecendo este efeito quando ensaiados com tensões confinantes de 100 kPa. Esta observação foi feita por FONSECA e MORAES SILVA (2001) através de ensaios de cisalhamento direto. Para tensões de até 50 kPa, o solo ensaiado apresentou um comportamento sobre adensado, ou seja, formação de uma tensão de pico e dilatância. Para a tensão de 100 kPa não houve a formação de pico e ocorreu uma redução de volume.

Outro dado importante é a condutividade hidráulica saturada dos colúvios. Até em função da sua formação (com exceção dos depósitos formados por solos residuais intactos), os colúvios apresentam valores de condutividade hidráulica, da ordem de  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$  cm/s, que seriam altos considerando a quantidade de argila que pode estar presente (de até 50% de argila segundo SANTOS DA ROCHA et al., 1992). Estes dados confirmam que as partículas de colúvios ficam agrupados em grumos, devido ao processo de lixiviação. Estes valores de condutividade devem-se, além de sua formação, à formação de macroporos (maiores que 2mm) derivados de raízes mortas e de origem animal (Formigueiros, por exemplo). Deve-se considerar que em campo há a presença de blocos de rocha na massa que podem modificar estes valores de condutividade hidráulicos saturados determinados em laboratório.

RODRIGUEZ (2005) apresentou 43 casos históricos de solos de origem coluvionar, com o objetivo de organizar e ampliar o conhecimento sobre os colúvios no que se refere à definição, formação, características e propriedades geotécnicas. A seguir é apresentado um caso (por simplicidade) descrito por RODRIGUEZ (2005), como exemplo de um talude coluvionar.

A Figura 1.4 mostra uma seção transversal de encosta da Piraquara (RJ). O aterro foi construído sobre uma massa de solo coluvionar e tálus. A ruptura foi repentina e catastrófica e envolveu rupturas sucessivas de aterro (para a construção da Rodovia BR-101) e solo coluvionar (1ª ruptura) e solo residual no contato com a rocha sã (2ª ruptura), após um evento pluviométrico de grande intensidade. A causa principal foi a saturação do aterro, devido a drenagem insuficiente da BR 101, e a elevação do lençol freático no colúvio no período de intensa precipitação pluviométrica.

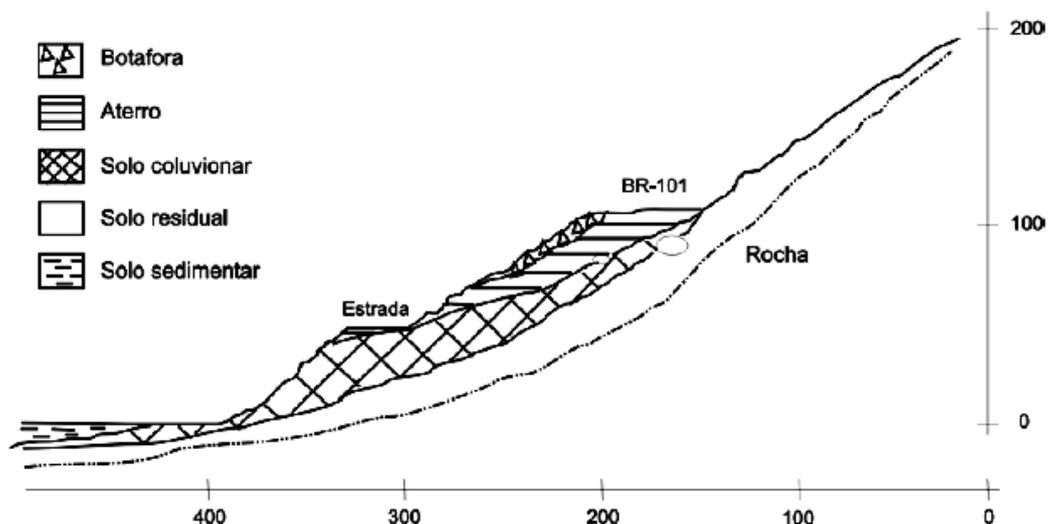


Figura 1.4. Seção Transversal da encosta de Piraquara (SOARES e POLITANO, 1997, modificado por RODRIGUEZ, 2005).

Este caso, como em outros descritos por Rodriguez (2005), mostra que há uma relação direta da infiltração da água da chuva com o escorregamento. A ação do homem, através da modificação da seção original do talude (sobrecarga devido ao aterro e obstrução dos talvelgues de drenagem natural), tornou o talude instável durante um evento pluviométrico de alta intensidade, com o aumento de poro-pressões no colúvio (diminuição da resistência ao cisalhamento) e aumento da sobrecarga do aterro (com a saturação), fatores estes que causaram um decréscimo fator de segurança.

## 1.2 Metodologia

Para simular o caso de um colúvio sobreposto a um material menos permeável, sujeito a uma infiltração na superfície, foi utilizada uma caixa experimental de acrílico em formato de encosta, com drenagem permitida no pé, preenchida com um solo arenoso na espessura de 30cm, instrumentada com transdutores de poro-pressão, tensiômetros, medidores de umidade (TDR), medidor de temperatura e um sistema hidráulico para simular chuva artificial. Foram aplicadas intensidades de chuva ( $i$ ) inferiores à condutividade hidráulica saturada do material ( $k_{sat}$ ) e os resultados obtidos foram comparados com uma simulação numérica utilizando o programa SEEPW. Quando uma intensidade de chuva que incide sobre um solo é menor do que a sua condutividade hidráulica saturada, há a formação de uma frente de umedecimento de avanço não uniforme com a profundidade, ocorrendo uma redução da sucção na superfície. Se  $i > k_{sat}$ , a frente de umedecimento é uniforme e os valores de sucção se anulam na superfície, com já descrito por muitos autores ao longo dos anos (WOLLE e CARVALHO, 1989; VAUGHAN, 1985, BRANDÃO et al., 2004). Neste segundo caso, a instabilidade poderá ocorrer por redução da sucção (se anulando) e a frente de umedecimento aumenta muito o teor de umidade do solo.

O material utilizado é uma areia média a fina da Praia de São Francisco, Niterói/RJ. Foram feitos ensaios de caracterização (granulometria por peneiramento fino e densidade real de grãos), condutividade hidráulica saturada, curva característica (curva de retenção, ciclos de secagem e umedecimento, utilizando a técnica do papel filtro). A escolha desse material foi pelo fato de ter sido utilizado em outras teses na COPPE, sendo as suas propriedades bem conhecidas (OLIVEIRA FILHO, 1987; AVELAR, 1996, 2003; TOZZATO, 2005). A granulometria utilizada (de areia mal

graduada) foi ideal para o uso da técnica da pluviação de solos granulares, usada na deposição da areia na caixa. Partiu-se da condição inicial seca ar (umidade higroscópica) com um índice de vazios controlado pela pluviação. Utilizou-se uma condição mais próxima do estado compacto, pois se a massa de solo estivesse em um estado fofo, haveria modificação do índice de vazios com o avanço da infiltração da água, sendo difícil saber o estado de compactidade da areia após a chuva. Seria inviável comparar os dados gerados pela modelagem numérica, que é baseada em curvas hidráulicas do material (curva característica do solo e curva de condutividade hidráulica não saturada), obtidas por intermédio de ensaios de laboratório e de ajustes numéricos (para um determinado índice de vazios), com os dados experimentais lidos pelos instrumentos, pois as densidades relativas seriam diferentes.

Inicialmente, esperava-se que ocorresse a formação de um lençol paralelo ao talude, no contato impermeável, sendo que a água seria “escoada” para a parte plana do talude (planície). Os resultados obtidos neste trabalho, não mostram a formação de um lençol paralelo à inclinação do talude, indicando que há um padrão de fluxo diferente, que é influenciado por determinados parâmetros, que serão discutidos ao longo do trabalho.

As condições de contorno utilizadas no ensaio foram: (a) Intensidade de chuva aplicada na superfície, (b) fundo impermeável (para simular a presença de materiais com baixa condutividade hidráulica saturada), (c) superfícies laterais e crista a montante impermeável e (d) drenagem permitida ou não, na superfície lateral a jusante do talude.

A modelagem numérica constou de duas etapas: primeiro simular a condição de infiltração da água da chuva no talude, a partir de um perfil de pressões inicial e com base nos parâmetros hidráulicos do solo obtidos por intermédio de ensaios de laboratório. Esta primeira etapa foi com auxílio do programa SEEPW. Com base nestes dados partiu-se para a segunda etapa, utilizando o programa SLOPEW, calculando-se a variação dos fatores de segurança no tempo. O programa SLOPEW permite ainda a consideração da equação de FREDLUND et al. (1978) para solos a resistência de não saturados, a partir dos parâmetros tradicionais de resistência do solo.

## 1.3 Objetivos

A partir do que foi exposto anteriormente, salientam-se os objetivos da tese:

### (a) Objetivo principal

Procurar entender o fluxo de água em taludes parcialmente saturados, utilizando um modelo físico, através de resultados obtidos de poro-pressão, sucção e umidade do talude. Posteriormente, comparar os resultados obtidos experimentalmente no modelo físico com uma análise numérica, baseada em parâmetros hidráulicos do material (curva característica, curva de condutividade hidráulica não saturada e condutividade hidráulica saturada), ressaltando os possíveis desvios que possam ocorrer entre o comportamento real medido e os resultados gerados pela modelagem numérica. Aplica-se esta metodologia para o caso de taludes coluvionares sobrepostos a uma camada de solo residual ou rocha (com condutividade hidráulica inferior ao colúvio), sujeitos a uma intensidade de chuva ( $i$ ) na superfície, inferior à condutividade hidráulica saturada no material ( $k_{sat}$ ), com a formação de uma frente de umedecimento não uniforme com a profundidade.

### (b) Objetivo específico

Variar alguns parâmetros no modelo experimental: (a) intensidade de chuva; (b) condições iniciais de umidade; (c) Função de intensidade de chuva (duração e intensidade); (d) condição de contorno basal (drenagem) e (e) Inclinação, verificando a influência de cada parâmetro sobre o fluxo no talude e fazendo uma estimativa da estabilidade do talude, utilizando um modelo numérico.

## 1.4 Estrutura da Tese

A tese foi subdividida em oito capítulos. Será feita uma breve apresentação de cada capítulo.

O capítulo 1 apresentou a fundamentação teórica do trabalho e seus objetivos.

Os três capítulos seguintes (2, 3 e 4), são de revisão bibliográfica, apresentando os conceitos fundamentais sobre o qual está baseado este trabalho, tais

como solos não saturados, infiltração da água em taludes e estabilidade de taludes considerando solos não saturados.

No Capítulo 5, o modelo experimental é detalhado, abordando os materiais e a instrumentação usada.

O Capítulo 6 mostra os resultados obtidos experimentalmente e o modelo numérico é apresentado (malha utilizada, condição de contorno, condições iniciais, etc). É feita uma comparação entre os dois modelos e uma discussão sobre os resultados experimentais e numéricos.

Finalmente, no Capítulo 7, há o encerramento do trabalho, com as conclusões e sugestões para futuras teses.

## 2 SOLOS NÃO SATURADOS

### 2.1 Considerações Iniciais

Este capítulo apresenta uma breve revisão de solos não saturados, definindo conceitos básicos, tais como potencial de água no solo, sucção, capilaridade, etc. Uma ênfase maior é dada à curva característica e à condutividade hidráulica não saturada, parâmetros importantes quando se considera um problema envolvendo fluxo em solos não saturados. Por fim, é apresentada a equação que rege o fluxo em solos não saturado e comentários são feitos sobre este assunto e as diferenças com o fluxo de um solo saturado.

### 2.2 As Fases do Solo

Um solo não saturado é composto por três fases: sólida, líquida e gasosa. FREDLUND e MORGENSTERN (1977) propuseram uma quarta fase, a película contrátil. Esta última fase é a interface água-ar (quando a fase ar é contínua), que influencia no comportamento mecânico do solo. A propriedade mais significativa da película contrátil é a sua capacidade de resistir à tração.

A fase sólida é constituída por partículas minerais e matéria orgânica, variando de forma e tamanho. De acordo com o tamanho médio do grão, o solo é denominado argila, areia, silte ou pedregulho. Os grãos podem sofrer variações de textura, composição mineralógica e configuração cristalográfica.

A fase líquida é composta por água, sais minerais e ar dissolvido. A água pode ser subdividida em adsorvida (presente na fase sólida), livre e gravitacional.

A fase gasosa é constituída pelo ar livre (mistura de vários gases) e vapor de água e está presente no espaço poroso não ocupado pela água, uma vez que o solo esteja em um estado não saturado ou “seco”. O ar pode se apresentar na forma

contínua (em contato direto com o ar do exterior da massa do solo), ocluso (aprisionado, em bolhas, dentro da massa de água) e dissolvido na água.

Por fim, há a película contráctil, que é o nome dado à fronteira entre a fase água e a fase ar não dissolvido. Comporta-se como uma membrana elástica sobre tensão (tração) misturada por toda a estrutura do solo. Em relação água, a película contráctil tem densidade inferior e uma condutividade térmica maior (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Do ponto de vista das relações massa-volume para um solo não saturado, é possível considerar o solo como um sistema trifásico, porque o volume da película contráctil é pequeno e esta pode ser considerada com parte da fase água. Porém, dentro de uma análise de tensões de um contínuo multifásico, é necessário separar esta fase independente (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

## 2.3 Potencial da Água no Solo

Segundo TAYLOR e SLATER (1960), *apud* HILLEL (1971), a diferença de potencial entre a água do solo e a água pura, a uma mesma temperatura, é denominada potencial de água no solo. MARSHALL e HOLMES (1981), *apud* DIENE (2004), chamaram de potencial total a variação da energia potencial do solo com relação a um estado padrão de referencia arbitrário. A água do solo está sujeita a vários campos de força (devidos as forças de atração sólido-água, à presença de solutos, à gravidade e às pressões externas de gás) que fazem o seu potencial diferir da água pura. Porém, definir potencial da água no solo é uma tarefa um tanto complexa, pois são necessários certos conhecimentos sobre a termodinâmica (1º e 2º leis). Conceitos tais como entropia e energia de livre (Equação de Gibbs), por exemplo, são fundamentais no entendimento do conceito, mas sua compreensão não é trivial. Como o detalhamento deste assunto foge do foco do trabalho, o autor optou por não ir mais a fundo nesta questão. Entretanto, uma breve introdução a respeito do tema e uma discussão quanto à definição de potencial de água no solo pode ser encontrada em HILLEL (1971). Este trabalho limitar-se-á em definir potencial total da água no solo através da seguinte equação:

$$P = P_g + P_p + P_o + P_m \quad (2-1)$$

onde:  $P$  = Potencial total;  
 $P_g$  = Potencial gravitacional;  
 $P_p$  = Potencial de pressão;  
 $P_o$  = Potencial osmótico;  
 $P_m$  = Potencial mátrico.

O potencial gravitacional está relacionado somente com a presença do campo gravitacional terrestre. Cada corpo é atraído para o centro da terra por uma força gravitacional igual ao seu peso. Levantando-se um corpo a uma determinada altura, realiza-se um trabalho na forma de energia potencial. Logo, esta energia depende da posição do corpo, ou seja, o potencial gravitacional depende somente da elevação relativa a um referencial arbitrário. É comum expressar o potencial em termos de energia por unidade de peso, sendo o potencial gravitacional expresso em unidades de comprimento [L].

O potencial de pressão é fornecido pela pressão que a coluna de fluido exerce sobre um ponto do solo, estando este saturado. Neste caso, a pressão da água é maior que a pressão atmosférica e será proporcional a altura de elevação da coluna da água em relação ao ponto de medição. Ao contrário, se a pressão da água for inferior à pressão atmosférica, o potencial atuante é o mátrico, decorrente do surgimento de uma pressão negativa ou sucção mátrica, estando o solo em uma condição não saturada. Esta pressão aumenta à medida que o teor de umidade do solo sofre redução (até certo ponto em materiais arenosos). Este potencial surge pelos efeitos da capilaridade e adsorção. Esta componente é sempre negativa. Se o solo estiver saturado, o potencial mátrico é nulo haverá potencial de pressão.

O potencial osmótico surge em função da diferença de composição entre a água do solo, que possui sais minerais e substâncias orgânicas na sua composição, e a água pura. A presença de solutos no solo afeta suas propriedades termodinâmicas e sua energia potencial. Este potencial só aparece se houver uma membrana ou barreira difusiva que deixe passar mais água que sais, criando uma diferença de concentração, como no caso de interações entre raízes de plantas e o solo (HILLEL, 1971).

Na equação do potencial total, a energia cinética não é considerada porque a velocidade da água em solos é relativamente pequena, sendo que esta parcela de energia é praticamente nula em relação à energia potencial. Há outros componentes na equação de potencial total (equação 2-1), mas por não terem uma influência significativa, quando se lida com potencial no solo, foram desconsiderados.

## 2.4 Sucção

### 2.4.1 Definição

Intuitivamente, pelo que foi exposto na definição de potencial da água no solo, pode-se compreender o termo sucção através da definição do potencial total. A sucção do solo é o estado de energia livre da água no solo (EDLEFSEN e ANDERSON, 1943, *apud* FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Este é um conceito termodinâmico e não será explorado neste trabalho. Este estado pode ser medido em termos de pressão parcial de vapor (RICHARDS, 1965, *apud* Fredlund & Rahardjo, 1993). O relacionamento termodinâmico entre a sucção e a pressão parcial de vapor é dado por:

$$\psi = \frac{RT}{V_{w0} \omega_v} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (2-2)$$

onde:

$\psi$  = Sucção total;

$R$  = Constante universal dos gases ( $0,082 \text{ atm}/(\text{mol.K}^\circ)$ );

$T$  = Temperatura absoluta ( $\text{K}^\circ$ );

$V_{w0}$  = Volume específico da água ou inverso da densidade da água ( $\text{m}^3/\text{kg}$ );

$\omega_v$  = Massa molecular do vapor d'água ( $\text{kPa}$ );

$(u_v/u_{v0}) = (RH)$  = Umidade relativa do ar no solo;

$u_v$  = Pressão parcial do vapor d'água nos poros ( $\text{kPa}$ );

$u_{v0}$  = Pressão de saturação do vapor d'água nos poros sobre uma superfície plana da água para a mesma temperatura.

Considerando uma temperatura constante, a Equação (2-2) pode ser reduzida para:

$$\psi = -C \cdot \ln(RH) \quad (2-3)$$

Sendo  $C$  uma constante, que depende da temperatura, e  $RH$  a umidade relativa do ar no solo.

A Figura 2.1 mostra a variação da sucção total com a umidade relativa, segundo a equação (2-3).

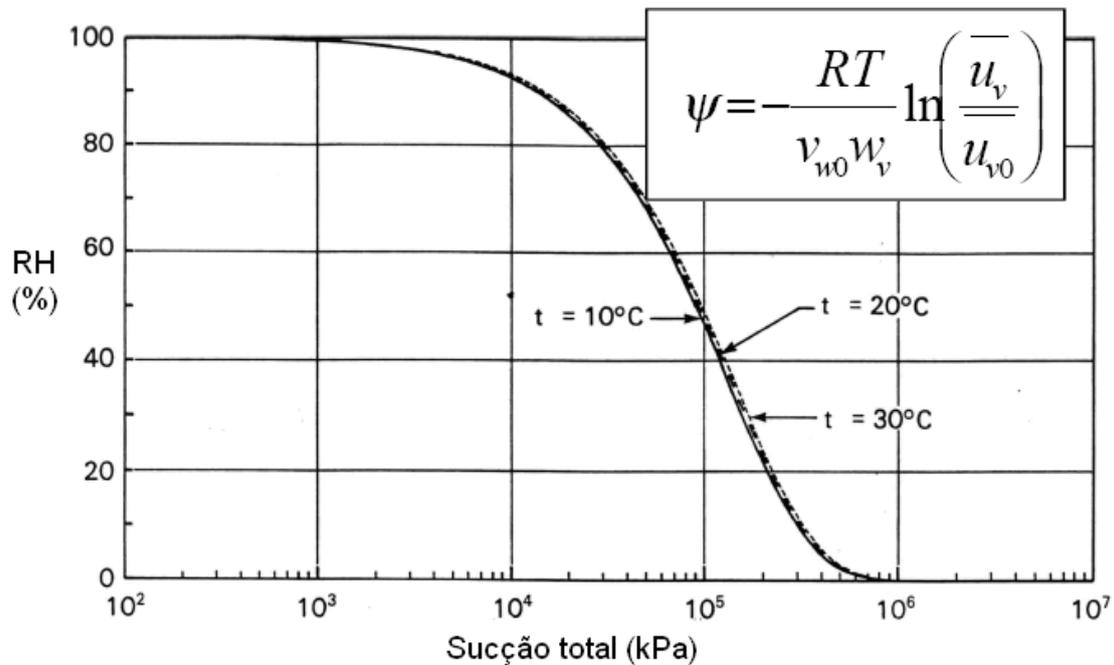


Figura 2.1. Sucção total x umidade relativa (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Nota-se, pela Figura 2.1, que a variação da umidade relativa com a sucção não é muito significativa com a variação da temperatura.

A sucção total, ou pressão negativa, é composta por duas parcelas: a sucção mátrica e a sucção osmótica. A sucção mátrica está associada aos fenômenos de capilaridade e adsorção e pode ser definida em termos de pressão:

$$\psi_m = u_a - u_w \tag{2-4}$$

sendo  $u_a$  = pressão do ar;

$u_w$  = pressão da água.

A capilaridade predomina quando os vazios dos solos não saturados estiverem com certa quantidade de água presente nos vazios do solo. De início, para esvaziar os poros do solo e reduzir a sua umidade, uma quantidade de energia precisa ser despendida, mediante uma sucção. Quando a água entre os vazios “seca” para baixos teores de umidade no solo, a água se apresenta em forma de filmes recobrimo as

partículas sólidas, sendo esta retenção denominada adsorção (SANTOS e GUIMARÃES, 1992).

A capilaridade é explicada devido à existência de uma tensão superficial  $T$ , atuante ao longo da linha de contato entre o líquido e o sólido (película contráctil), fazendo um ângulo  $\alpha$  com a vertical. A fronteira ar-água possui uma tensão denominada superficial, que resulta de forças intermoleculares que atuam sobre as moléculas da película contráctil (separa a fronteira ar-água). Conforme pode ser visto na Figura 2.2a, uma molécula de água no interior da água experimenta forças iguais em todas as direções. Em uma molécula na película contráctil há um desequilíbrio de forças na direção do interior água. Para que esta película esteja em equilíbrio, é necessário que haja uma tensão de tração atuante (a propriedade da película que a permite exercer esta tensão de tração é a tensão superficial). A superfície do líquido adquire uma energia potencial que se opõe a qualquer tentativa de distensão (LIBARDI, 1995).

A altura de ascensão capilar pode ser facilmente deduzida, considerando um tubo capilar inserido dentro de um reservatório de água, que é função da tensão superficial e inversamente proporcional ao raio de curva do tubo. A curvatura observada no menisco é causada pela diferença de pressão na interface líquido-gás (Figura 2.2b).

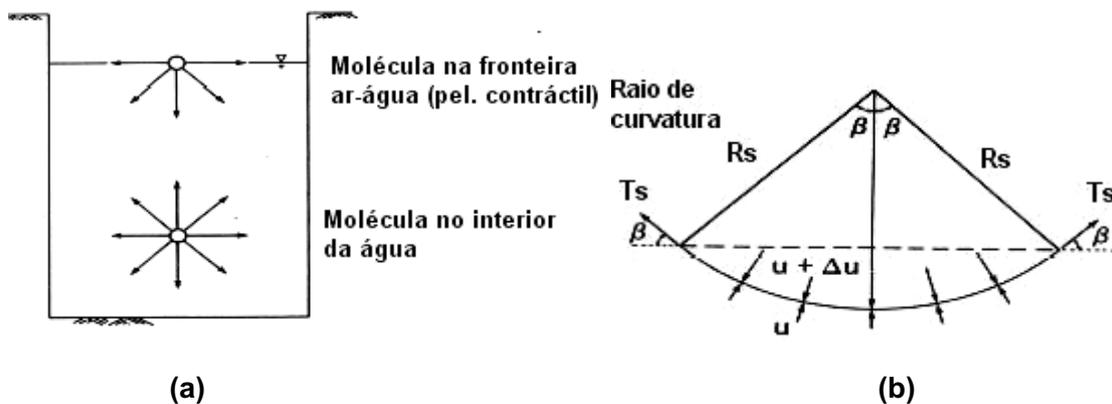


Figura 2.2. Tensão superficial para na fronteira ar-água e na água; (b) Pressões e tensão superficial atuando sobre a película contráctil (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Adsorção é um fenômeno interfacial que resulta de diferentes forças de atração e repulsão entre as moléculas das superfícies das diferentes fases envolvidas (sólido-líquido). Estas forças podem ser eletrostáticas ou iônicas (Coulomb), intermoleculares (Van der Waals) e repulsivas (Born). A adsorção em solos provoca uma forte retenção

do fluido na partícula e geralmente é de natureza eletrostática (LIBARDI, 1995), estando presente em materiais argilosos. No caso dos materiais arenosos, a parcela da adsorção não é significativa no valor da sucção mátrica, devido à natureza química do grão.

A sucção osmótica é a pressão atuante sobre o líquido quando a água pura passa para uma solução mais concentrada de sais presentes na água, através de uma membrana semipermeável, para uma menos concentrada (por osmose). Considerando uma solução com uma determinada concentração de sais, separada por uma membrana semipermeável (só passa água pura) de uma outra solução de água pura, a água pura tenderá a passar, através desta membrana semipermeável, da solução mais concentrada para a menos concentrada, devido à variação da concentração. Este movimento ocorre devido ao desequilíbrio entre as forças de atração das moléculas do soluto e do solvente. As moléculas do solvente são atraídas para o lado que possui menos soluto.

## **2.4.2 Medição da Sucção**

### **a) Tensiômetros**

Os tensiômetros são aparelhos utilizados para medir diretamente a sucção mátrica do solo. Os elementos que compõe um tensiômetro são: uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento de ar conectada a um sensor de pressão (manômetro de mercúrio, manômetro de vácuo ou transdutor de pressão) por intermédio de um tubo de ligação preenchido com água de-aerada. Uma descrição detalhada pode ser encontrada em STANNARD (1992). O sistema de medição influencia o tempo de resposta do tensiômetro. Em geral, o aumento na sensibilidade significa um decréscimo no tempo de resposta (CASSEL e KLUTE, 1986, *apud* FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Outro fator que influencia o tempo de resposta é a condutividade hidráulica saturada da pedra porosa (quanto maior a condutividade hidráulica, menor o tempo de resposta). Uma vez saturado o elemento poroso, o ar não pode passar pela pedra, a não ser que esta esteja sujeita a uma pressão maior que a pressão de borbulhamento.

Os tensiômetros inicialmente foram projetados para medir sucções inferiores a 1 bar (100 kPa), valores estes observados na Agricultura. Acima destes valores a água cavita (fenômeno em que se formam bolhas de ar e a continuidade do líquido no

reservatório é interrompida), fazendo com que as leituras do tensiômetro não sejam mais válidas. Em Engenharia, os valores de sucção são bem maiores que 1 bar e a solução encontrada foi o desenvolvimento de tensiômetros para medir sucções mais altas.

Um dos grandes inconvenientes que pode prejudicar o bom funcionamento de um tensiômetro é a presença de bolhas de ar. Estas podem e devem ser eliminadas durante o processo de saturação com aplicação de vácuo ou de um fluxo ascendente e o uso de água de-aerada. Porém, pode haver ar dissolvido na água, seja por falha no processo de saturação ou por difusão da água do solo para o reservatório do tensiômetro, que sob pressão tende a aumentar o tamanho da bolha de ar, interrompendo a continuidade da água do reservatório com a pedra porosa, prejudicando as leituras do aparelho. Há vários tipos de tensiômetros disponíveis, que foram desenvolvidos ao longo dos anos. A seguir serão apresentados alguns destes instrumentos revistos na literatura.

### **(1) Tensiômetro convencional (Soil Moisture Corporation)**

Este tensiômetro é composto de uma cápsula cerâmica, ligada a um sistema de medição de pressão (um manômetro de vácuo). O tubo de ligação é usualmente feito de plástico devido a sua baixa condução de calor e natureza não corrosiva. O tubo e a cápsula são preenchidos com água de-aerada. Esta cápsula é permeável à água e sais, permitindo que água do tensiômetro tenha a mesma composição e concentração da água do solo. Logo, não há medida de sucção osmótica porque não há gradiente de concentração. É um dos aparelhos mais utilizados para medição da sucção, sendo limitado a valores de até 90 kPa (quando a água sofre cavitação).

Inicialmente a água no tensiômetro está na pressão atmosférica e a água no solo está numa pressão subatmosférica. Após a instalação do instrumento, a água do solo provoca uma sucção na água do tensiômetro até atingir o equilíbrio. Este processo de retirada de água provoca uma queda de tensão no aparelho. Quando o equilíbrio é obtido, o fluxo de água cessa. A diferença de pressão é calculada pelo sistema de medição e dá o valor do potencial matricial. Como desvantagem, na instalação do tensiômetro, pode haver uma alteração na estrutura do solo na região adjacente, causando fissuras que permitirão a fácil penetração da água proveniente da superfície, modificando o valor real da sucção. A Figura 2.3 ilustra os componentes de um tensiômetro convencional.

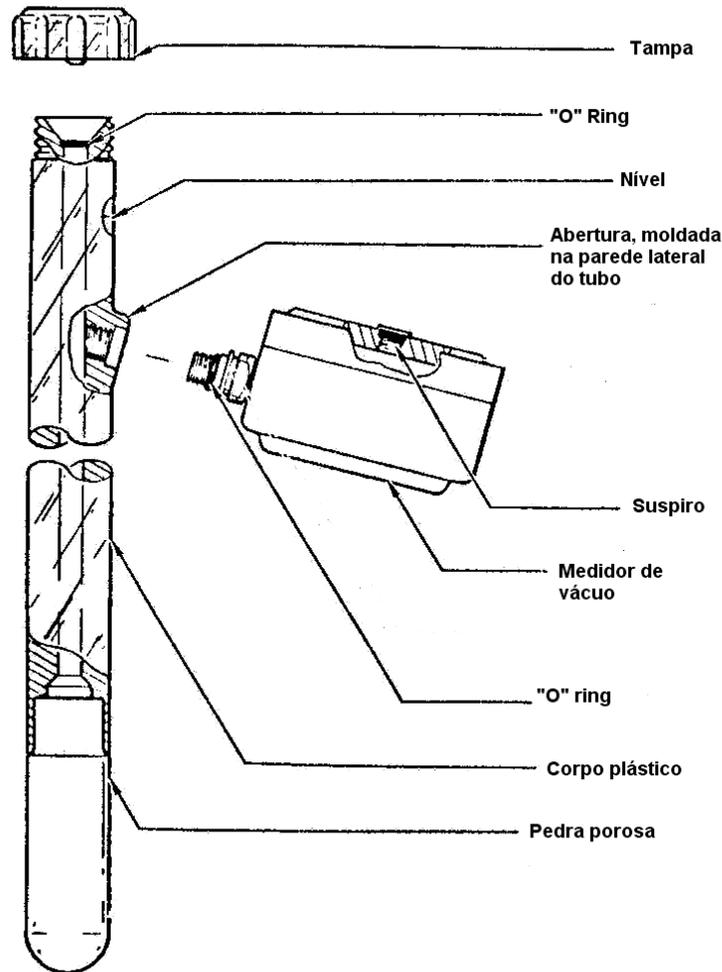


Figura 2.3. Tensiômetro convencional da Soil Moisture (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

## **(2) Tensiômetros do tipo “Jet Fill”**

Não deixa de ser um tensiômetro convencional melhorado. Este tipo de aparelho possui um reservatório de água localizado na parte superior. Um mecanismo que injeta um jato de água sob pressão (“jet fill”) tem uma ação similar a uma bomba de vácuo. As bolhas de ar acumuladas são removidas pressionando o botão na parte superior do tensiômetro (a água armazenada no reservatório é injetada para o bulbo do tensiômetro, fazendo com que as bolhas de ar movimentem-se no sentido ascendente). Este procedimento é importante numa re-saturação do reservatório do tensiômetro, eliminando possíveis bolhas ar.

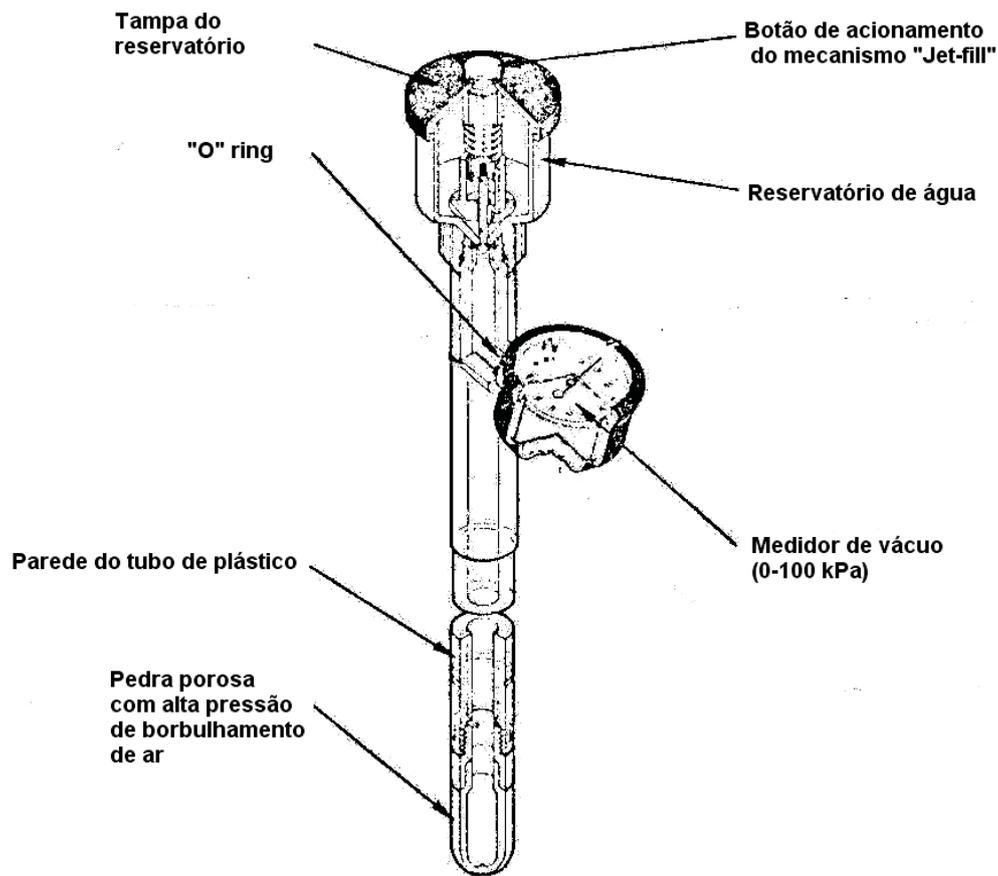


Figura 2.4. Tensiômetro do Tipo "Jet-Fill" (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

### **(3) FLEMING et al. (1992)**

Os autores acima apresentaram detalhes de um tensiômetro, desenvolvido na PUC-RIO, para medidas automáticas de sucção em encostas. Este tensiômetro é composto por uma cápsula porosa tronco-cônica, de material cerâmico com alto valor de entrada de ar, e uma haste metálica, na qual são rosqueados tampões de topo e base, conforme pode ser visto na Figura 2.5. Há dois orifícios no tampão de topo com a finalidade de re-saturação do tensiômetro (para eliminação das bolhas de ar), após a instalação em campo. Um terceiro orifício é utilizado na conexão do transdutor elétrico de pressão. O sistema de medição utilizou um transdutor de pressão de baixo custo, tamanho reduzido e baixo nível de ruído (SCX30ANC da Sensym) acoplado a uma placa condicionadora. Para completar o instrumento, um tubo de PVC de 48mm de diâmetro foi colado no tampão de topo (para permitir a cravação do tensiômetro e também como proteção para a placa condicionadora). O tensiômetro é conectado a um sistema de aquisição de dados. A saturação das placas porosas foi feita em

laboratório. Os tensiômetros foram instalados em campo através de um furo no terreno de 52mm de diâmetro, usando trado mecânico, e posteriormente, instalados no terreno. As medições dos valores de sucção na encosta do Jardim Botânico (RJ), indicaram o bom funcionamento do instrumento.

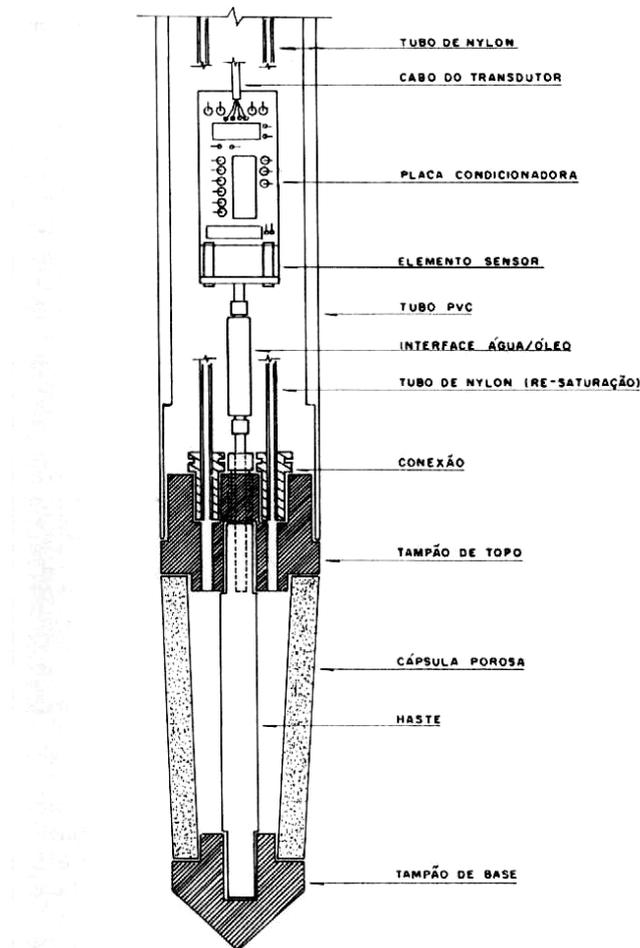


Figura 2.5. Tensiômetro de FLEMING et al. (1992).

#### **(4) RIDLEY e BURLAND (1993)**

O instrumento que foi desenvolvido por RIDLEY e BURLAND (1993) no Imperial College, da Universidade de Londres é composto de um transdutor de pressão da Entrac (CPX-500), que pode ler pressões de até 500kPa, uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento de ar (15bar) e um volume de reservatório mínimo entre o transdutor e a pedra porosa (3mm<sup>3</sup>). Segundo os autores, o pequeno volume parece inibir a presença de bolhas de ar, retardando a cavitação, possibilitando a medição de sucções, maiores que 100 kPa, com tempo de resposta rápido, sendo estes valores significativos em engenharia. Esta foi a proposta dos autores, apresentar este sistema tensiométrico com a finalidade de medir sucções

maiores que 100 kPa. A sucção medida em uma amostra de solo chegou a 1200 kPa, demonstrando o bom funcionamento do equipamento, devidamente calibrado em laboratório. Este trabalho, de certa forma, foi um dos marcos iniciais dos tensiômetros para medir elevadas sucções (maiores que 1 bar) e que serviu de base para o desenvolvimento de outros instrumentos com as mesmas características.

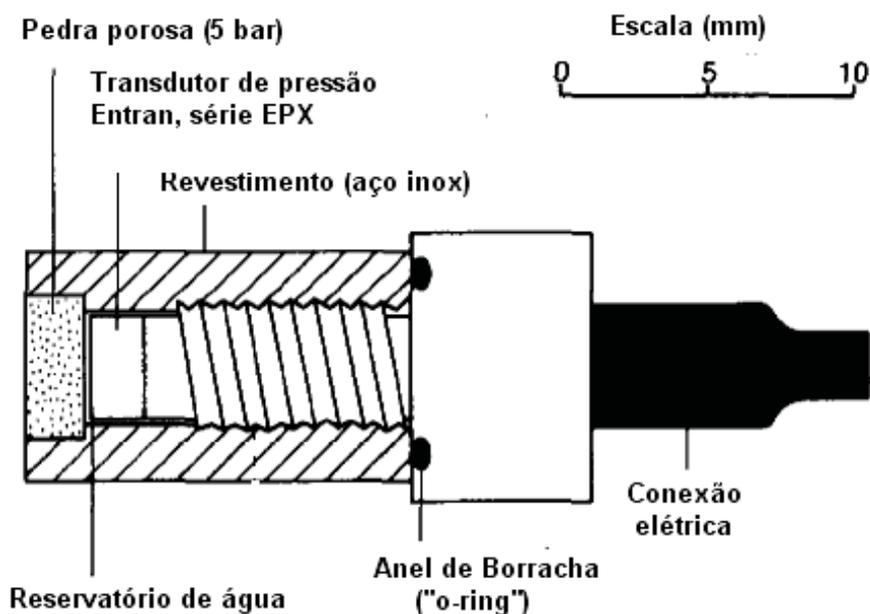


Figura 2.6. Tensiômetro RIDLEY e BURLAND (1993).

#### **(5) Pacheco (2001)**

PACHECO (2001) apresentou um tensiômetro especial para a medição de altas sucções (maiores que 1 atm) de forma contínua e precisa, desenvolvido por MAHLER e GONÇALVES (2004), no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Este novo tensiômetro é composto por uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento de ar (15 bar), um transdutor de pressão (K8 - Ashcroft), água de-aerada e um reservatório acrílico, conforme pode ser visto na Figura 2.7.

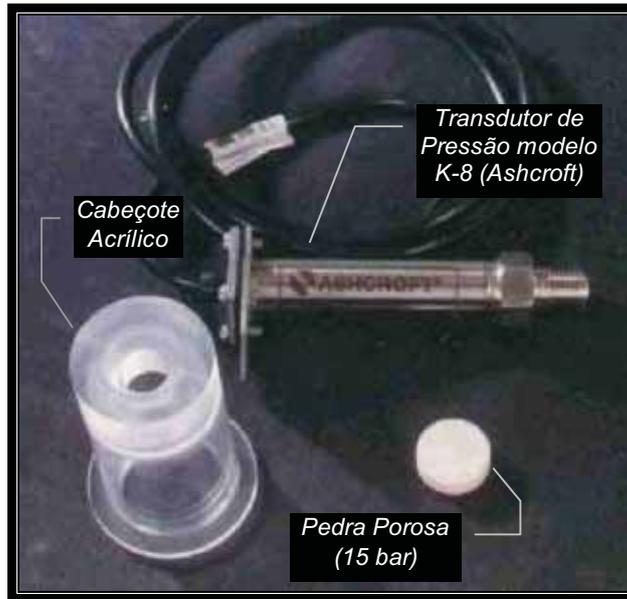


Figura 2.7. Componentes do tensiômetro de PACHECO (2001).

MAHLER et al. (2004) ressaltaram as vantagens da utilização de transdutores elétricos: uma boa acurácia, obtenção de um grande número de dados de forma contínua e necessita de muito pouco fluxo de água para entrar em equilíbrio com o solo, reduzindo o tempo de resposta. Este novo equipamento utiliza os mesmos princípios do tensiômetro desenvolvido por RIDLEY e BURLAND (1993) que permite a medição de sucções mais elevadas que os tensiômetros convencionais. Tensiômetros que medem sucções maiores que 1 atm diferem dos tensiômetros convencionais pelo uso de um pequeno volume de reservatório entre a pedra porosa e o transdutor e pelo uso de um reservatório de parede lisa, que retardam a cavitação (MAHLER e DIENE, 2006).

Este tensiômetro foi instalado em um minilímetro e as medições de sucção foram comparadas com outros aparelhos comercialmente fabricados. O novo tensiômetro foi capaz de medir valores de sucção de até 300 kPa, sem ocorrência de cavitação da água e com uma boa concordância com os outros equipamentos comercialmente vendidos.

#### **(6) DIENE (2004)**

Dando continuidade à pesquisa iniciada por PACHECO (2001), DIENE (2004) apresentou tensiômetros para a medição de sucção elevada, desenvolvido por MAHLER e GONÇALVES (2004), no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Os valores de sucção medidos pelos novos instrumentos foram comparados com

equipamentos comercialmente distribuídos, tais como tensiômetros automáticos e equitensiômetros. Na confecção dos tensiômetros foram utilizados dois tipos de transdutores de pressão, com tamanhos de reservatórios diferentes e pedras porosas com duas pressões de borbulhamento de ar (5 e 15 bar)

Os novos equipamentos foram ensaiados em lisímetros de laboratório (com fundo em madeira compensada e com laterais em vidro, para facilitar a visualização da frente de umedecimento). Para a medição foi utilizado um sistema de aquisição de dados automático. A Figura 2.8 mostra o Tensiômetro TENSE EXP1, acoplado a um transdutor de ENTRAN, e a Tabela 2.1 mostra os modelos desenvolvidos com suas características.



Figura 2.8. Tensiômetro TENSE EXP1 (DIENE, 2004)

Tabela 2.1 - Características dos Tensiômetros (DIENE, 2004)

| Tensiômetro | Vol. do reservatório (mm <sup>3</sup> ) | Transdutor modelo   | Pedra porosa pres.borb. (bar) |
|-------------|---|---------------------|-------------------------------|
| TENSE-ASH 1 | 1259,50                                 | AHSCROFT, modelo K2 | 15                            |
| TENSE-ASH 2 | 1044,84                                 | AHSCROFT, modelo K2 | 5                             |
| TENSE EXP1  | 5,32                                    | Entran EPX-VO1-5KP  | 15                            |
| TENSE EXPO1 | 12,72                                   | Entran EPXO_XO1-3KP | 5                             |

DIENE (2004) obteve os seguintes resultados:

- As medições obtidas pelo tensiômetro TENSE-ASH2 atingiram valores de sucção de até 800kPa (no tensiômetro TENSE-ASH1, as medições foram até 1380kPa, que tinha uma pedra porosa de maior pressão de borbulhamento, 15bar). Os valores de sucção medidos foram similares aos medidos por tensiômetros comerciais, mostrando o bom funcionamento dos novos instrumentos;

- Para a série TENSE-EPX01 e TENSE-EPX1, os resultados foram similares, porém com um menor tempo de resposta comparado aos instrumentos anteriores.

Estes protótipos de novos tensiômetros mostraram resultados satisfatórios quando às suas medições, tendo a vantagem de possuir um baixo custo em relação a outros instrumentos fabricados.

## b) Psicrômetros

Os psicrômetros são aparelhos usados para medir a sucção total a partir da umidade relativa do ar no solo. Uma vez medida a umidade relativa relaciona-se este valor com o da sucção total de acordo com a equação 2.6 (item 2.2).

Há dois tipos de básicos de psicrômetros: o “wet-loop” e Peltier. Ambos operam com base em medidas da diferença de temperatura de uma superfície sem evaporação (bulbo seco) e uma superfície com evaporação (bulbo úmido).

A seguir será descrito o princípio básico de funcionamento do psicrômetro Peltier. Os dois princípios de operação do psicrômetro do tipo Peltier são: o efeito Seebeck e o efeito Peltier (Figura 2.9).

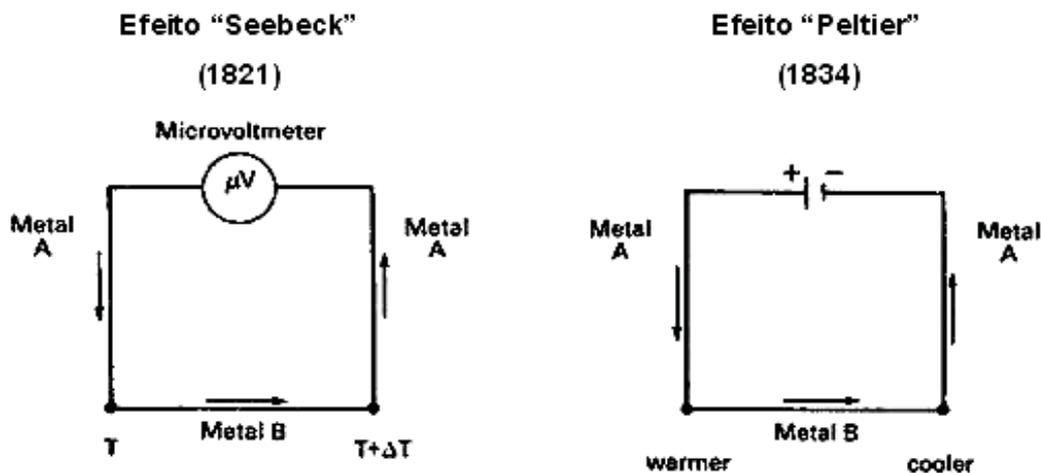


Figura 2.9. Princípios de funcionamento do psicrômetro do tipo Peltier (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

SEEBECK (1821), *apud* FREDLUND e RAHARDJO (1993), descobriu que uma força eletromotriz é gerada em um circuito fechado com dois metais diferentes quando há uma diferença de temperatura nas duas junções.

PELTIER (1834), *apud* FREDLUND e RAHARDJO (1993), descobriu que quando uma corrente é passada através de um circuito com dois metais diferentes, uma das junções torna-se mais quente que a outra.

O psicrômetro é composto por uma cápsula porosa fina que entra em contato com o solo, dotada de termopares, um microvoltímetro, uma fonte de alimentação e um sensor de temperatura.

O psicrômetro do tipo Peltier é constituído por dois termopares, um úmido e um seco (de referência) em equilíbrio térmico com o ar. Aplica-se uma corrente elétrica que atravessa o par termo-elétrico (bulbo úmido), provocando um resfriamento que condensa água do ar sobre o par termo-elétrico, sendo este fenômeno denominado de efeito Peltier. Quando a corrente for desligada, a água condensada no par termo-elétrico evaporará (diminuindo a temperatura, abaixo do ponto de orvalho) e com isso mede-se a temperatura no bulbo úmido ( $t_u$ ), a partir da leitura da força eletromotriz. Com a temperatura do bulbo úmido, calcula-se a pressão de vapor da água e conseqüentemente o valor da sucção.

Uma das desvantagens dos psicrômetros para medir a sucção em solos secos é a dificuldade de condensar uma gota de água em pares termo-elétricos simples. Já em solos com umidade elevada, a diferença entre as temperaturas dos bulbos úmido e seco pode ser tão pequena que tornado-se impossível determinar indiretamente o valor da sucção existente no solo (GERSCOVICH, 1994).

Os psicrômetros podem medir sucções de até 8000kPa e com temperaturas entre 0° e 35°. O tempo de resposta varia de poucas horas, para valores elevados de sucção, a cerca de duas semanas, para valores de sucção na ordem de 100 kPa (CAMPOS, 1994). Este fato pode restringir o uso do equipamento em campo. Outra desvantagem é que a acurácia dos valores de sucção lidos é influenciada pelas variações de temperatura.

### **c) Papel Filtro**

Este método pode ser usado para medir a tanto a sucção total quanto a sucção mátrica. Consiste em colocar um papel filtro em contato com o solo (medida de sucção mátrica) sem permitir a evaporação, deixando que o equilíbrio de pressão se estabeleça. A partir da umidade final do papel filtro e de uma calibração adequada é possível determinar indiretamente o valor da sucção existente naquele solo.

Existem várias calibrações para diferentes papéis filtro (Whatman # 42 e Schleicher & Schuell # 589) que correlacionam umidade com pressão (sucção) no papel filtro, sendo apresentadas por MARINHO (1994b). RIFAT BULUT et al. (2001) obtiveram curvas de calibração do papel Schleicher & Schuell # 589. CHANDLER e GUTIERREZ (1986) obtiveram a calibração do papel filtro Whatman # 42, que correlaciona sucções de até 2000 kPa, usando um oedômetro tradicional. As amostras foram adensadas com várias tensões até chegar a um teor de umidade de equilíbrio. Após isto, as amostras foram rapidamente retiradas do oedômetro, com grande cuidado de não perder umidade da amostra. Uma vez que as amostras foram retiradas, discos de papel filtro foram postos nas suas duas extremidades, sendo postos dentro de recipientes de acrílico e mantidos a uma temperatura controlada, por cinco dias. Após o equilíbrio de pressões entre o solo e o papel filtro ter sido obtido, foi medida a umidade no papel filtro. Considerando que o descarregamento foi unidimensional e que as tensões aplicadas pela prensa de adensamento deveriam ser iguais à sucção mátrica da amostra descarregada, foi possível obter, para vários carregamentos, pares de pontos de sucção e a umidade no solo. A equação obtida apresenta a desvantagem de ler somente sucções acima de 80 kPa, pois abaixo deste nível de sucção os resultados obtidos não são confiáveis (CHANDLER e GUTIERREZ, 1986).

Porém, CHANDLER e GUTIERREZ (1992), *apud* MARINHO (1994b), obtiveram expressões para a sucção em função do teor de umidade no papel, do papel Whatman n # 42, sendo possível correlacionar umidade do papel com sucções menores que 10 kPa:

para umidades( $w$ ) > 47%

$$\psi(kPa) = 10^{(6.05 - 2.48 \log w)} \quad (2-5)$$

para umidades ( $w$ ) < 47%

$$\psi(kPa) = 10^{(4.84 - 0.0622w)} \quad (2-6)$$

sendo  $\psi$  a sucção e  $w$  o teor de umidade gravimétrico do papel filtro no equilíbrio de pressões.

Este método, conforme salientado anteriormente, é classificado como um método indireto para a medição da sucção no solo. A partir da umidade medida no

papel filtro (obtida após o equilíbrio de pressões) retira-se, indiretamente, com auxílio da curva de calibração do papel, o valor da sucção no papel (que deve ser igual à sucção no solo). Quando um papel filtro é colocado em contato com o solo, considera-se que a água escoa do solo para o papel filtro até que um equilíbrio de pressões seja obtido. A Figura 2.10 mostra um esquema do ensaio.

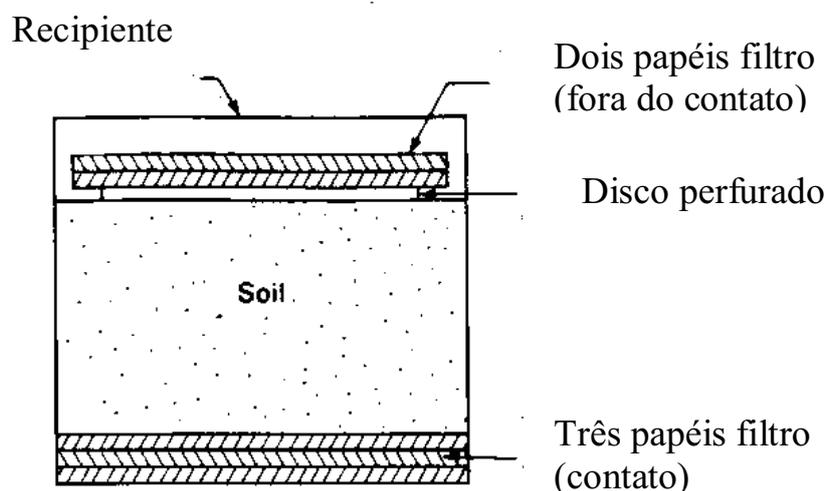


Figura 2.10. Papel filtro no contato (sucção mátrica) e fora (sucção total) (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A técnica descrita para a realização do ensaio com o papel filtro pode ser feita tanto em laboratório como em campo. MAHLER e OLIVEIRA (1997) apresentaram dados de sucção total medidos com papel filtro, em campo, de uma argila do Estado de São Paulo (Próximo à Avenida Paulista). Para a medição da sucção total foi utilizado um tubo de PVC (contendo papel filtro, sem contato com o solo) introduzido em um furo sub-horizontal. Após ser obtido o equilíbrio de pressões, a determinação da umidade do papel filtro seguiu os mesmos passos descritos na técnica de laboratório. Os valores observados foram bastante razoáveis e os procedimentos necessários para a realização desta técnica para a medição de sucção em campo são aceitáveis pela sua precisão, simplicidade e baixo custo.

A grande desvantagem do uso desta técnica é o alto tempo de resposta, que é da ordem de uma semana.

#### d) Bloco poroso

Consiste em um bloco, confeccionado geralmente por uma mistura gesso-cimento, onde é inserido um par de eletrodos. A sucção mátrica do solo é medida indiretamente através da eletroresistividade do bloco (CAMPOS, 1994).

A resistência elétrica do bloco varia de acordo com o seu teor de umidade. Com a curva característica do bloco (umidade x sucção) e a variação da resistividade com a umidade do bloco, determina-se indiretamente o valor de sucção.

A vantagem desse tipo de equipamento é o baixo custo e a simplicidade. Como desvantagens, o bloco poroso apresenta um alto tempo de resposta, ocorrência de histerese na relação umidade-sucção (de calibração do bloco) e a deteriorização do material de construção do bloco (CAMPOS, 1994).

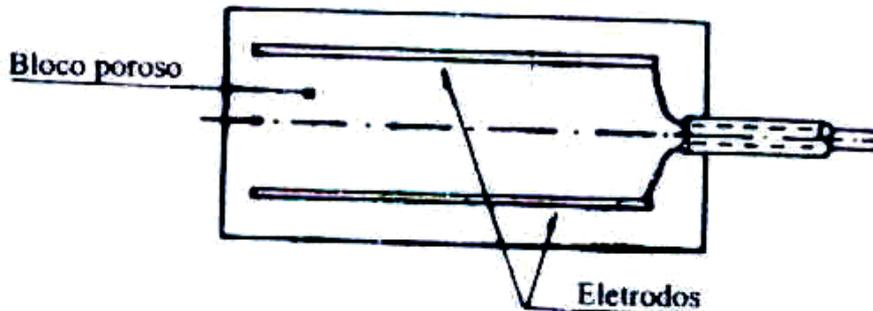


Figura 2.11. Bloco poroso convencional (CAMPOS, 1994).

#### e) Bloco térmico

O princípio de funcionamento do bloco térmico se baseia no fato de que a condutividade térmica da água é maior que a do ar. Este instrumento dá uma medida indireta da sucção mátrica a partir da curva característica do bloco (sucção x umidade) e da sua variação térmica com a umidade (leituras de condutividade térmica, pelas medições de dissipação de calor, através de um sensor eletro - térmico).

Segundo FREDLUND e RAHARDJO (1993), este instrumento tem uma sensibilidade elevada para valores de sucção inferiores a 175 kPa, que diminui acima deste valor. Os máximo valores de sucção medidos com este instrumentos chegaram a 1500 kPa. Esse tipo de instrumento não é sensível à presença de sais solúveis na água e a variação de temperatura Porém, possui tempos de resposta relativamente altos, de dois a sete dias (CAMPOS, 1994).

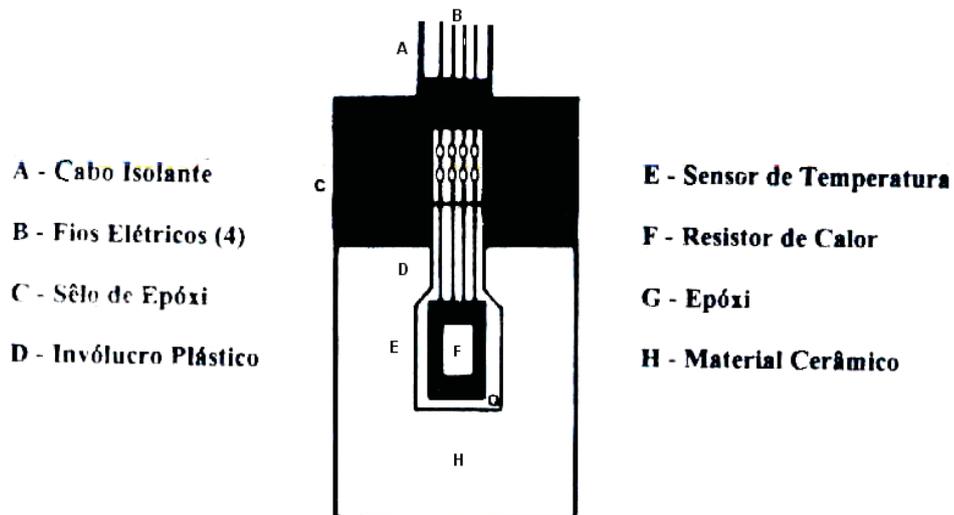


Figura 2.12. Bloco térmico (CAMPOS, 1994).

## 2.5 Curva Característica

### 2.5.1 Definição

A curva característica mostra a variação da sucção com o teor de umidade de um solo não saturado. Este teor de umidade pode ser quantificado em termos de teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ), teor de umidade gravimétrico ( $w$ ) ou grau de saturação ( $S$ ).

O teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ) é definido como a razão entre o volume de líquido e o volume total de uma amostra de solo:

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (2-7)$$

onde:

$\theta$  = Teor de umidade volumétrico;

$V_w$  = Volume de água;

$V$  = Volume total.

A forma da curva característica é influenciada por diversos fatores que foram salientados por HILLEL (1971), sendo revistos a seguir.

### Tipo de Solo

Para valores baixos de sucção, a quantidade de água retida no solo, depende, principalmente, dos efeitos da capilaridade (que depende da distribuição granulométrica e estrutura do solo). Para altos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo dependerá dos mecanismos de adsorção (influenciado pela textura e composição mineralógica).

A quantidade de água retida em solos argilosos é maior que em solos arenosos (para um maior teor de argila, maior a umidade para uma dada sucção), mostrando uma inclinação mais suave da curva característica. Já para solos arenosos, devido aos tamanhos dos poros serem bem maiores do que os dos solos argilosos, pequenos valores de sucção são suficientes para reduzir bastante o teor de umidade volumétrica. Além disso, os solos arenosos possuem uma composição mineralógica diferente de solos argilosos, sofrendo pouca influência dos mecanismos de adsorção. A Figura 2.13 ilustra bem as diferenças entre curvas típicas de solos arenosos e argilosos.

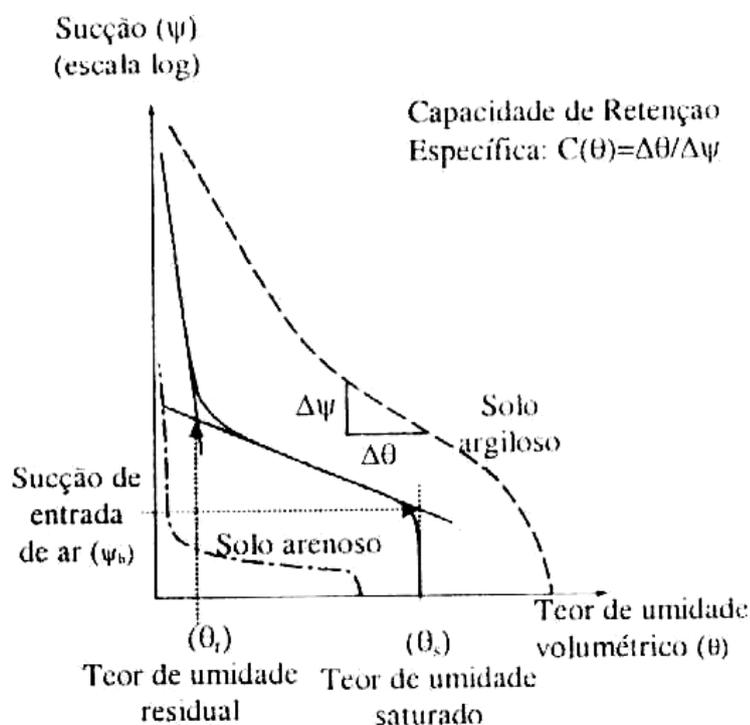


Figura 2.13. Curvas características típicas de solos arenosos e argilosos (HILLEL, 1971, modificadas por GERSCOVICH, 2001).

Na Figura 2.13 é necessário definir alguns termos:

$\psi_b$  (sucção de entrada de ar): é o valor crítico de sucção que aplicada em um solo saturado produz um fluxo capaz de fazer com que a água presente no maior vazio comece a sair;

$\theta_r$  (teor de umidade residual): limite inferior a partir do qual um aumento na sucção mátrica não afeta significativamente o teor de umidade volumétrico;

$\theta_s$  (teor de umidade saturado): corresponde ao teor de umidade na condição saturada, sendo igual à porosidade ( $n$ ), já que  $\theta = n \times S$  ( $S=1$ );

$C(\psi)$  (capacidade de retenção específica): mostra a variação da sucção com o teor de umidade volumétrico.

### Arranjo Estrutural

A curva característica é influenciada pela disposição das partículas. Segundo HILLEL (1971), a compactação altera a forma original da curva característica, principalmente para baixos valores de sucção. Durante a compactação, o volume dos vazios maiores é diminuído, aumentando o número de vazios com dimensão intermediária (o número de microporos continua inalterado). Nota-se, observando a Figura 2.14, que, o teor de umidade volumétrico saturado diminui. Porém, para valores altos de sucção, as amostras compactadas e não, praticamente coincidem.

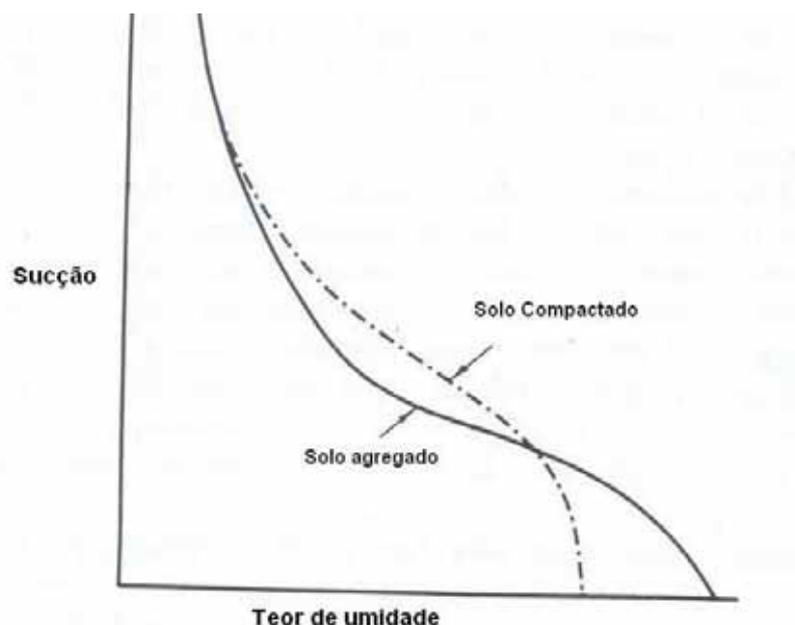


Figura 2.14. Efeitos da estrutura sobre a curva característica (HILLEL, 1971)

## Histerese

Ao medir a curva característica de um solo não saturado durante um processo de secagem e durante um processo de umedecimento, obter-se-ão curvas diferentes. A explicação deste fato se deve à histerese, que pode ocorrer devido a diversos fatores, como a não uniformidade geométrica dos vazios (ocorrência do fenômeno “ink-bottle”), presença de ar ocluso e mudança da estrutura em um solo sujeito a ciclos de secagem e umedecimento (expansão, contração e envelhecimento).

O efeito “ink-bottle” refere-se à não uniformidade geométrica de poros individuais (poros de diâmetro maior,  $R$ , interconectados a poros de diâmetro menor,  $r$ ). Se inicialmente os poros não estiverem saturados, para saturá-los é necessário que a sucção se reduza a um valor abaixo de  $\psi_R$  (relativa ao poro maior). No caso de poros inicialmente saturados, para que ocorra a drenagem é necessário que a sucção exceda um valor de  $\psi_r$  (relativa ao poro menor). Sabendo que  $R > r$ , então  $\psi_R < \psi_r$ . Conclui-se que a secagem depende do poro de menor diâmetro e o umedecimento do poro de diâmetro maior. A histerese em uma curva característica pode ser vista na Figura 2.15.

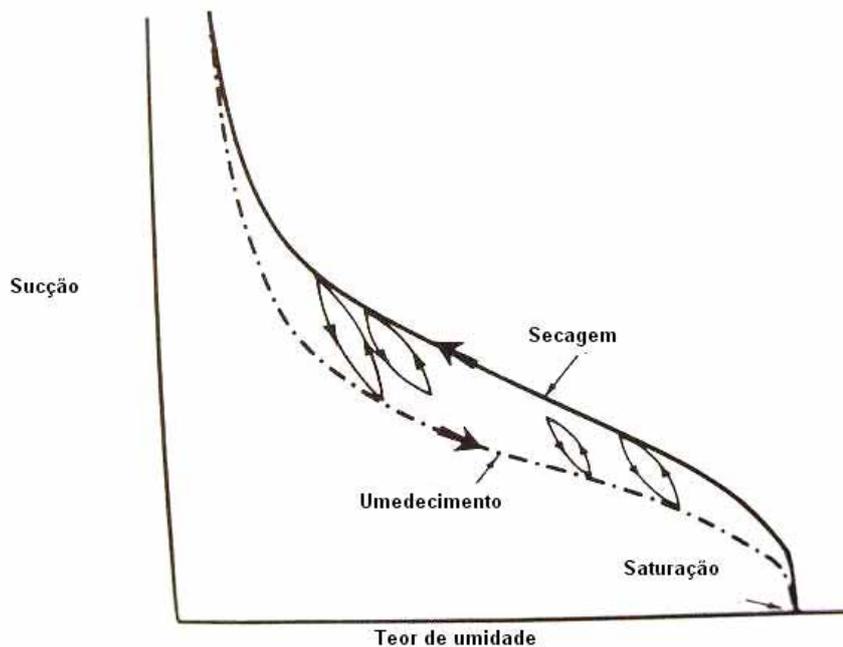


Figura 2.15. (a) Efeitos da histerese sobre a curva característica. (HILLEL, 1971)

## 2.5.2 Curvas Características de alguns Solos Tropicais (Brasil)

Neste item serão apresentadas algumas curvas características de solos brasileiros obtidas por pesquisadores e disponíveis na literatura, dando uma ênfase a curvas características de solos arenosos, que são materiais mais permeáveis, assim como os colúvios. Os exemplos são apresentados nas Figuras 2.16 a 2.19.

A curva característica da Figura 2.16 foi usada por GERSCOVICH (1994) para analisar a influência dos parâmetros hidráulicos na modelagem numérica do fluxo de encostas (Encosta do Cactáreo). Ela corresponde a um solo coluvionar areno-argiloso. O trecho inicial era reto (próximo ao teor de umidade saturado), mas houve a necessidade de substituição, devido a problemas na solução numérica. O material exhibe uma baixa sucção de entrada de ar e uma variação da sucção com o teor de umidade volumétrica, a partir do valor de sucção de entrada de ar, não muito grande, que é característico de solos arenosos.

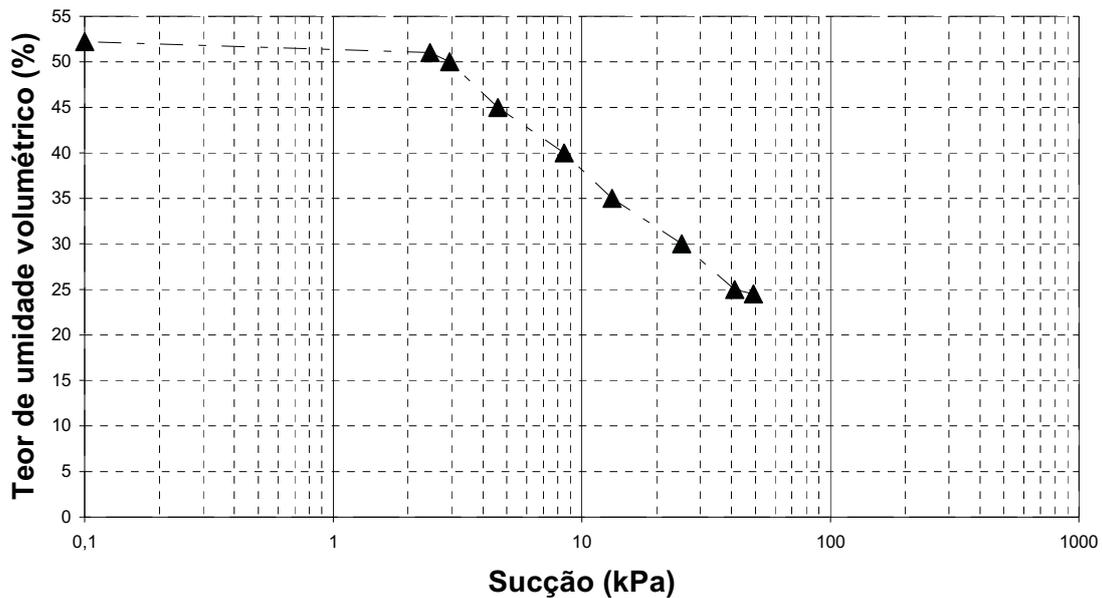


Figura 2.16. Curva característica da Encosta do Cactáreo (modificada de GERSCOVICH, 1994).

A segunda curva apresentada (Figura 2.17) foi usada no mesmo trabalho de GERSCOVICH (1994), obtida por ensaio de secagem e umedecimento em equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada (FONSECA, 1991, *apud* GERSCOVICH, 1994) e utilizada na retroanálise de um escorregamento. Corresponde

a uma areia silto-arenosa, solo residual jovem do Morro dos Cabritos (Lagoa). Percebe-se, claramente, o efeito da histerese, visto que para mesmos valores de teores de umidade, a sucção dada pela curva de umedecimento é menor do que a sucção dada pela curva de secagem.

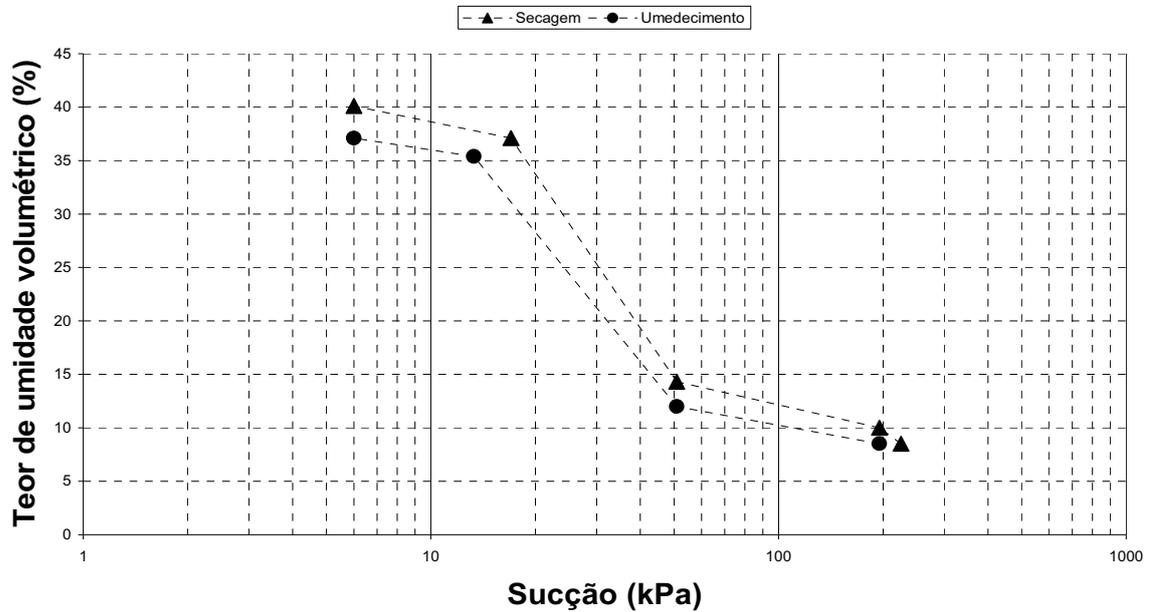


Figura 2.17. Curva característica de solo residual no Morro dos Cabritos (modificada de GERSCOVICH, 1994).

A curva característica mostrada na Figura 2.18 corresponde a um solo oriundo de Bom Jardim, que foi usado por DIENE (2004), dentro de lisímetros de laboratório, para testar novos tensiômetros para medição de altas sucções. É um solo residual maduro (44,83% de areia grossa, 11,20% de areia fina, 19,83% de silte e 24,13% de argila) e a curva foi obtida com um extrator de Richards, na EMBRAPA/CNPS, para a uma profundidade de 20m. Os teores de umidade e sucções medidos pela instrumentação instalada nos lisímetros, tiveram uma boa correlação com as curvas características obtidas (foram obtidas curvas com várias profundidades, até 65m).

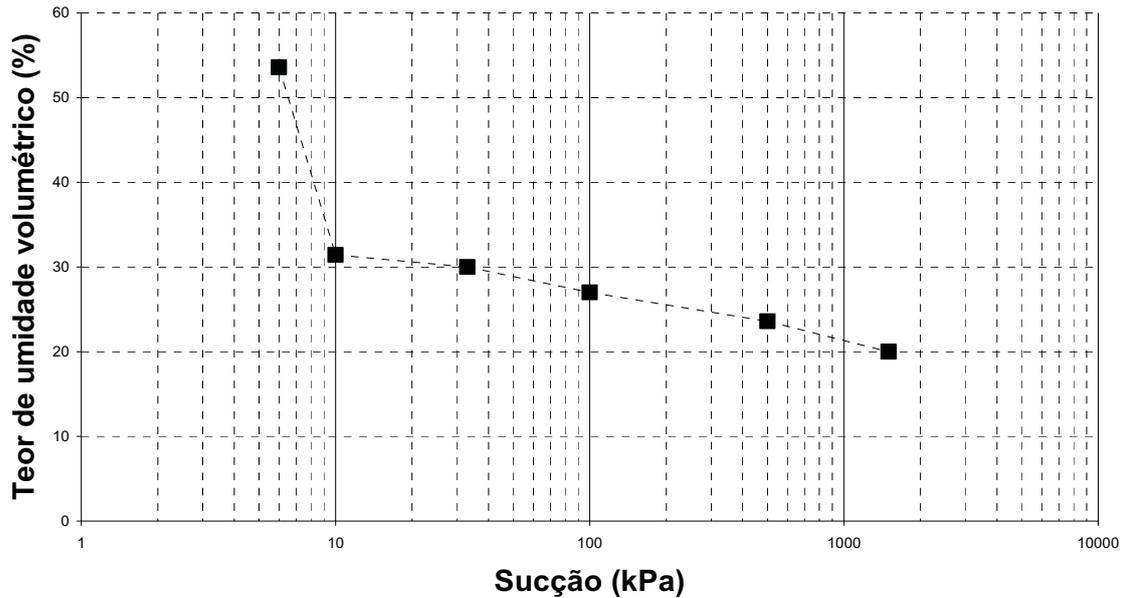


Figura 2.18. Curva característica de um solo residual maduro, arenoso (LAPS-EMBRAPA/CNPS, modificada de DIENE, 2004).

A curva característica apresentada na Figura 2.19 corresponde a um solo da baixada de Itaguaí, bastante arenoso (80% de areia), e que foi usado por Mendes (2000), PACHECO (2001) e DIENE (2004), para testar novos tensiômetros. Nota-se claramente que a curva característica é típica de um solo arenoso, ou seja, pequenos acréscimos na sucção são suficientes para reduzir bastante o teor de umidade volumétrica, em uma região acima entre o teor de umidade volumétrica saturado e residual.

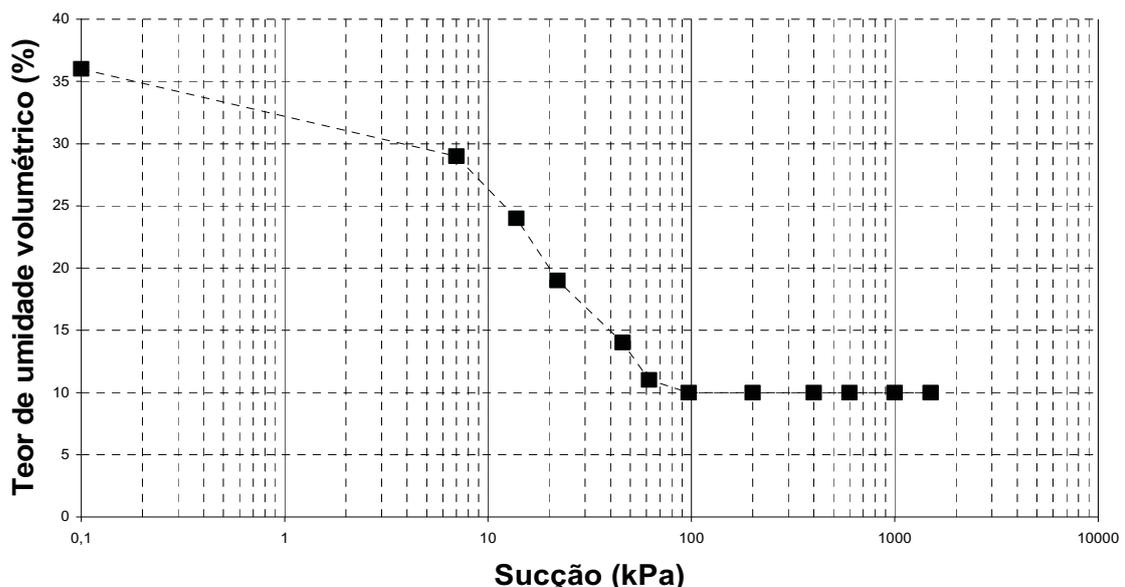


Figura 2.19. Curva característica do horizonte A do perfil de solo arenoso de Itaguaí (modificada de MENDES, 2000).

Neste item foram dados exemplos de algumas curvas características de solos arenosos brasileiros, coluvionares e residuais. Estes solos exibem, em geral, dependendo do teor de argila presente e da textura, baixos valores de sucção de entrada de ar e uma queda relativamente rápida da sucção com a variação do teor de umidade volumétrica, típicos deste tipo de solos.

### 2.5.3 Obtenção da Curva Característica

Os pares de pontos que compõem a curva característica (sucção e umidade) podem ser medidos individualmente ou de forma simultânea. Com relação à sucção, algumas formas de medição individuais (tensiômetros, psicômetros, etc) já foram abordadas. Quanto ao teor de umidade volumétrica, serão apresentados os principais métodos para a sua determinação individual. Após, alguns métodos para a determinação da curva característica com medição de pares de pontos de sucção versus umidade.

#### A. Medição do teor de umidade volumétrico

##### Método Direto

A partir do teor de umidade gravimétrico (relação entre pesos de água e de solo da amostra), o teor de umidade volumétrico é dado pela seguinte relação:

$$\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} w \quad (2-8)$$

onde:

$\gamma_d$  = peso específico aparente seco do solo;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$\theta$  = teor de umidade volumétrico;

$w$  = teor de umidade gravimétrico.

A umidade é obtida através a partir de uma relação de pesos (água e solo) e da densidade seca do material. É um dos métodos mais confiáveis para a determinação do teor de umidade de um solo, tendo a desvantagem de ser um método destrutivo.

### **Sonda de Nêutrons**

O equipamento possui dois componentes: uma sonda e um medidor. A sonda é introduzida em um furo vertical no solo e fica na parte inferior. Esta contém uma fonte de nêutrons rápidos e um detector de nêutrons lentos (ver Figura 2.20). O medidor, que fica na parte superior, faz leituras do fluxo de nêutrons lentos que é proporcional ao teor de umidade do solo. Os nêutrons rápidos são emitidos radialmente e quando colidem com os vários núcleos atômicos presentes no meio, perde, gradualmente, sua energia cinética, perda esta que é máxima quando os nêutrons se chocam com os núcleos de hidrogênio da água (que tem massa atômica semelhante aos nêutrons). O decorrente “enfraquecimento” dos nêutrons rápidos é proporcional ao teor de hidrogênio no solo. Os nêutrons lentos se espalham formando uma nuvem ao redor da sonda e alguns retornam e são contabilizados pelo detector da sonda. Este detector tem a propriedade de absorver os nêutrons lentos e emitir pulsos elétricos através um fio, que são lidos pelo medidor de pulso.

Uma das grandes vantagens é que permite uma rápida e periódica leitura do teor de umidade para uma determinada profundidade de medição. A principal limitação deste método é a baixa resolução radial que impede que o instrumento detecte as discontinuidades do teor de umidade (GERSCOVICH, 1994).

Outra desvantagem é o uso impróprio do equipamento, que pode ser perigoso. O perigo reside na exposição do operador à radiação, que depende da fonte, da distância com relação ao operador e da duração da exposição. Uma proteção do equipamento é necessária durante o processo de instalação (HILLEL, 1971). Tomados estes cuidados, o equipamento pode ser usado com segurança.

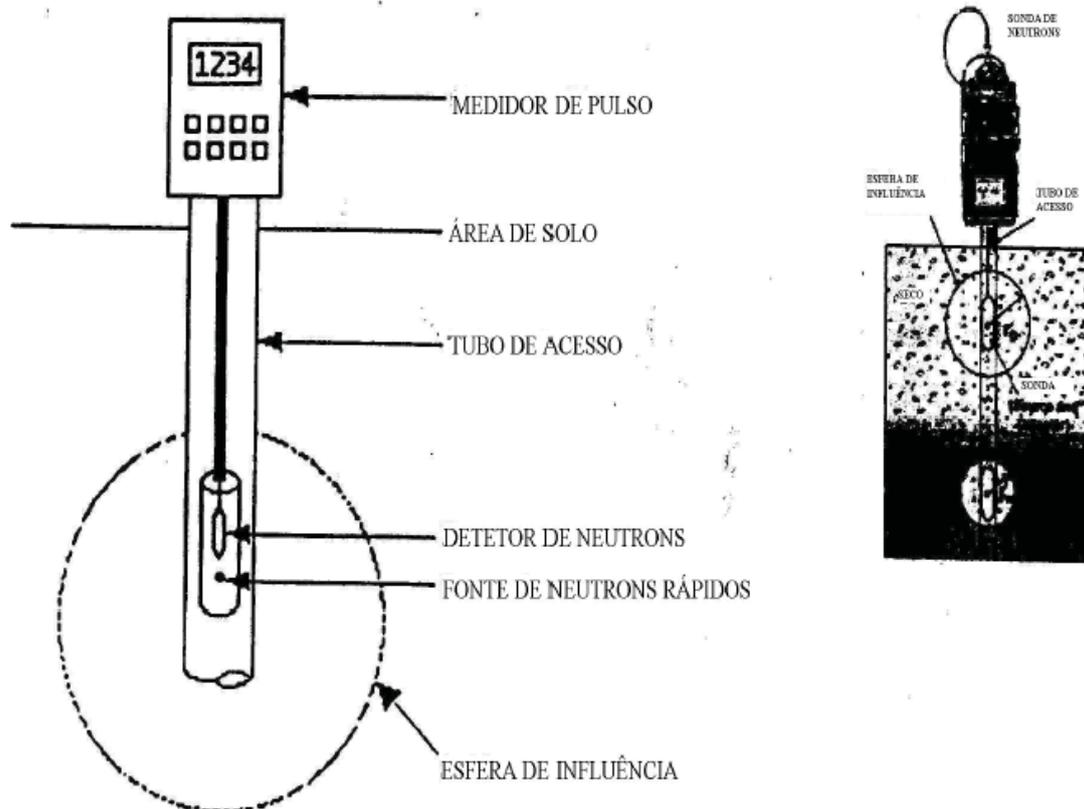


Figura 2.20. Sonda de Nêutrons (GAIDI, 2002, *apud* DIENE, 2004).

### **TDR (Time Domain Reflectometry)**

O TDR é um aparelho utilizado para medir o teor de umidade volumétrico do solo de maneira contínua (Figura 2.21). Possui um gerador de ondas que emite um pulso eletromagnético para um conjunto de hastes (é sensível a mudanças pelo conteúdo de água entre as hastes). Quando o pulso encontra uma mudança no conteúdo médio de água entre hastes, a porção de energia do pulso é refletida, voltando das hastes para o gerador. O tempo para reflexão do pulso que atravessa o solo e a reflexão das hastes é medido em forma de ondas (FELLNER & FELDEGG, 1969, *apud* DIENE, 2004). A constante dielétrica do aparelho depende fortemente do teor de umidade do solo e pode ser obtida uma vez conhecido o tempo de propagação da onda (TOPP et al., 1980):

$$K = \left( \frac{c.t.}{2L} \right)^2 \quad (2-9)$$

onde:

$K$  = constante dielétrica do meio;

$t$  = tempo de propagação da onda (medida pelo TDR);

$L$  = Comprimento de transmissão;

$c$  = velocidade da luz no vácuo.

TOPP et al. (1980) mostraram, através de dados experimentais com medida de umidade utilizando o TDR, que a umidade calculada pelo instrumento é independente da densidade do solo, da textura, do teor de sais e da temperatura. A instalação é simples (as hastes precisam estar completamente enterradas no solo) e os dados podem ser coletados de maneira contínua por um sistema de aquisição. Problemas podem ocorrer durante a instalação, modificando o valor real da umidade para os seguintes casos: presença de bolsas de ar entre as hastes (reduz o valor do teor de umidade), ângulo de instalação das hastes quando sujeito a uma infiltração (recomenda-se em ângulo de 20 graus) e a presença de pedras, raízes, buracos feitos por animais, que podem ocorrer em solos muito heterogêneos (Delta-T Devices, 2000).



Figura 2.21. Sonda Theta ML2, TDR (LACERDA et al., 1997).

## **B. Medição da Curva Característica**

Este item trata das medições da curva característica, ou seja, umidade e sucção através de métodos diretos, tais como a membrana de pressão e a placa de sucção. Através destes métodos diretos obtém-se um conjunto de pares de pontos, com valores de sucção  $x$  teor de umidade. A partir dos pontos experimentais, pode-se obter a curva característica completa do material, utilizando equações empíricas de ajuste, que serão vistos posteriormente.

### **Câmara de pressão ou de Richards**

É um aparelho composto por uma câmara (também conhecido popularmente como “panela de pressão”), construída para suportar altas pressões, contendo uma pedra porosa no seu interior. O topo desta câmara está ligado uma fonte de pressão. Sobre a face inferior da pedra porosa atua a pressão atmosférica.

Inicialmente coloca-se a amostra de solo sobre a pedra porosa. Satura-se a amostra durante 24 horas. Após este período (completa saturação), pesa-se a amostra. A seguir aplica-se uma pressão de ar de entrada na câmara, para expulsar a água do corpo de prova, que se move da amostra para o reservatório externo. Quando a saída de água cessar a amostra atingiu o equilíbrio com uma sucção igual à pressão  $P$ , mostrada no manômetro, conforme a Figura 2.22. A amostra é retirada do aparelho e pesada. Com isso, é possível determinar o teor de umidade volumétrico para a pressão  $P$ . O processo é repetido aplicando-se uma pressão  $P$  maior que no estágio anterior. O ensaio chega ao fim quando o valor da pressão de entrada for muito elevado, tornando o solo seco.

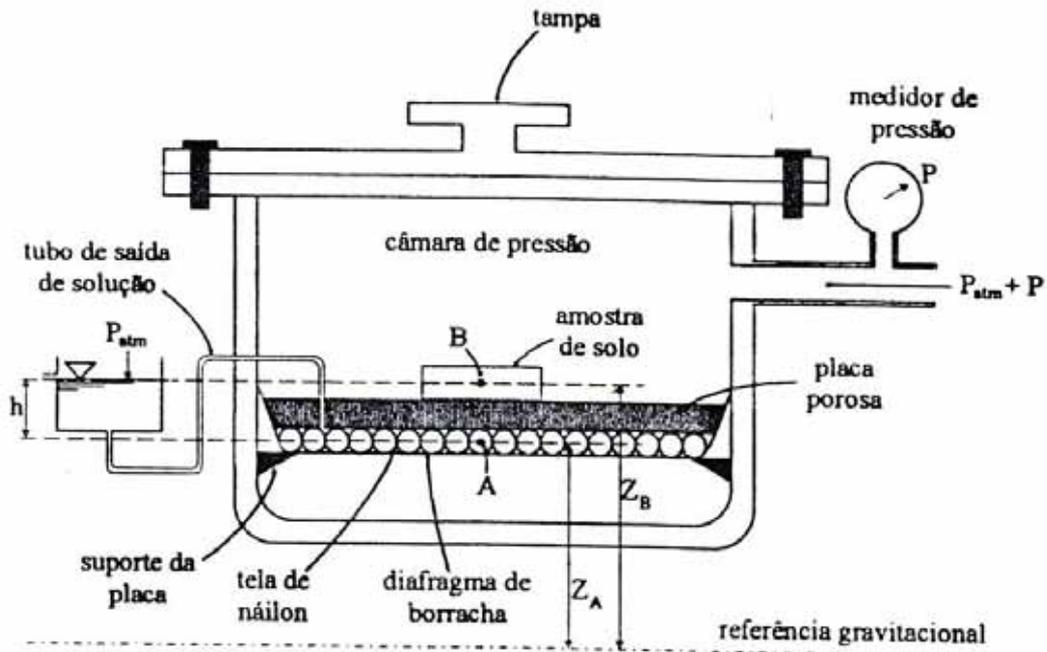


Figura 2.22. Esquema da Membrana de Pressão (LIBARDI, 1995).

É um aparelho muito eficaz para a medição da curva característica podendo medir valores de sucção superiores a 2000 kPa. Porém, para valores de sucção inferiores a 10 kPa, a sensibilidade não é muito boa, devendo-se utilizar, neste caso, um funil de placa porosa (LIBARDI, 1995).

### **Placa de sucção**

A representação esquemática deste tipo de aparelho é mostrada na Figura 2.23. A amostra é colocada sobre uma pedra porosa, localizada em uma cota superior a um reservatório de água livre ( $p_{atm}$ ). A distância entre o nível do reservatório e a extremidade superior da pedra porosa é regulável e impõe um valor de sucção a ser aplicada na amostra. Este tipo de equipamento tem como limitação a medição de valores de sucção máxima por volta de 100 kPa. Recomenda-se usar amostras indeformadas para a determinação da curva característica, pois conforme já salientado anteriormente, a curva característica é influenciada, para valores baixos de sucção, pela estrutura da amostra. A sucção matricial é dada pela altura  $h$ .

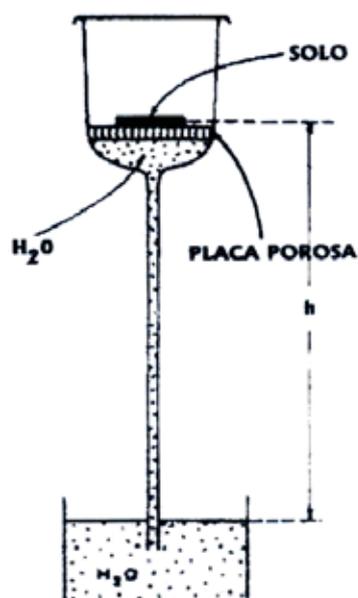


Figura 2.23. Placa de Sucção (CALLE, 2000).

### C. Uso de Equações Empíricas

Há um grande número de equações que podem ser usadas para descrever a curva característica do solo não saturado a partir de dados obtidos experimentalmente. Algumas equações admitem como hipótese que a forma da curva característica pode ser estimada a partir da distribuição de volume de vazios (GARDNER, 1958; VAN GENUCHTEN, 1980; BROOKS e COREY, 1964; WILLIAM et al., 1983; MCKEE e BUMB, 1987; ROGER e HORNBERGER, 1978; FREDLUND e XING, 1994; SAXON et al., 1986; FARREL e LARSON 1972; VISSER, 1966) e outras que há uma relação entre a curva característica e a distribuição granulométrica (GOSH, 1980; RAWLS e BRAKENSIEK, 1989). Estas últimas não levam em conta a estrutura do solo, a não uniformidade geométrica dos vazios e as tensões aplicadas (GERSCOVICH, 2001).

GERSCOVICH (2001) utilizou equações para estimar a curva característica em alguns solos do Brasil a partir da distribuição do volume de vazios e da distribuição granulométrica. A determinação dos parâmetros de ajuste dos modelos propostos foi feito a partir de um processo iterativo, minorando o erro entre as curvas experimentais e previstas. De uma forma geral, as equações utilizadas foram correlacionáveis. Os melhores resultados foram obtidos com o modelo de GARDNER (1958). As equações que utilizam a distribuição granulométrica para estimar a curva característica não indicaram, para os solos testados, um bom ajuste.

GERSCOVICH et al. (2004a) propuseram um processo de otimização dos parâmetros de ajuste da curva característica a partir de dados experimentais, baseado no Método de Algoritmos Genéticos (GAs). As curvas características ajustadas pelo método citado foram comparadas com curvas obtidos por meio de um procedimento manual de ajuste apresentado por GERSCOVICH e SAYÃO (2002), para os mesmos solos, para os métodos de GARDNER (1958) e FREDLUND e XING (1994). O método do GAs mostrou-se mais efetivo na minimização do erro entre as curvas experimental e teórica, sendo que a redução do erro, em alguns casos, foi de até 50% (para o método de GARDNER (1958), constituindo um melhor ajuste para a curva característica. Minimizar o erro do ajuste é uma preocupação muito relevante para definir a curva característica a partir de pontos experimentais. A definição correta dos parâmetros de ajuste é um fator importantíssimo na modelagem de infiltração da água da chuva em taludes não saturados, pois a curva característica influencia muito nos resultados da modelagem e a definição de parâmetros incorretos pode conduzir a resultados errôneos.

GERSCOVICH e SAYÃO (2002) utilizaram quatro equações disponíveis na literatura para representar matematicamente curvas características de 11 solos brasileiros a fim de verificar a aplicabilidade destas equações no prognóstico da curva característica. Os dados experimentais incluíram solos residuais, coluvionares e sedimentares de diferentes locais. Foi utilizado um procedimento manual para a estimativa dos parâmetros de ajuste, calculando-se o erro pela diferença entre os teores de umidade medidos e prognosticados. Para este estudo, as equações de GARDNER (1958) e VAN GENUCHTEN (1980) mostraram-se mais adequadas para representar a curva característica destes solos (produziram erros inferiores a 4%). Porém, a equação de GARDNER (1958) é a mais simples e necessita de um número menor de parâmetros do que a equação de VAN GENUCHTEN (1980).

A seguir, na Tabela 2.2, serão expostas algumas destas equações na literatura (FREDLUND e XING, 1994; GERSCOVICH, 2001; GERSCOVICH e SAYÃO, 2002):

Tabela 2.2 - Equações empíricas para a curva característica.

| Autor                         | Equação  | Parâmetros utilizados  |
|-------------------------------|--|--|
| <b>GARDNER (1958)</b>         | $\Theta = \frac{1}{1 + q\psi^\eta}$  | $\Theta$ = Teor de umidade volumétrico normalizado ( $[(\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)]$ );<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico;<br>$\theta_r$ = Teor de umidade residual;<br>$\theta_s$ = Teor de umidade saturado;<br>$\psi$ = sucção<br>$\eta, q$ = Parâmetros de ajuste.                             |
| <b>VAN GENUCHTEN (1980)</b>   | $\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m$   | $\Theta$ = teor de umidade volumétrico normalizado;<br>$\psi$ = sucção;<br>$\alpha, m, n$ = parâmetros de ajuste   |
| <b>BROOKS e COREY (1964)</b>  | $\Theta = \left( \frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda$  | $\Theta$ = teor de umidade volumétrico normalizado;<br>$\psi_b$ = sucção de entrada de ar;<br>$\psi$ = sucção;<br>$\lambda$ = índice de distr. de diâmetro de vazios   |
| <b>WILLIAM et al. (1983)</b>  | $\ln \psi = a_1 + b_1 \ln \theta$  | $a_1$ e $b_1$ = parâmetros de ajuste;<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico.<br>$\psi$ = sucção.   |
| <b>GOSH (1980)</b>            | $\psi = \psi_b \left( \frac{\theta}{\theta_s} \right)^{-\beta}$<br>$\beta = 2,619 \left( \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \right)^{0,2822} (\lambda_{4+0,7})^{0,0625} \lambda_{4+0,1250} \left( 5,91 \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + \lambda_3} + 1,1 \right)^{0,0625}$<br>$\lambda_4 = 6,2 \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_1}} - 5,91 \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + \lambda_3}$ | $\theta$ = Teor de umidade volumétrico;<br>$\theta_s$ = Teor de umidade saturado;<br>$\psi_b$ = sucção de entrada de ar;<br>$\lambda_1$ = percentagem da fração areia;<br>$\lambda_2$ = percentagem da fração silte;<br>$\lambda_3$ = percentagem da fração argila   |
| <b>MCKEE e BUMB (1987)</b>    | $\Theta = \frac{1}{1 + \theta^{(\psi-a)b}}$  | $a$ e $b$ = parâmetros de ajuste;<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico;<br>$\Theta$ = teor de umidade vol. normalizado;<br>$\psi$ = sucção.   |
| <b>FREDLUND e XING (1994)</b> | $\theta = C_\psi \frac{\theta_s}{\left[ \ln e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m} C_\psi = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{\psi_0}{\psi_r} \right)}$   | $a, m, n$ = parâmetros de ajuste (obtidos a partir da curva característica)<br>$e$ = base log neperiano;<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico;<br>$\theta_s$ = Teor de umidade saturado;<br>$\psi$ = sucção;<br>$\psi_0$ = sucção mátrica solo seco ( $10^6$ kPa);<br>$\psi_r$ = sucção do teor de umidade residual |
| <b>SAXON et al. (1986)</b>    | $\psi = a\theta^b$   | $a, b$ = parâmetros de ajuste<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico;<br>$\psi$ = sucção  |
| <b>FARREL e LARSON (1972)</b> | $\psi = \psi_b e^{\alpha(1-\theta)}$   | $\alpha$ = Parâmetro de ajuste;<br>$\psi$ = sucção;<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico  |
| <b>VISSER (1966)</b>          | $\psi = \frac{a(\theta_s - \theta)^b}{\theta^c}$   | $a, b$ e $c$ = parâmetros de ajuste;<br>$\theta$ = Teor de umidade volumétrico;<br>$\psi$ = sucção;<br>$\theta_s$ = teor de umidade volumétrico saturado   |

## 2.6 Condutividade hidráulica não saturada

### 2.6.1 Conceitos

Ao se analisar o fluxo em solos, deve-se considerar as seguintes hipóteses: (a) é válida a lei de Darcy e (b) é válida a lei da conservação da massa (equação da continuidade). Para o caso de solos não saturados, as hipóteses acima continuam válidas, mas a condutividade hidráulica é função do teor de umidade e a sucção. Este fato resulta em uma equação não-linear para descrever o fluxo em um solo não saturado. A lei de Darcy considera uma proporcionalidade entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico, dada por:

$$v = k_{sat} \nabla H \quad (2-10)$$

onde  $v$  é a velocidade de fluxo,  $k_{sat}$  é o coeficiente de condutividade hidráulica saturada e  $\nabla H$  é o gradiente da carga hidráulica. A condutividade hidráulica saturada ( $k_{sat}$ ) é dada por:

$$k_{sat} = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \quad (2-11)$$

onde  $\rho_w$  = densidade do fluido;

$\mu$  = coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido;

$K$  = permeabilidade intrínseca, função só do meio poroso;

$g$  = aceleração da gravidade.

Se o solo estiver saturado, pode-se considerar que o coeficiente de condutividade hidráulica saturada é função do índice de vazios, mas constante para um dado índice de vazios (LAMBE e WHITMAM, 1969). Porém, para um solo não

saturado, o coeficiente de condutividade hidráulica saturada é função do índice de vazios e do grau de saturação.

Quando o solo está parcialmente saturado, existe a proporcionalidade entre o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo. Isso foi verificado experimentalmente por CHILDS e COLLIS-GEORGE (1950), *apud* FREDLUND e RAHARDJO (1993). Uma coluna de solo não saturado com teor de umidade uniforme (mesma carga de pressão) foi sujeita a gradientes de carga hidráulica (variação somente da carga de posição). Os resultados mostraram uma proporcionalidade entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico (coeficiente de condutividade hidráulica saturada), para um determinado teor de umidade.

É muito comum representar a variação da condutividade hidráulica com a sucção, para um solo não saturado, em termos de condutividade hidráulica relativa ( $k_r$ ). Esta é expressa por:

$$k_r = \frac{k_o}{k_{sat}} \quad (2-12)$$
$$0 \leq k_r \leq 1$$

Se o solo estiver saturado ter-se-á  $k = k_{sat}$  e  $k_r = 1$ ; Para o solo seco,  $k=0$  e  $k_r=0$ .

## 2.6.2 Medida da Condutividade Hidráulica

A medição da condutividade hidráulica pode ser feita direta ou indiretamente. As técnicas diretas são realizadas em ensaios de campo e de laboratório. O uso de técnicas indiretas se faz a partir da curva característica. Uma vez obtida a curva característica do solo é possível estimar uma curva de condutividade hidráulica como função do teor de umidade volumétrico ou da sucção. A dificuldade em ser fazer medições do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado em laboratório (tempo e custo) é a principal razão para a utilização de métodos indiretos.

Como exemplo de métodos de laboratório pode-se citar o método estacionário (KLUTE, 1965, *apud* FREDLUND e RAHARDJO, 1993), do perfil instantâneo

(HAMILTON et al., 1981, *apud* FREDLUND e RAHARDJO) e com células triaxiais adaptadas (MATEUS, 1994).

Neste item será dada uma ênfase somente aos métodos indiretos, por serem métodos rápidos e de boa acurácia comparados com dados experimentais. Por esta razão, nesta tese se utilizou um método indireto na determinação da curva sucção x condutividade hidráulica não saturada. A seguir serão mostradas alguns métodos que prognosticam a relação entre a condutividade hidráulica com a sucção (modelos empíricos) ou em função da curva característica (modelos estatísticos).

a) *GARDNER (1958)*

Os autores apresentaram a seguinte relação:

$$k = \frac{k_{sat}}{1 + a \left\{ \frac{(u_a - u_w)}{\rho_w g} \right\}^n} \quad (2-13)$$

sendo  $a$  e  $n$  constantes.

b) *BROOKS e COREY (1964)*

Quando  $(u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b$

$$k = k_{sat} \quad (2-14)$$

e para  $(u_a - u_w) \geq (u_a - u_w)_b$

$$k = k_{sat} \left\{ \frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right\}^\eta \quad (2-15)$$

sendo  $(u_a - u_w)_b$  = valor da sucção de entrada de ar;

$\eta = 2 + 3\lambda$  (constante empírica).

c) *ARBHABHIRAMA e KRIDAKORN (1968)*

A função de condutividade hidráulica é dada por:

$$k = \frac{k_{sat}}{\left\{ \frac{(u_a - u_b)}{(u_a - u_b)_b} \right\}^{n'} + 1} \quad (2-16)$$

sendo  $n'$  uma constante.

d) *VAN GENUCHTEN (1980)*

Foi obtida a seguinte expressão para a função de condutividade hidráulica:

$$k_r(h) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha h)^{n-1} + [1 + (\alpha h)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha h)^n]^{\frac{m}{2}}} \quad (2-17)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n}$$

onde:  $k_r$  = condutividade hidráulica relativa;

$h$  = carga de pressão;

$\alpha$ ,  $m$  e  $n$ : parâmetros de ajuste da curva característica (Tabela 2.2).

A equação acima mostrou uma boa qualidade dos ajustes, de solos siltosos e arenosos, quando comparados com dados experimentais (VAN GENUCHTEN, 1980).

e) *FREDLUND e XING (1994b)*

A função de condutividade hidráulica obtida em função da curva característica é a seguinte:

$$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln \psi}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln \psi_{aev}}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2-18)$$

onde:  $\theta$  = teor de umidade, função da sucção e de parâmetros de ajuste da curva característica (a, m e n);

$\theta'$  = derivada de  $\theta$  (em relação à  $y$ );

$k_r$  = condutividade hidráulica relativa;

$\psi_{aev}$  = sucção de entrada de ar;

$y$  = variável de integração, representando o logaritmo da sucção;

$b = 10^6$  kPa, limite superior segundo o modelo.

A equação acima forneceu bons ajustes principalmente para valores baixos de sucção e em solos arenosos. Em solos argilosos a qualidade do ajuste não foi boa, principalmente para valores de sucção maiores que o valor de entrada de ar. Ao contrário da equação de VAN GENUCHTEN (1980), não é uma equação simples (integração numérica), mas devido à evolução dos recursos computacionais disponíveis atualmente, não se trata de uma grande desvantagem.

GERSCOVICH e GUEDES (2004b) apresentaram proposições matemáticas para a modelagem da condutividade hidráulica versus sucção ou teor de umidade para alguns solos brasileiros (utilizando o programa EVOLVER, baseado na técnica de Algoritmos Genéticos para otimizar os parâmetros de ajuste da curva característica). Foram analisadas várias equações de ajuste das curvas, sendo que os melhores resultados foram obtidos para modelos baseados na variação da condutividade hidráulica com a sucção. Os modelos que forneceram os melhores ajustes foram o de BROOKS e COREY (1968) e ARBHABHIRAMA e KRIDAKORN (1968). Porém, os resultados mostraram uma grande variedade na qualidade do ajuste das curvas experimentais, o que provavelmente ocorreu devido à limitada faixa de dados experimentais disponíveis e que podem ter prejudicado a qualidade dos resultados da modelagem.

## 2.7 Fluxo em Solos Não Saturados

A grande diferença entre o fluxo de água de um solo saturado e de um não saturado é o valor da condutividade hidráulica dos solos não saturados que decresce com a presença de ar nos vazios, ao passo para um solo saturado, a condutividade hidráulica é constante, admitindo que não haja variação de volume. Este decréscimo é função da sucção (ou teor de umidade) e o formato da curva depende do tipo de solo. Quanto mais arenoso for o solo, maior será a variação da condutividade hidráulica não saturada com o aumento da sucção.

A equação que rege o fluxo em meios não saturados considera a dependência do teor de umidade com a carga de pressão e também da condutividade hidráulica com a carga de pressão (relação não linear).

A dedução da equação do fluxo de água em solos não saturados é dada com base na Figura 2.24 que considera um cubo de dimensões infinitesimais sujeito a um fluxo de entrada e de saída.

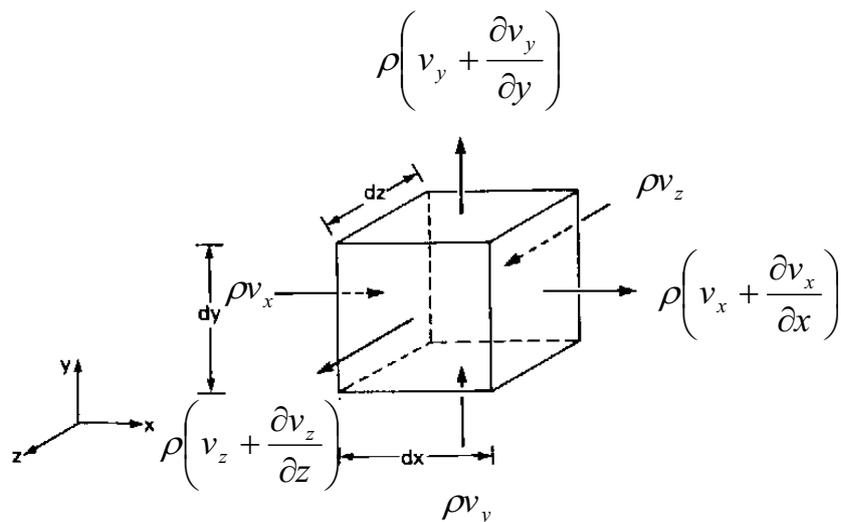


Figura 2.24. Balanço de massa através de um elemento cúbico com dimensões infinitesimais  $dx$ ,  $dy$  e  $dz$ .

O balanço de massa do elemento cúbico é dado por:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho \cdot v_x) dx(dydz) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho \cdot v_y) dy(dxdz) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho \cdot v_z) dz(dxdy) = \frac{\partial}{\partial t}(\rho V_w) \quad (2-17)$$

onde:  $\rho$  = massa específica da água;

$v_i$  = velocidade em do fluxo na direção  $i$ ;

$V_w$  = Volume de água.

Uma expressão para o teor de umidade volumétrica ( $\theta$ ) é:

$$\theta = nS \quad (2-18)$$

sendo  $S$  o grau de saturação e  $n$  a porosidade. Sabendo que a relação entre a porosidade e o índice de vazios é

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2-19)$$

obtém-se a seguinte expressão para o teor de umidade volumétrico (substituindo 2-19 em 2-18):

$$\theta = \left( \frac{e}{1+e} \right) S \quad (2-20)$$

O volume do total do elemento cúbico ( $V$ ) se relaciona com o índice de vazios pela expressão

$$V = (1+e)V_s \quad (2-21)$$

onde  $V_s$  é o volume de sólidos.

O volume de água ( $V_w$ ) é dado por

$$V_w = \theta V \quad (2-22)$$

Substituindo as equações (2-20) e (2-21) no lado direito da equação (2-22), tem-se:

$$V_w = SeV_s \quad (2-23)$$

Substituindo (2.23) em (2.17) tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho.v_x)dx(dydz) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho.v_y)dy(dxdz) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho.v_z)dz(dxdy) = V_s \frac{\partial}{\partial t}(\rho e S) \quad (2-24)$$

O volume de sólidos,  $V_s$ , não varia com o tempo, e pode ser posto do lado de fora da derivada na equação (2.24). Substituindo o valor de  $V_s$  da equação (2.21) em (2.24) e sabendo que  $V = dx.dy.dz$ , tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho.v_x)dx(dydz) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho.v_y)dy(dxdz) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho.v_z)dz(dxdy) = \left( \frac{dxdydz}{1+e} \right) \frac{\partial}{\partial t}(\rho e S) \quad (2-25)$$

ou

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho.v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho.v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho.v_z) = \left( \frac{1}{1+e} \right) \frac{\partial}{\partial t}(\rho e S) \quad (2-26)$$

Substituindo (2-19) em (2-26) vem

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho.v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho.v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho.v_z) = \frac{\partial}{\partial t}(\rho n S) \quad (2-27)$$

Derivando o lado direito da equação tem-se

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho.v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho.v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho.v_z) = nS \frac{\partial \rho}{\partial t} + S\rho \frac{\partial n}{\partial t} + n\rho \frac{\partial S}{\partial t} \quad (2-28)$$

Admitindo a hipótese de que os grãos dos sólidos são incompressíveis, tem-se:

$$C_s = \frac{dV/V}{d\sigma'} = \frac{dV_s/V}{d\sigma'} = \frac{dn}{d\sigma'} \quad (2-29)$$

onde  $C_s$  é a compressibilidade do esqueleto sólido e  $\sigma'$  a tensão efetiva, obtida pela seguinte expressão:

$$\sigma' = \sigma - (\gamma_w h_p) \quad (2-30)$$

onde  $\sigma$  é a tensão total,  $\gamma_w$  o peso específico da água e  $h_p$  a carga de pressão. Substituindo a equação acima para a tensão efetiva (2-30) na equação da compressibilidade do esqueleto sólido (2-29), sabendo que  $\gamma_w = \rho \cdot g$  e que a tensão total ( $\sigma$ ) não varia, tem-se

$$C_s = -\frac{dn}{d\sigma'} = -\frac{dn}{-d(\rho g h_p)} = \frac{dn}{\rho g d(h_p)} \quad (2-31)$$

ou

$$\frac{\partial n}{\partial t} = C_s \rho g \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (2-32)$$

que é obtida derivando a porosidade em relação ao tempo.

A compressibilidade da água é dada por:

$$C_w = \frac{d\rho / \rho}{du} = \frac{d\rho}{\rho^2 g d(h_p)} \quad (2-33)$$

ou

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = C_w \rho^2 g \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (2-34)$$

onde  $u$  é a poro-pressão água ( $u = \rho \cdot g \cdot h_p$ ).

Substituindo as equações (2.32) e (2.34), no lado direito da equação do fluxo (2-28), e maquiando, obtém-se:

$$\frac{\partial(v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(v_y)}{\partial x} + \frac{\partial(v_z)}{\partial x} = n \frac{\partial S}{\partial t} + S_s S \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (2-35)$$

onde  $S_s = \rho g (nC_w + C_s)$  é o coeficiente de armazenamento específico associado às compressibilidades do fluido e do esqueleto sólido. Este coeficiente representa o volume de água expulso em um volume unitário quando este volume unitário é submetido a uma variação unitária de carga total.

Na prática convém expressar a equação acima em termos de carga de pressão ou teor de umidade, ao invés de grau de saturação. Assim, sendo  $S = \theta/n$  (da equação 2-18) teremos:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{1}{n} \frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\theta}{n^2} \frac{\partial n}{\partial t} \quad (2-36)$$

Substituindo (2-36) em (2-35) vem

$$\frac{\partial}{\partial x}(v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(v_z) = \frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\theta}{n} \frac{\partial n}{\partial t} + S_s S \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (2-37)$$

Admitindo-se que não ocorram variações volumétricas durante o processo de fluxo ( $\partial n / \partial t = 0$ ) e definindo o termo de capacidade de retenção específica como:

$$C(h_p) = \frac{\partial \theta}{\partial h_p} \quad (2-38)$$

obtém-se a equação que rege o fluxo de materiais não saturados (equação de Richards):

$$\frac{\partial}{\partial x}(v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(v_z) = [C(h_p) + \frac{\theta(h_p)}{n} S_s] \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (2-39)$$

Admitindo-se que  $S_s$  seja muito pequeno, a equação (2.39) reduz-se a:

$$\frac{\partial}{\partial x}(v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(v_z) = [C(h_p)] \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (2-40)$$

ou:

$$\frac{\partial}{\partial x}(v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(v_z) = \frac{\partial \theta(h_p)}{\partial t} \quad (2-41)$$

que é a equação que rege o fluxo de solos em meios porosos parcialmente saturados em função do teor de umidade volumétrico. O teor de umidade volumétrico e a condutividade hidráulica são funções da sucção. A equação de Richards é altamente não linear e só pode ser resolvida analiticamente quando se considera problemas muito simples, sendo necessária, para a sua resolução na prática, a adoção de um método numérico, tal como o Método de Elementos Finitos.

## 3 INFILTRAÇÃO DA ÁGUA EM TALUDES

### 3.1 Considerações Iniciais

O fluxo em solos parcialmente saturados tem sido uma preocupação de muitos pesquisadores, pois, ao contrário do solo saturado, há várias não linearidades presentes na equação de fluxo, especificamente nas relações hidráulicas (condutividade hidráulica x sucção e teor de umidade volumétrico x sucção). A teoria da infiltração foi inicialmente abortada por HORTON (1933).

Além dos parâmetros hidráulicos há outras variáveis que interferem no comportamento do fluxo de solos não saturados, estando estes sujeitos a uma infiltração na superfície. A razão entre a intensidade de chuva na superfície ( $i$ ) e a condutividade hidráulica saturada do solo ( $k_{sat}$ ) dita diferentes padrões de comportamento e, conseqüentemente, diferentes perfis de variação da sucção com o tempo e a profundidade. Por exemplo, se  $(i/k_{sat}) < 1$ , ou seja, a intensidade de chuva que incide na superfície do solo é menor que a condutividade hidráulica saturada do material, então toda a água infiltra no talude e ocorrerá um fluxo não saturado pelo talude que poderá diminuir a sucção, dependendo do perfil de umidade anterior à chuva (condição inicial).

Para ilustrar bem estes diferentes comportamentos é necessário analisar alguns casos, conforme pode ser visto na Figura 3.1. Considere-se um elemento de solo homogêneo, sujeito a uma infiltração ( $i_i$ ) na superfície (a), a curva de condutividade hidráulica x sucção (b) e curva característica do material (c).

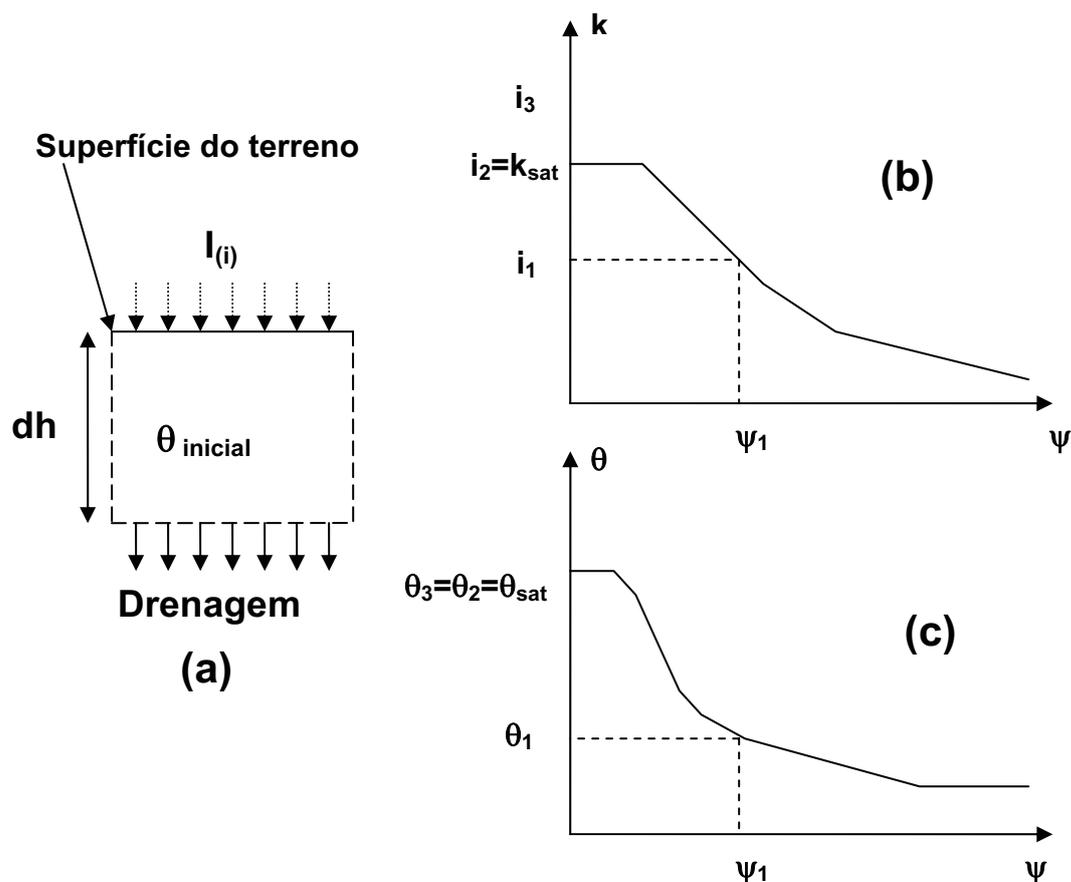


Figura 3.1. Influência da relação  $(i/k_{sat})$  na variação da sucção em um elemento de solo de profundidade  $dh$ .

Se a superfície do solo estiver sujeita uma intensidade de chuva  $i_1$ , menor de  $k_{sat}$ , a sucção inicial seria reduzida para  $\psi_1$  (Figura 3.1b), que corresponde a um teor de umidade  $\theta_1$  (Figura 3.1c), somente se a umidade inicial antes da chuva for menor que a umidade que seria produzida pela intensidade de chuva  $i_1$ , ou seja, se  $\theta_{inicial} < \theta_1$ . Nota-se que a sucção só cairá a zero quando a intensidade de chuva for maior ou igual à  $k_{sat}$  ( $i_3$  e  $i_2$ , que correspondem ao teor de umidade volumétrico saturado). Logo há necessidade da distinção de três casos:

**Caso 1:  $i > k_{sat}$**

Quando a infiltração na superfície é maior que a condutividade hidráulica saturada do solo, há um empoçamento superficial e a frente de umedecimento avança com o tempo para profundidades maiores. Neste caso, as sucções tendem a se anular com o avanço da frente.

**Caso 2:  $i < K_{sat}$  e  $\theta_{inicial} < \theta_1$** 

A sucção inicial do perfil de solo é maior que  $\psi_1$ , que corresponde a um teor de umidade volumétrico menor do que  $\theta_1$ , ou seja, o solo está mais seco do que na condição de umidade corresponde a uma intensidade de chuva  $i_1$ . Então, com o decorrer da chuva, a umidade tende a aumentar até o valor de  $\theta_1$ , e a sucção diminui até  $\psi_1$ , valores estes que se manterão constantes, enquanto a intensidade de chuva continuar sendo aplicada na superfície (admitindo-se que haja drenagem na parte no contorno inferior e que não haja contribuição da água de origem capilar).

**Caso 3:  $i < K_{sat}$  e  $\theta_{inicial} > \theta_1$** 

Neste caso, ocorre um comportamento diferente quanto à variação das sucções devido à infiltração da água da chuva. O teor de umidade inicial é maior do que  $\theta_1$ , o que significa dizer que para a intensidade de chuva  $i_1$ , as sucções tenderão para  $\psi_1$  e o teor de umidade para  $\theta_1$ , admitindo que não haja histerese. Caso haja histerese, o teor de umidade será menor que  $\theta_1$  (curva de umedecimento) para uma mesma sucção ( $\psi_1$ ).

Todas estas hipóteses são válidas quando se desconsidera a elevação de um lençol freático na condição de contorno inferior, ou seja, a presença de uma franja capilar que afete os valores de sucção. Considera-se, somente a parcela devido à infiltração vertical.

A sucção inicial influencia no padrão de fluxo. Além dos parâmetros hidráulicos, a intensidade de chuva, a condutividade hidráulica saturada e o perfil de umidade inicial são parâmetros importantes que irão ditar o comportamento do fluxo em um talude. Outra questão é a geometria do problema e as condições de contorno.

MCDUGALL & PYRAH (1998) já haviam chamado a atenção para o fato de que o padrão de infiltração é função da relação  $(i/k_{sat})$  e da umidade inicial do perfil. Os autores fizeram uma simulação numérica do fluxo não saturado em uma coluna de solo de 2m de espessura, sujeita a diferentes relações entre  $(i/k_{sat})$  e vários perfis de umidade inicial, considerando  $(i < k_{sat})$ . Quanto menor a umidade inicial do solo obviamente maior será o tempo de redistribuição da umidade para obtenção do regime de fluxo estacionário. A saída de água em um elemento de solo localizado na superfície e sujeito a uma intensidade de chuva constante é dada por:

$$q = k(\theta)\nabla H \quad (3-1)$$

onde  $\nabla H$  é o gradiente hidráulico.

Uma vez obtido o regime estacionário de fluxo, na superfície, pode-se dizer que  $R$ , a intensidade de chuva, é igual a  $q$ . Neste caso teremos:

$$\frac{R}{k(\theta)} = \nabla H \quad (3-2)$$

Nota-se da equação (3-2) que quanto menor a umidade inicial na superfície menor a condutividade hidráulica na superfície e conseqüentemente maior o gradiente hidráulico. Os resultados das simulações feitas por MCDOUGALL & PYRAH (1998) indicaram que ocorre uma queda do gradiente hidráulico na superfície, tendendo a um valor unitário ou menor no regime de fluxo estacionário, sendo que esta queda é a mesma para uma mesma relação ( $i/k_{sat}$ ) e o teor de umidade inicial.

Uma vez cessada a infiltração na superfície, a massa de solo passará por um período de redistribuição da umidade e aí entra o conceito de capacidade de campo. Considerando o caso mostrado na Figura 3.1, cessada a aplicação de uma intensidade de chuva, o movimento da água no solo continua no sentido vertical, diminuindo significativamente quando o teor de umidade no solo for tal que sua condutividade hidráulica se torne muito pequena. Quando ocorre isto, diz-se que o solo está em condição de capacidade de campo (BERNARDO et al., 2006). Pode-se dizer que a capacidade de campo é a quantidade de água que o solo pode reter contra a força da gravidade após o excesso ter sido drenado para camadas subjacentes (SANTOS e GUIMARÃES, 1992). Este tipo de movimento é mais pronunciado em solos de textura grossa (arenosos), conforme pode ser visto na Figura 3.2.

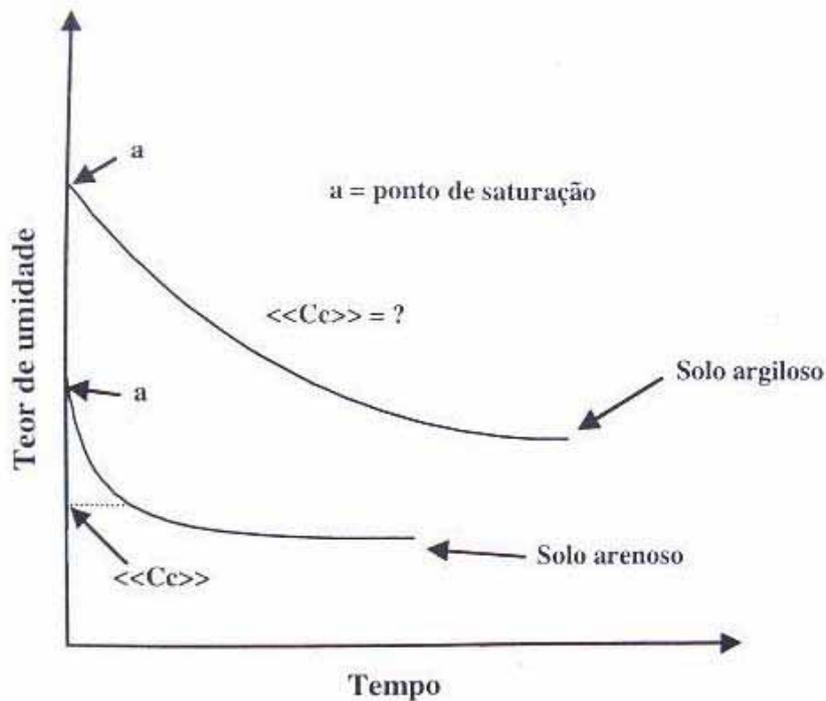


Figura 3.2 Capacidade de campo de diferentes tipos de solo (BERNARDO et al., 2006).

A determinação da capacidade de campo é possível com base na curva granulométrica do solo. Para solos com textura grossa a capacidade de campo é dada por 1/10 de atm e teor de umidade gravimétrico menor do que 8% (BERNARDO et al., 2006).

SANTOS e VILLAR (2004) fizeram uma análise paramétrica da estabilidade de taludes não saturados variando a intensidade de chuva e o tipo de solo (com características hidráulicas diferentes), considerando um material homogêneo. Os resultados mostraram que, dependendo do tipo de solo e da intensidade de infiltração aplicada, há padrões de fluxo diferentes. Solos com maior condutividade hidráulica saturada, por exemplo, apresentam uma maior redução nos fatores de segurança comparados com solos com condutividade hidráulica saturada menor. ALONSO et al. (1995) afirmaram que quanto mais grosseiro e mal graduado for o solo, mais rápida é a redução do fator de segurança.

SANTOS e VILLAR (2004) aplicaram a um talude duas intensidades de chuva, uma maior e outra menor que a condutividade hidráulica do solo que o compõe, para três tipos de solo diferentes (considerou todos com a mesma condutividade hidráulica saturada). A partir dos resultados das simulações numéricas os autores perceberam diversos padrões de comportamento conforme pode ser visto na Figura 3.3.

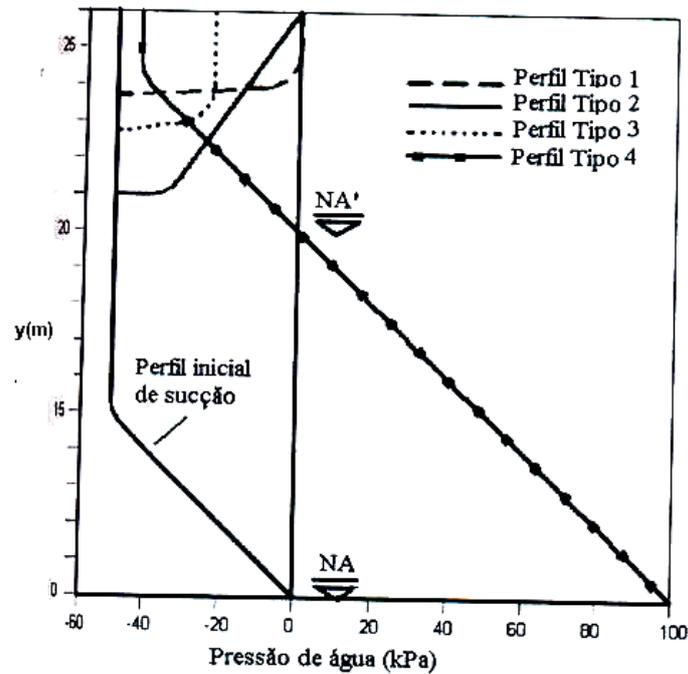


Figura 3.3. Diferentes comportamentos do perfil de poro-pressão devido à infiltração da água da chuva (SANTOS e VILLAR, 2004).

Percebe-se que há uma diferença nos perfis de sucção em função da relação entre  $i$  e  $k_{sat}$ . SANTOS e VILLAR (2004) dividiram os comportamentos do fluxo em:

- Perfil tipo 1 ( $i > k_{sat}$ ): ocorre a saturação da superfície e a frente de umedecimento é bem definida. Ocorre em solos arenosos;
- Perfil tipo 2 ( $i > k_{sat}$ ): ocorre a saturação da superfície mas a frente de umedecimento não é bem definida (umedecimento não é uniforme). Ocorre em solos finos;
- Perfil do tipo 3 ( $i < k_{sat}$ ): Não ocorre a saturação da superfície e a frente de infiltração pode ser uniforme ou não. Ocorre em todo o tipo de solo;
- Perfil do tipo 4: Elevação do lençol freático;

BRANDÃO et al. (2004) mostraram um perfil de umidade típico que ocorre quando o solo está sujeito a uma carga hidráulica na superfície (empoçamento superficial) que pode é produzido quando  $i > k_{sat}$ .

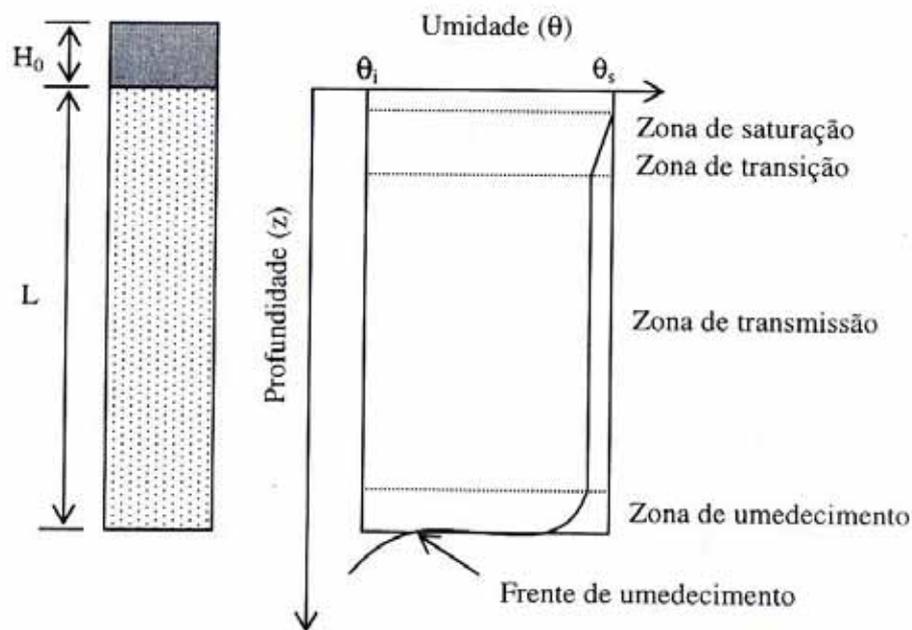


Figura 3.4. Perfil de umedecimento do solo durante a infiltração (BRANDÃO et al., 2004, modificado de BOLDMAN e COLEMAN, 1944).

Sendo  $\theta_i$  a umidade inicial e  $\theta_s$  o teor de umidade saturado do solo. Através da Figura 3.4 notam-se quatro zonas distintas na frente de umedecimento:

- 1) Zona de saturação: Localizada imediatamente abaixo da superfície do solo, sendo uma camada estreita em que o solo está saturado.
- 2) Zona de Transição: É uma região com espessura constante caracterizada por um decréscimo da umidade
- 3) Zona de Transmissão: Diferente das camadas anteriormente citadas, esta zona aumenta a espessura com o tempo. Possui um teor de umidade praticamente constante e menor do que o teor de umidade saturado
- 4) Zona de umedecimento: É uma camada estreita com grande redução da umidade o aumento da profundidade.

A principal observação que pode ser feita a partir da Figura anterior é que a frente de umedecimento não é saturada. A zona de transmissão, por exemplo, que possui uma espessura maior com relação às outras zonas, tem teor de umidade inferior ao saturado. O uso do termo “frente de saturação”, parece impróprio, sendo mais correto utilizar “frente de umedecimento”.

TOZZATO (2005) utilizou um tanque em formato de meio cilindro (em planta) contendo uma camada de solo arenoso (areia da Praia de São Francisco), com espessura de 30 cm, onde foi aplicada uma infiltração na superfície (por uma espécie de sistema de gotejamento). As extremidades laterais e o fundo do tanque eram impermeáveis (havia uma saída de drenagem, que neste experimento foi fechada). A intensidade de chuva aplicada foi de 106 mm/h e observou-se a evolução de uma frente úmida com o tempo, conforme pode ser visto na Figura 3.5, estando o solo na umidade higroscópica antes da chuva. A areia de São Francisco que possui condutividade hidráulica saturada de  $1,3 \cdot 10^{-2}$  cm/s, ou seja, cerca de 4,5 vezes maior do que a intensidade de chuva aplicada. Percebe-se um avanço não uniforme da umidade com a profundidade ( $i < k_{sat}$ ).

TOZZATO (2005) mostrou uma comparação entre as cargas de pressão medidas por um piezômetro instalado no fundo do tanque para diferentes condições iniciais de umidade. Percebe-se que para um perfil mais úmido (dado pelo valor de umidade que foi medido na superfície) a elevação das poro-pressões é mais rápida. Isto se deveu ao fato de que, estando o perfil mais úmido, a penetração da frente de umedecimento é mais rápida e alcança fundo impermeável em um tempo menor, causando uma elevação do lençol, de forma não instantânea, porque a frente de umedecimento não é saturada e há ainda a presença de ar ocluso (neste caso  $i < k_{sat}$ ).

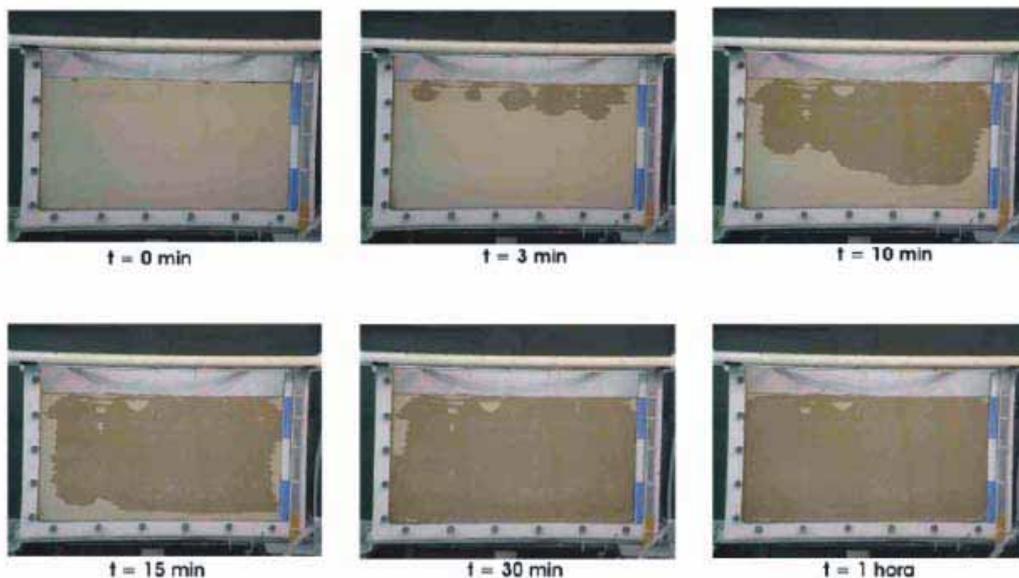


Figura 3.5. Infiltração da água no solo ( $i < k_{sat}$ ) sobre um perfil de areia inicialmente seca (TOZZATO, 2005).

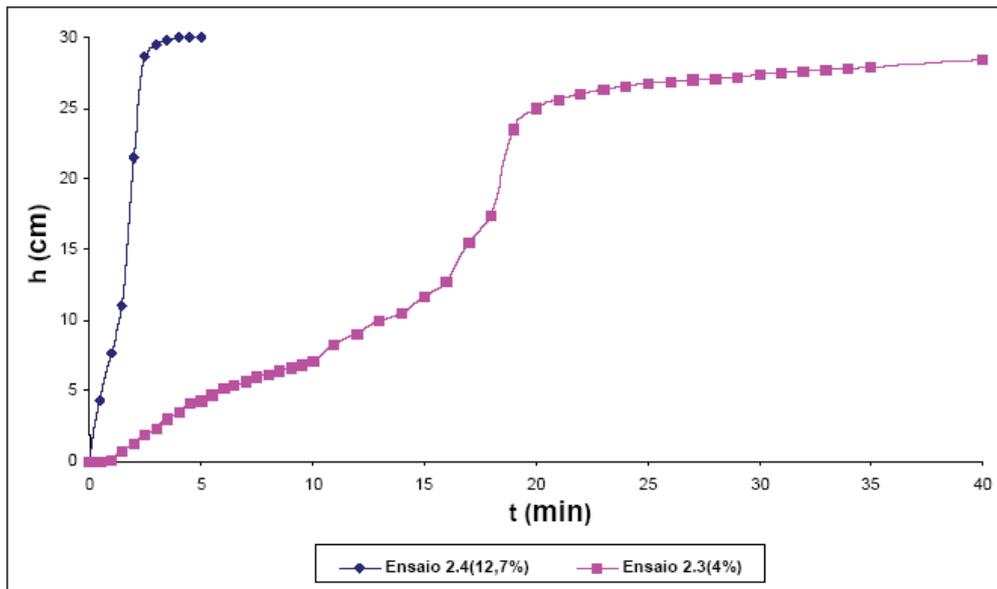


Figura 3.6. Aumento da carga de pressão no fundo, para diferentes condições iniciais de umidade em uma coluna de areia de 30 cm, quando sujeita a uma infiltração na superfície (TOZATTO, 2005).

A teoria da infiltração e escoamento superficial foi abordada primeiramente por HORTON (1933) *apud* COELHO NETTO (2003) e HORTON (1945). Esta teoria é baseada em dois conceitos fundamentais:

- 1) Há uma máxima taxa de absorção da água da chuva denominada capacidade de infiltração;
- 2) Quando ocorre escoamento superficial há um relacionamento entre a quantidade de água que acumula sobre a superfície do solo e a taxa de escoamento superficial;

Para finalizar, é necessário definir alguns termos para um bom entendimento sobre o processo de infiltração:

\* Capacidade de infiltração: é a máxima quantidade de água que pode infiltrar no solo em um dado intervalo de tempo. Quando uma precipitação atinge o solo com uma intensidade menor do que a capacidade de infiltração, toda a água penetra no solo, provocando uma diminuição progressiva da capacidade de infiltração. Persistindo a precipitação, a partir de um tempo  $t_p$  (tempo de empoçamento), a taxa de infiltração iguala-se a capacidade de infiltração, passando a decrescer com o tempo e tendendo

a um valor constante, o valor de condutividade hidráulica saturada do material (BRANDÃO et al., 2004). A capacidade de infiltração depende (HORTON, 1945):

- (1) Textura do solo;
- (2) Estrutura do solo;
- (3) Estruturas biológicas do solo, principalmente próximas à superfície (raízes de plantas, perfurações ou dutos feitos por insetos, minhocas, etc);
- (4) Teor de umidade do solo;
- (5) Condições da superfície do solo (presença de trincas)

\* Intensidade de chuva: corresponde a um valor de precipitação que cai sobre a superfície do solo (medida em mm/h).

\* Taxa de infiltração: é o volume de água que passa no solo na unidade do tempo. A Velocidade de infiltração decresce com o tempo e com o início da infiltração até atingir um valor constante que é a velocidade de infiltração básica (SANTOS e GUIMARÃES, 1992).

## **3.2 Modelos de Infiltração da Água da Chuva**

### **3.2.1 Modelos Numéricos**

Neste capítulo serão apresentados alguns modelos numéricos desenvolvidos no decorrer dos anos com o objetivo de estudar o processo de infiltração em solos parcialmente saturados e entender este comportamento complexo. Muitos destes modelos consideram, dentro das camadas definidas, que o solo é homogêneo e isotrópico e desconsideram a existência de fluxos preferenciais que possam ocorrer, fato este que foi destacado por FEDDES et al. (1998). Estes fluxos podem existir na natureza devido à ocorrência de macroporos no solo (devido à contração e expansão), raízes de plantas, dutos feitos pela fauna (TOZATTO, 2005) e a presença de ar ocluso nos vazios do solo. SILVEIRA et al. (2001) através de medição de dados de chuva e de sucção em camadas superficiais do solo em duas áreas da Floresta da Tijuca (com dois tipos de vegetação, em uma região cujo padrão de distribuição das raízes no subsolo era conhecido), mostraram a ocorrência de fluxos preferenciais devido à

presença de raízes, que aumentam a sucção do solo em períodos sem chuva, nas camadas superficiais em que ocorre a sua influência, mas promovem a entrada da água durante a chuva via fluxos preferenciais (criando uma zona de descontinuidade hidrológica). Os valores médios de sucção lidos pelos tensiômetros instalados no local mostraram um aumento na umidade do solo a 80 cm de profundidade, sendo que até esta profundidade há a presença de raízes verticais. Este aumento foi mais acentuado na área localizada com a presença de espécies arbóreas de grande porte, sugerindo que a água seguiu um fluxo preferencial através das raízes verticais formando uma região mais úmida (não saturada) até esta profundidade. A partir dos 80 cm há uma queda nos valores de sucção até uma determinada profundidade onde houve medição de pressões positivas indicando a presença de um lençol freático (ou suspenso). Este caso ilustra o bem fato de que na natureza pode haver situações em que os modelos “convencionais” não representam corretamente o comportamento do fluxo em campo. Por isso, cada caso merece uma atenção especial e a aplicação de um determinado modelo numérico para descrever o fluxo deve ser feita com muito cuidado.

**a) FREEZE (1969)**

Freeze (1969) simulou o fluxo transiente através de um modelo numérico unidimensional em diferenças finitas, em um sistema integrado composto por uma região saturada e outra parcialmente saturada. A fronteira entre essas duas regiões é o nível do lençol freático as suas flutuações resultam das variações entre a recarga (entrada de água na zona saturada) e a descarga (saída de água na região saturada).

O modelo considera um solo homogêneo, isotrópico e com histerese da curva característica. Além disso, consideram-se as relações funcionais entre a condutividade hidráulica e o teor de umidade e entre a sucção e o teor de umidade (propriedades hidráulicas). O modelo admite como condição de contorno superior, uma infiltração constante e determina as flutuações do lençol freático em função de uma determinada condição inicial e de contorno. A flutuação do nível da água é função da infiltração e da evaporação.

FREEZE (1969) fez uma análise paramétrica e verificou os efeitos que alguns parâmetros sobre na elevação do nível de água. Parâmetros tais como tipo de solo, a intensidade e duração da chuva, evaporação, recarga/descarga, condições anteriores do perfil de umidade, profundidade do nível d'água e a altura do “empoçamento” superficial da água.

A Figura 3.7 mostra esquematicamente o modelo utilizado por FREEZE (1969). O modelo utiliza o método de diferenças finitas com equações e aproximações

idênticas às usadas por RUBIN et al. (1963), *apud* FREEZE (1969). A novidade é que incorpora uma nova condição de contorno na base e as equações são explicitadas em termos de valores de sucção ao invés de teor de umidade volumétrico.

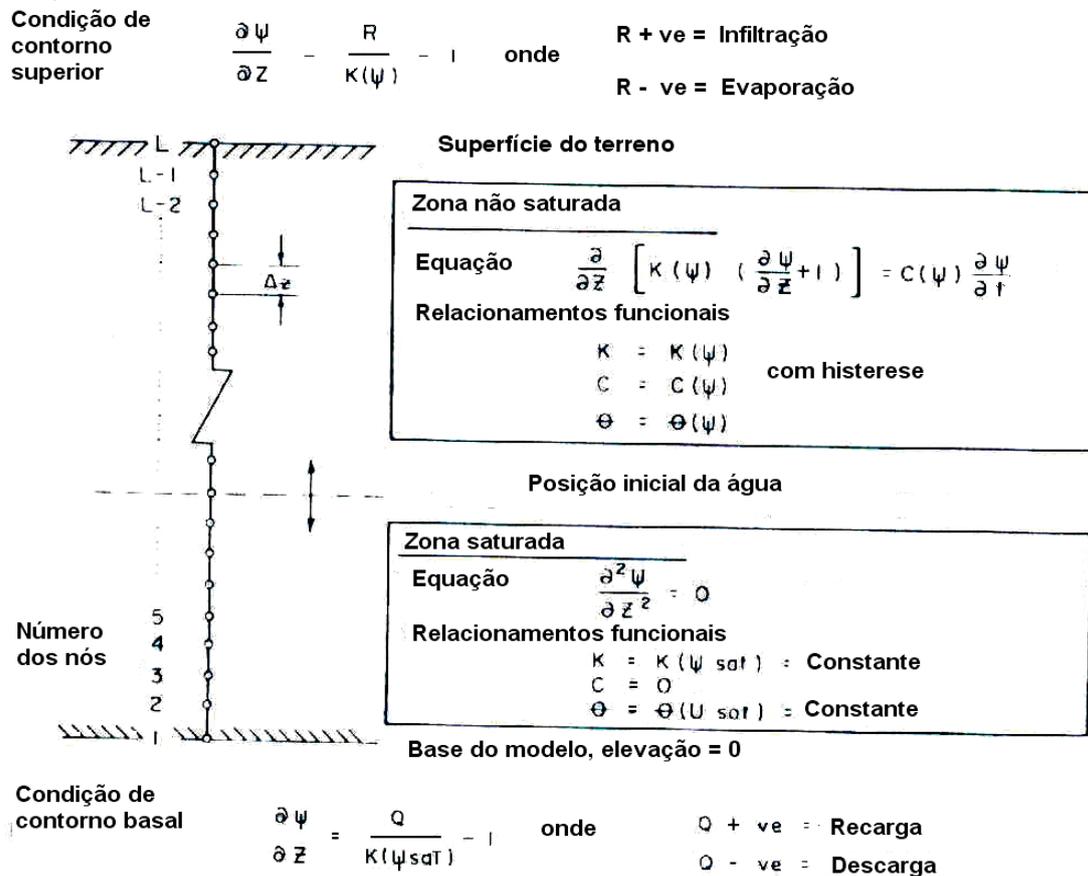


Figura 3.7. Modelo unidimensional, transiente do fluxo de água vertical, quando sujeitos à infiltração e/ou evaporação constantes (FREEZE, 1969).

Na Figura 3.7 a notação usada é:

$R$  = Taxa de infiltração na superfície (cm/min,  $R > 0$ , infiltração,  $R < 0$ , evaporação)

$\psi$  = sucção;

$Q$  = Taxa de recarga ou descarga por unidade de área na base, relativos à flutuação do lençol ( $Q > 0$ , recarga, escoamento descendente, entrada de água dentro da zona saturada,  $Q < 0$ , descarga, escoamento ascendente, saída de água da zona saturada);

$L$  = número de nós (numerados no sentido ascendente);

$\Delta z$  = espaçamento entre os nós.

A solução será do tipo  $\psi(z,t)$ , positivo abaixo do lençol freático e negativo acima dele. A posição do lençol freático estará sujeito a variações em função das condições de contorno do topo (infiltração ou evaporação) e na base (recarga ou descarga,  $C(\psi)=0$ ). Na superfície há uma máxima carga de pressão ( $\psi_s$ ) permissível (de pequeno valor) que corresponde a uma máxima profundidade de “empçoamento” na superfície. Variações graduais da  $R$  e  $Q$  com o tempo são possíveis com este modelo. Uma das variações utilizadas mostradas na Figura 3.8 (onde  $ve$  = taxa de infiltração).

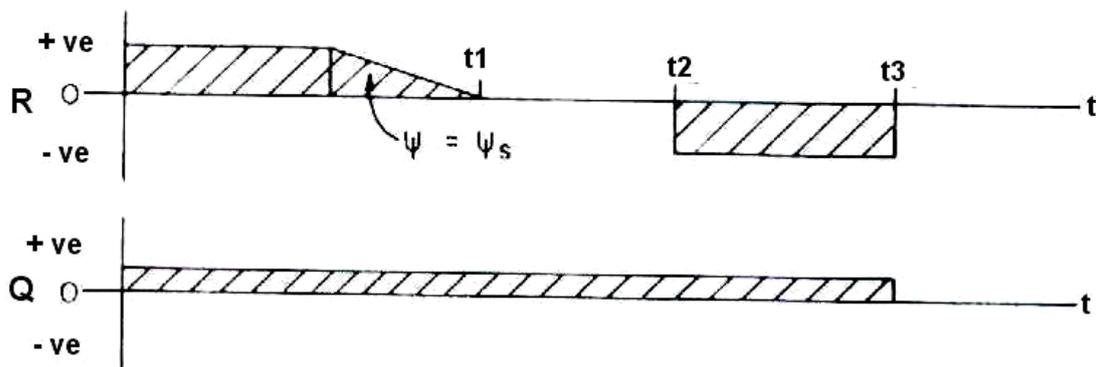


Figura 3.8. Representação da variação das condições de contorno superior e inferior com o tempo ( $R_1 > k_{sat}$ , FREEZE, 1969).

Quando  $\psi = \psi_s$ , ocorre uma mudança na condição de contorno e há um empçoamento superficial (uma camada “saturada” de espessura aproximadamente constante) e uma frente de umedecimento avança para baixo do solo com o tempo. A água acumula na superfície e impede que toda a intensidade de chuva chegue ao solo (propagação da zona de infiltração). Segundo POTTS et al. (1999), se o solo é menos permeável que a chuva a intensidade de chuva, este não absorverá toda a água e irá ocorrer um empçoamento na superfície. Este empçoamento possui uma profundidade finita e constitui um problema específico. Neste caso, a condição de contorno de infiltração (prescrever vazão) já não é mais válida e deve-se utilizar como condição de contorno um valor de poro-pressão na superfície.

Dentro da análise paramétrica FREEZE (1969) utilizou três solos com diferentes características hidráulicas (areias a siltes). Esta análise verificou a influência de alguns parâmetros. Serão expostas, resumidamente, as algumas conclusões obtidas por FREEZE (1969), que foram analisadas em função dos perfis de carga de pressão, carga total e teor de umidade volumétrico com a profundidade:

- Os processos de infiltração-evaporação são continuidades físicas e matemáticas dos processos de recarga e descarga;
- As flutuações do nível de água dependem não somente da recarga (infiltração) e descarga (evaporação), mas também é fortemente influenciado pelas condições iniciais (perfil de umidade inicial) e do tipo de solo (através da condutividade hidráulica saturada e das relações hidráulicas).
- A elevação do lençol d'água é mais rápida em:
  - (i) Chuvas de longa duração do que de curta duração;
  - (ii) Chuvas de baixa intensidade e longa duração do que alta intensidade e curta duração;
  - (iii) Nível de água mais próximo da superfície do que mais profundo;
  - (iv) Solos com maior condutividade hidráulica saturada e/ou baixa capacidade de retenção específica e/ou alto teor de umidade.

Chuvas de longa duração são mais intensas e se a relação entre intensidade de chuva e a condutividade hidráulica saturada for maior que 1, independente da intensidade, a quantidade que infiltra será a mesma e então quanto maior a duração, mais úmido o solo ficará.

Solos com o nível d'água mais próximo à superfície caracterizam um perfil inicial mais úmido e por isso a elevação do lençol é mais rápida, mostrando a influência das condições iniciais.

Solos com maior condutividade hidráulica saturada, as taxas de infiltração são maiores, umedecendo o perfil mais rapidamente.

O modelo de FREEZE (1969) considerou um caso unidimensional e homogêneo e possui uma hipótese realística com relação à condição de contorno superior. O melhor entendimento deste comportamento pode ser visto na Figura 3.9 abaixo, onde se compara a influência do tipo de solo (especificamente tomado como exemplo), para uma taxa de infiltração na superfície ( $R$ ) de 0.1315cm/min, que é cerca de 5 vezes maior que a condutividade hidráulica saturada do solo (a) (Areia de Del Monte) e cem vezes menor do que a condutividade hidráulica saturada do solo (b) (Rehovolt Sand), e taxa de recarga ( $Q$ ) de 0.001315 cm/min. No primeiro caso haverá empoçamento na superfície (limitado a um valor de carga de pressão de 10 cm, para 24 minutos) e decorrente avanço da frente de umedecimento com o tempo, ao contrário do segundo caso onde infiltração é inferior a condutividade hidráulica saturada ocorrerá um decréscimo menor da sucção com o tempo (não se anula, pois não há empoçamento) comparado com o caso anterior. Esta condição de contorno superior é de contorno é uma forma realística de tratar o processo de infiltração de

água da chuva. Além do mais, a adoção de uma condição de contorno basal leva em conta as flutuações do lençol freático antes de um evento chuvoso, que é mais provável de ocorrer na natureza.

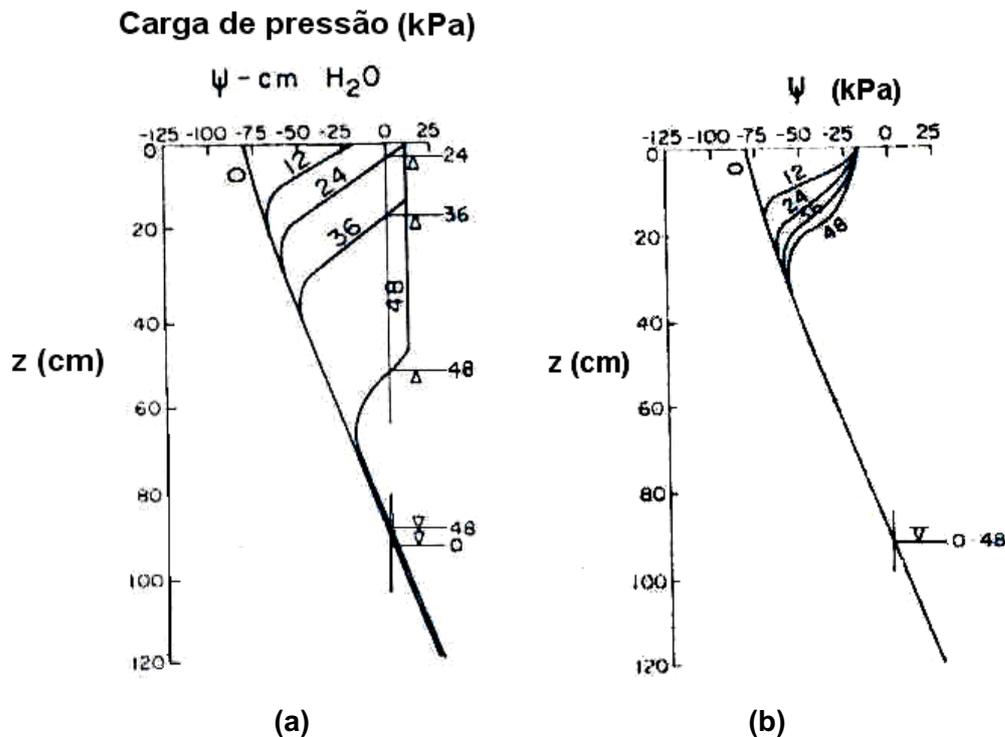


Figura 3.9. Perfis de carga de pressão: (a) Areia de Del Monte e (b) Areia Reholvot, para tempo em minutos (FREEZE, 1969).

**b) DAVIS e NEUMAN (1983)**

DAVIS e NEUMAN (1983) apresentaram o manual do programa UNSAT, desenvolvido por NEUMAN (1974). O UNSAT é um programa feito em elementos finitos (a solução do método é formulado como método de Galerkin, utilizando elementos triangulares e quadrados) que serve para analisar o fluxo em meios porosos parcialmente saturados e saturados. O programa permite resolver problema de fluxo cujo domínio seja delineado por contornos irregulares, compostos por solos heterogêneos e anisotrópicos. As condições de contorno podem ser especificadas em termos de carga de pressão e fluxo prescrito, além de permitir faces drenantes, evaporação e infiltração.

A equação que serve para descrever o fluxo é mostrada a seguir:

$$\sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_i} \left[ K^r(h) K_{ij}^s \frac{\partial h}{\partial x_j} \right] + \sum_{i=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_i} \left[ K^r(h) K_{i3}^s \right] - [C(h) + \beta S_s] \frac{\partial h}{\partial t} - S = 0 \quad (3-3)$$

onde:

$x_i$  = Coordenada espacial ( $x_3$  = vertical);

$K^r$  = Condutividade hidráulica relativa;

$K_{ij}^s$  = Tensor de condutividade hidráulica saturada;

$h$  = carga de pressão;

$C(h)$  = Capacidade de retenção específica ( $d\theta/dh$ );

$\theta$  = teor de umidade volumétrico;

$\beta$  = parâmetro (0 na zona não saturada e 1 na zona saturada);

$S_s$  = Coeficiente de armazenamento específico;

$t$  = tempo;

$S$  = Volume de água removido por unidade de tempo de um volume unitário de solo devido à transpiração das plantas.

A fim de verificar a acurácia do programa, DAVIS e NEUMAN (1983) compararam dados obtidos em quatro exemplos reais com os obtidos pelo programa UNSAT. Por simplicidade será apresentado um destes casos e os seus resultados.

O exemplo mostrado trata do experimento de laboratório realizado por DUKE (1973) e HEDSTROM et al. (1971), *apud* DAVIS e NEUMAN (1983), para um melhor entendimento da drenagem de solos agrícolas e desenvolvimento de melhores sistemas de drenagem. O experimento consistiu em uma caixa de areia com 1220 cm de comprimento 122 cm de profundidade e 5,1 cm de espessura. Nas extremidades desta caixa foram colocados canais de drenagem. Devido à simetria do problema, considerou-se apenas metade da seção.

O experimento consistiu em aplicar uma intensidade de chuva constante sobre a superfície do solo, mantendo o nível d'água constante nos canais de drenagem situados nas extremidades da caixa de areia. A partir de um determinado instante de tempo a localização da superfície freática não mudou mais com o tempo, caracterizando o regime permanente. DAVIS e NEUMAN. (1983) compararam os resultados obtidos experimentalmente, relativos à posição da linha freática, com os calculados pelo programa UNSAT e obtiveram uma boa concordância (Figura 3.10). De uma maneira geral o programa apresentou-se útil e a simulação foi coerente com os resultados experimentais.

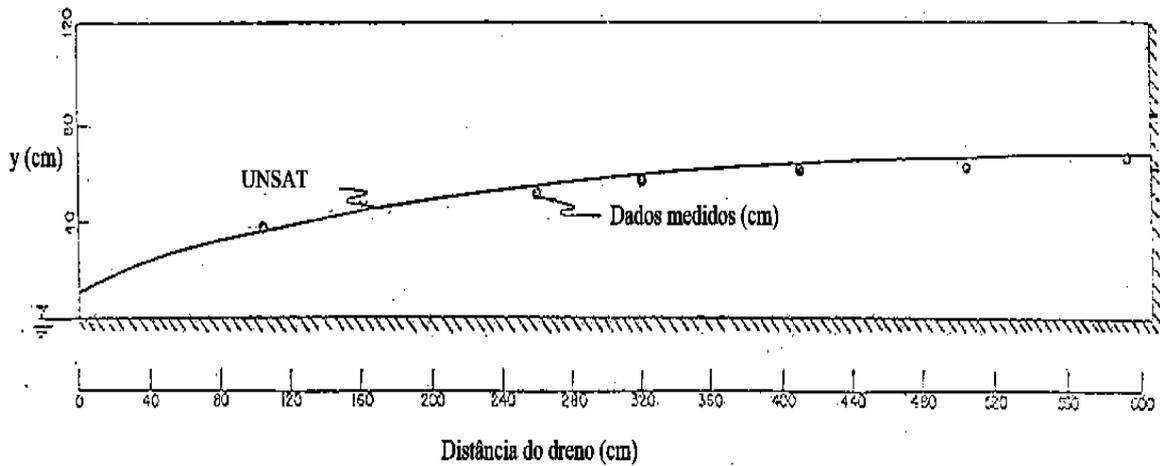


Figura 3.10. Comparação entre dados experimentais e numéricos calculados pelo programa UNSAT (DAVIS e NEUMAN, 1983).

**c) VAUGHAN (1985)**

VAUGHAN (1985) desenvolveu um modelo bidimensional para descrever a infiltração da água da chuva (evolução da frente de umedecimento com o tempo) a fim de investigar as causas das rupturas superficiais ocorridas em taludes de solos residuais em Fiji. Estes taludes apresentam lençol freático profundo. Em geral, os solos residuais apresentam condutividade hidráulica decrescente com a profundidade e um lençol freático pouco profundo. No seu modelo, VAUGHAN (1985) considerou que a condutividade hidráulica é uma função decrescente com a profundidade (que diminui com a diminuição do grau de intemperismo), que é uma característica comum em solos residuais, embora, para alguns casos a condutividade hidráulica possa aumentar com a profundidade (JIAO e MALONE, 2000; WOLLE e CARVALHO, 1989).

Inicialmente foi feita uma aproximação convencional para simular o avanço da frente de umedecimento. A formação da frente ocorre, somente quando a quantidade que infiltra exceder o valor da condutividade hidráulica saturada. A velocidade de avanço da frente é dada por:

$$V = -\frac{K}{n\Delta S} \tag{3-4}$$

onde:

$k$  = Coeficiente de condutividade hidráulica do solo;

$n$  = porosidade;

$\Delta S$  = Aumento na saturação.

A Figura 3.11 mostra as variáveis usadas no cálculo das poro-pressões quando a frente de umedecimento avança. Inicialmente os parâmetros foram modelados para o caso unidimensional e posteriormente para o caso inclinado (simulando um talude).

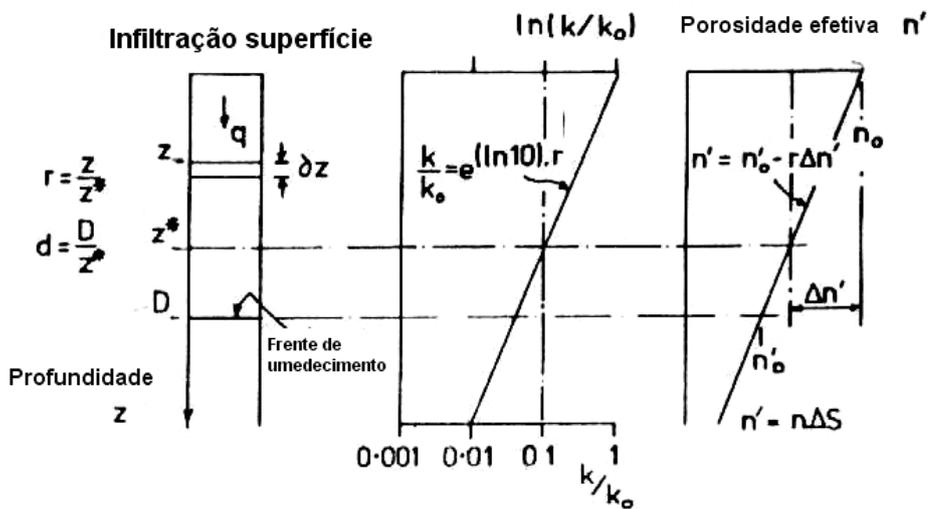


Figura 3.11. Variáveis usadas na análise (VAUGHAN, 1985).

Na Figura 3.11 a notação usada é:

$q$  = infiltração vertical;

$z$  = coordenada de posição;

$z^*$  = profundidade na qual a condutividade hidráulica decresce um módulo de magnitude;

$D$  = profundidade de avanço da frente de umedecimento;

$d$  e  $r$  = parâmetros normalizados em relação a  $z^*$

$n'$  = porosidade efetiva definida (quantidade de água armazenada no solo quando a frente de umedecimento passa e que diminui com a profundidade);

$n_0'$  = porosidade da superfície;

$n_D'$  = porosidade na profundidade  $D$ ;

Considerando o escoamento vertical, conforme a Figura 3.11, VAUGHAN (1985) obteve expressões para a poro-pressão, velocidade de avanço da frente de umedecimento, tempo para que a frente atinja a profundidade  $D$  e a infiltração vertical, que tornaram possível modelar o fluxo na condição unidimensional (função do tempo). Esta solução, porém, não é aplicável a taludes, pois o fluxo não é somente vertical. Para taludes foi obtida uma solução numérica para as poro-pressões considerando a rede de fluxo conforme a Figura 3.12. O perfil acima da frente de umedecimento foi dividido em camadas finitas paralelas ao talude, cada uma com diferentes condutividade hidráulicas. A interface entre as camadas é uma linha equipotencial que muda de um ângulo  $\alpha_n$  para  $\alpha_{n+1}$  e

$$\frac{\tan \alpha_{n+1}}{\tan \alpha_n} = \frac{K_{n+1}}{K_n} \quad (3-5)$$

As poro-pressões na superfície infiltrante e na frente de umedecimento são consideradas nulas. As linhas equipotenciais intermediárias são calculada com auxílio da equação 3.5, considerando um valor inicial de  $\alpha_1$  (arbitrado). As linhas de fluxo são determinadas da mesma maneira. Em resumo, constrói-se uma rede de fluxo sendo possível obter as poro-pressões (uma boa aproximação para as poro-pressões e para o tempo  $t_d$ , necessário para que a frente de umedecimento atinja a profundidade  $D$  é obtida multiplicando os valores no plano pelo cosseno da inclinação do talude).

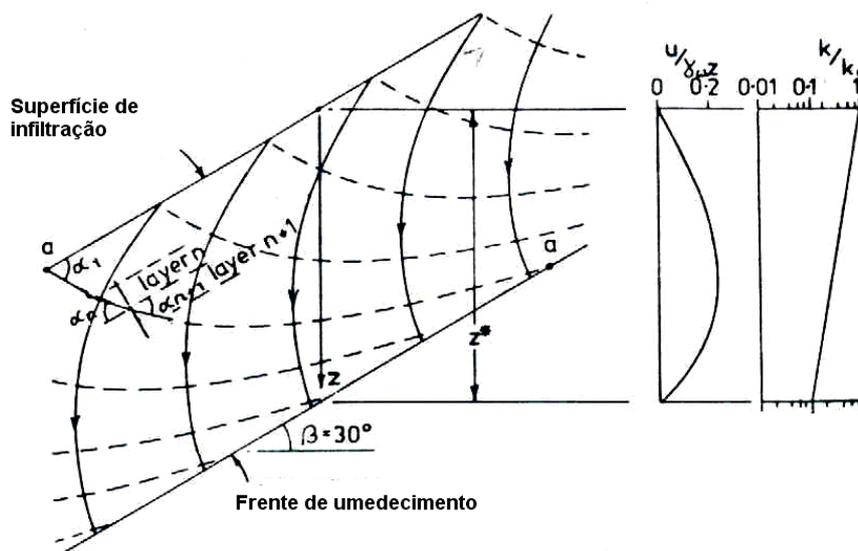


Figura 3.12. Rede de fluxo: transiente, solo não saturado e  $K$  decrescente com a profundidade (VAUGHAN, 1985).

Os resultados típicos das poro-pressões na frente de umedecimento são mostrados na Figura 3.13. As poro-pressões puderam ser calculadas e aumentaram mais em profundidades intermediárias quando a frente de umedecimento penetrou no solo, sendo maiores quanto menor a inclinação do talude.

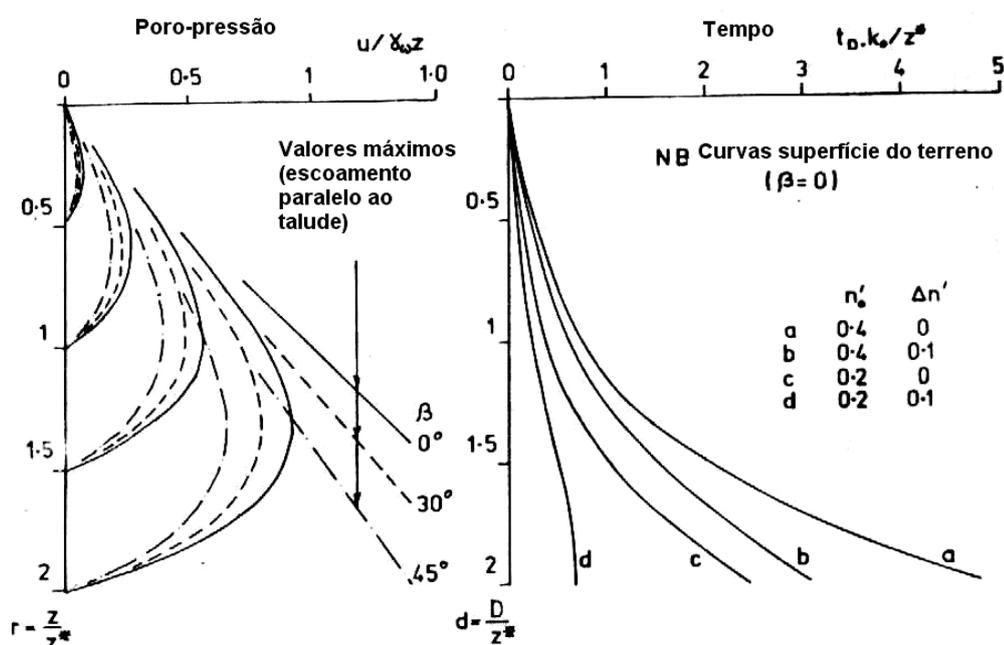


Figura 3.13. (a) Poro-pressões geradas; (b) Tempo de penetração da frente de umedecimento com a porosidade efetiva ( $n' = n_0 - r\Delta n$ , VAUGHAN, 1985)

A Figura 3.14 considera o avanço de uma frente de umedecimento sobre um talude com a presença de um lençol freático e o momento em que há o encontro da frente com o lençol freático, o que causa um aumento súbito na elevação do lençol (linha A para a Linha B). Isto ocorre no caso de uma infiltração contínua. Se a infiltração pára antes que a frente de umedecimento atinja o lençol freático, esta continuará a avançar, levando a um aumento “retardado” do lençol, que pode levar à ruptura do talude. VAUGHAN (1985) considerou que a elevação do lençol não é instantânea e depende do coeficiente de compressibilidade volumétrica, como cálculo aproximado. Porém, este aumento retardado do lençol deve ocorrer devido à presença de ar ocluso e pelo fato da frente de umedecimento não ser saturada.

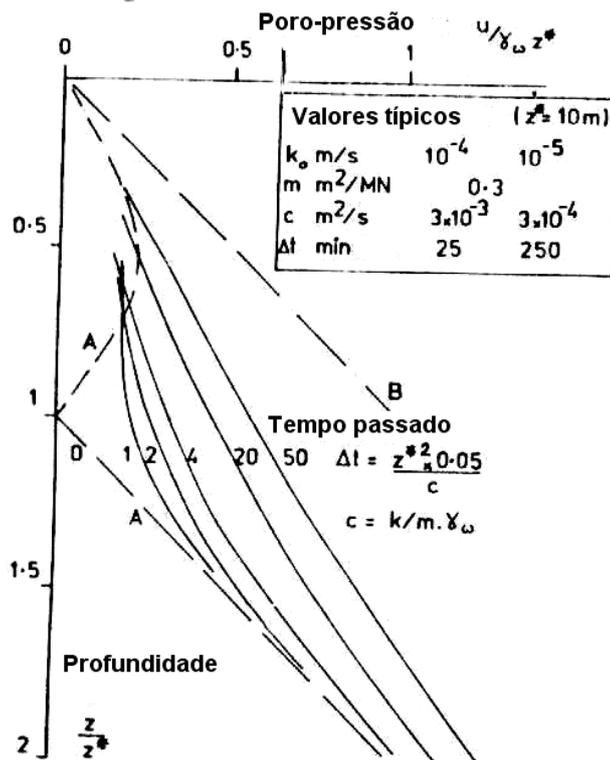


Figura 3.14. Mudanças nas poro-pressões devido ao encontro da frente com o lençol (VAUGHAN, 1985).

O modelo proposto por VAUGHAN (1985) mostrou-se eficiente na modelagem da frente de umedecimento com a profundidade e o tempo. Porém, a concavidade das linhas de fluxo não reflete a realidade. Como outra limitação do modelo é o fato de o modelo ser restrito a solos com condutividade hidráulica decrescente com a profundidade e que só pode ser utilizado em modelagem onde a infiltração imposta na superfície é maior que a condutividade hidráulica saturada do solo (formação da frente de umedecimento) e não quando contrário (que haverá a perda da sucção devido à infiltração da água da chuva, mas sem a formação de uma frente). Por fim, seria necessário testar a modelagem em um talude real, instrumentado, para verificar a eficácia do modelo.

**d) VARGAS JR. e COSTA FILHO (1990)**

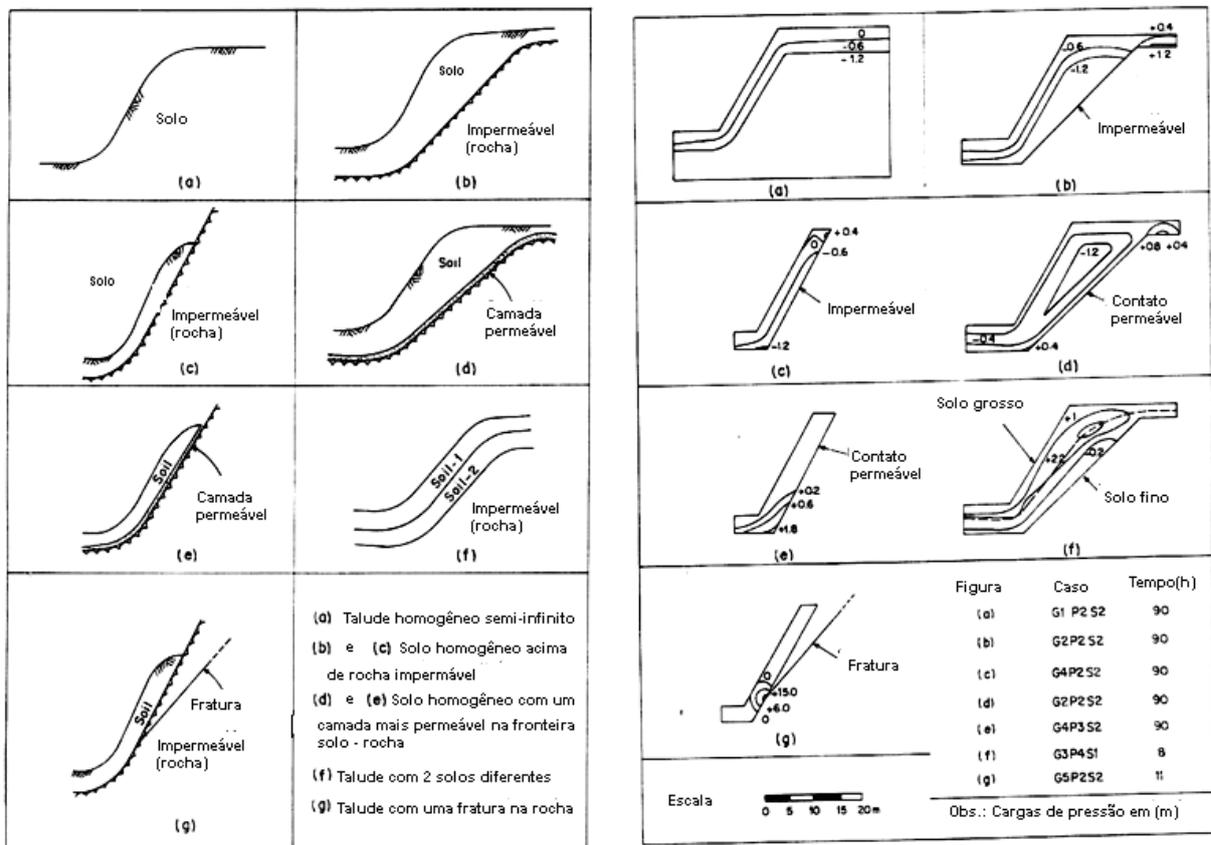
Uma análise numérica do fluxo de água em encostas não saturadas típicas do Rio de Janeiro foi feita por VARGAS JR. & COSTA FILHO (1990), com o desenvolvimento de um programa baseado em elementos finitos para resolver a equação de Richards. Devido à alta linearidade da equação da equação de fluxo não

saturado, foi desenvolvido pelos autores um modelo numérico em elementos finitos com a finalidade de analisar o fluxo de taludes parcialmente saturados típicos da região do Rio de Janeiro, a partir de dados geológicos-geomorfológicos disponíveis. Além da geometria do problema, mais três parâmetros foram variados nas análises: o tipo de solo (areia fina, P1 e areia grossa, P2), o tipo de perfil (homogêneo e heterogêneo) e o grau de saturação inicial (S1-alto e S2-baixo grau de saturação).

Foram adotadas as seguintes hipóteses:

- O teor de umidade é constante por todo o perfil;
- Considera-se que a superfície do talude satura-se imediatamente após o início da chuva;
- Não é considerada nenhuma perda por evaporação (devido à influência da vegetação) ou escoamento superficial.

As geometrias de encostas usadas e os resultados obtidos são mostrados em forma de contornos de carga de pressão, dados em metros de coluna d'água.



(a)

(b)

Figura 3.15. (a) Encostas típicas do Rio de Janeiro; (b) Contornos de poro-pressão (VARGAS JR. e COSTA FILHO, 1990).

Para o caso (a), representando um perfil de solo residual homogêneo, a frente de umedecimento se desenvolve e as poro-pressões são negativas no interior do talude e nulas na superfície. O decréscimo na sucção traz um decréscimo na coesão aparente. Este mecanismo é, em geral, responsável pela ocorrência de deslizamentos superficiais. Para os casos (b) e (c), depósitos típicos de talus/colúvio de espessura finita, depositados no pé da encosta, ocorrem pressões positivas no topo. Os casos (d) e (e), são idênticos aos casos (b) e (c), porém com um contato permeável. Neste caso há a formação de pressões positivas na base. Para o caso (f) ocorre uma transição de um material mais “grosso” para um mais “fino” e esta transição é responsável pelo desenvolvimento de pressões positivas no contato e no solo mais grosso e pode ser o mecanismo que provoca deslizamentos para este tipo de perfil. Por fim quando há um maciço fraturado (caso g) em que surgem poro-pressões positivas na fratura, como era de se esperar. Com isso, foi possível observar o padrão de fluxo para cada tipo de encosta.

VARGAS JR. & COSTA FILHO (1990) mostraram a influência que a frente de saturação tem sobre os contornos de sucção com o tempo para diferentes condições iniciais e tipos de solo, através do aumento das poro-pressões no tempo, devido à infiltração da água, para um ponto “P”, cuja localização pode ser vista na Figura 3.16. Nota-se a influência que das condições iniciais tem no decréscimo da sucção com o tempo.

O programa mostrou-se uma ferramenta útil para análise do fluxo transiente em taludes e demonstrou que, de acordo com a complexidade do problema envolvido (tipo de geometria, solo, condições iniciais), ter-se-á um padrão de fluxo diferente, e conseqüentemente uma distribuição de poro-pressões diferente.

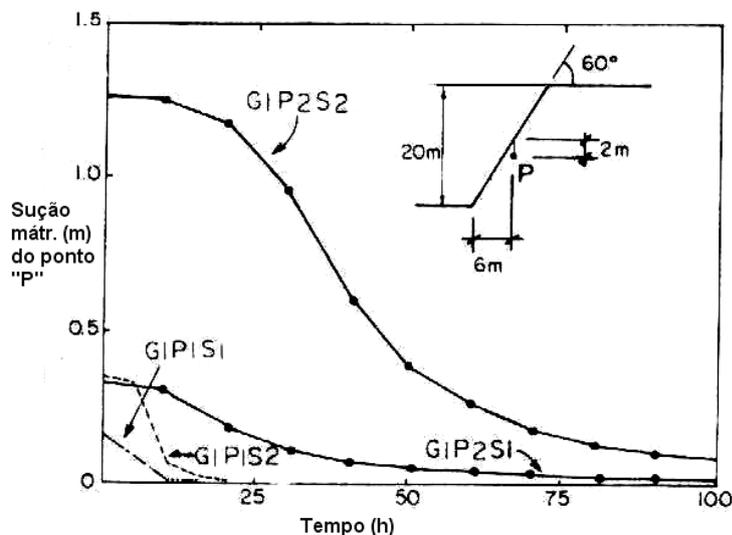


Figura 3.16. Variação da carga de pressão com o tempo para um ponto “P” (VARGAS JR. e COSTA FILHO, 1990).

Para os perfis com grau de saturação inicial mais elevado (S1 - sucção mais baixa) o decréscimo do valor da sucção é mais suave, para um mesmo material ( $P_i$ ) e uma mesma geometria ( $G_i$ ). Este fato evidencia a influência que o perfil inicial tem sobre o decréscimo dos valores de sucção no tempo devido à infiltração da água da chuva.

**e) GERSCOVICH (1994)**

GERSCOVICH (1994) desenvolveu um programa em elementos finitos, FLOW3D, para simular os regimes de fluxo transiente em meios porosos saturados e não saturados (pela infiltração da água da chuva), para geometrias bidimensionais e tridimensionais com o objetivo foi fornecer uma ferramenta numérica para o estudo da hidrologia de taludes naturais.

Para resolver a equação de fluxo, GERSCOVICH (1994) aplicou o Método dos Resíduos Ponderados (Galerkin, onde a função peso é a própria função de interpolação). O programa utiliza elementos triangulares e quadrangulares, para geometrias bi e tridimensionais.

Foram feitos dois estudos paramétricos com o auxílio do FLOW3D:

- a) Estudar a influência das condições iniciais e das relações hidráulicas, no escorregamento da encosta do Cactáreo (Jardim Botânico), já que não se dispunha desta, mas eram conhecidas as condições de contorno, a curva característica e a geometria do talude (GERSCOVICH, 1992a);
- b) Avaliação da influência da geometria (2D ou 3D) e das condições de contorno no regime de fluxo de taludes típicos da região do Rio de Janeiro (GERSCOVICH, 1992b).

No caso (a), não se dispunha de dados relativos à distribuição inicial de poropressões. GERSCOVICH (1994) arbitrou um perfil de sucção inicial, usou registros pluviométricos de uma estação próxima ao local do escorregamento (Sabóia Lima) e utilizou uma relação condutividade hidráulica x sucção obtida através do modelo de BROOKS e COREY (1964), *apud* FREDLUND e RAHARDJO (1993), a partir da curva característica do solo.

A elevação do lençol d'água dada pelo programa FLOW3D foi similar aos resultados obtidos na retroanálise da estabilidade feita por ANDRADE (1990), *apud* GERSCOVICH (1994), ou seja, a condição necessária para instabilização da encosta estava associada a uma elevação média da linha freática correspondente a meia espessura do perfil, que provavelmente corresponderia à condição necessária à

ruptura. A Figura 3.17 mostra a seção esquemática da encosta do Cactáreo, onde, solo I é um solo coluvionar areno-argiloso, e o solo II, também, porém com uma litologia diferente.

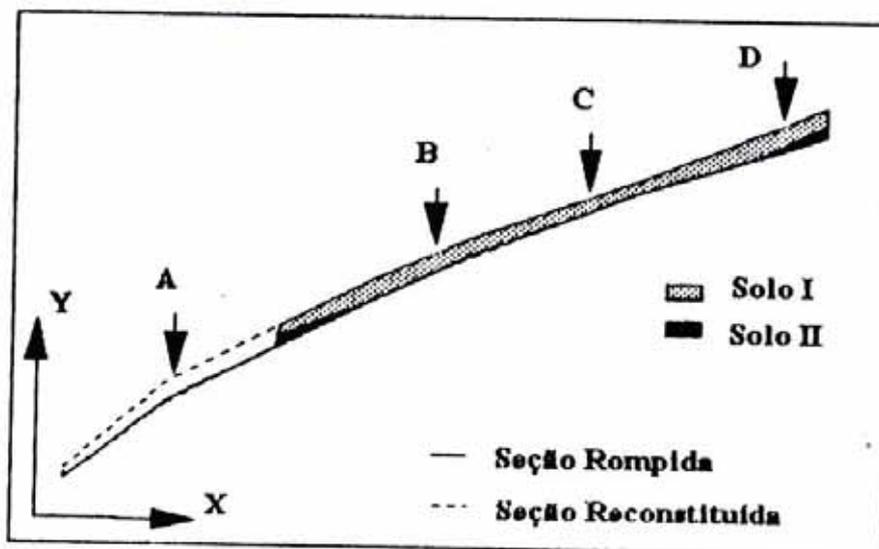


Figura 3.17. Representação esquemática da encosta do Cactáreo (GERSCOVICH, 1994).

Os dados pluviométricos da estação Sabóia Lima tenderam a superestimar o valor da precipitação. Por isso, com base nos dados pluviométricos de um novo pluviógrafo instalado no Cactáreo a chuva foi reduzida em 35%. Porém esses dados não acarretaram uma elevação da linha d'água necessária para a ruptura e nem a redução do nível de sucção. Utilizando valores semanais de chuva os resultados também não foram satisfatórios.

GERSCOVICH (1994) então partiu para a verificação da influência do parâmetro hidráulico (relação da condutividade saturada e sucção), adotando uma curva característica modificada, pois no trecho inicial, para valores de teor de umidade próximo ao saturado, o coeficiente de retenção específico era nulo, fazendo com que a equação de fluxo não dependesse do tempo, o que é uma incoerência. Feito isso, foi necessário novamente calibrar as condições iniciais.

Como o perfil de sucção inicial não era conhecido, esta simulação serviu para determinar o valor do perfil inicial de poro-pressões, até que se atingisse uma elevação do lençol freático consistente com a que possivelmente tenha iniciado o escorregamento. O programa FLOW3D mostrou-se uma ferramenta útil neste sentido.

A segunda simulação tentou avaliar a influência que a geometria (3D ou 2D) e as condições de contorno tem sobre o regime de fluxo em encostas. Para tanto, foi

tomada uma secção da encosta do Morro dos Cabritos (Lagoa). Foram feitas análises bi (2D) e tridimensional (3D), tomando-se perfil de sucção e parâmetros hidráulicos arbitrários.

Foi analisado o efeito da evapotranspiração, da existência de um paredão rochoso no contorno superior do talude, da impermeabilização superficial (simulando áreas povoadas), da vegetação (talude heterogêneo com condutividade hidráulica saturada maior na superfície), da drenagem superficial (analisado tridimensionalmente), de uma camada drenante na base impermeável e de drenos situados no pé da encosta. Por simplicidade é mostrado um caso, na Figura 3.18, da elevação do lençol freático produzido pelas análises bi e tri dimensionais, considerando áreas povoadas. Como pode ser visto, para regiões a meia encosta a análise 2D apresentou uma posição menos elevada da superfície freática, indicando que pode haver uma subestimação desta posição.

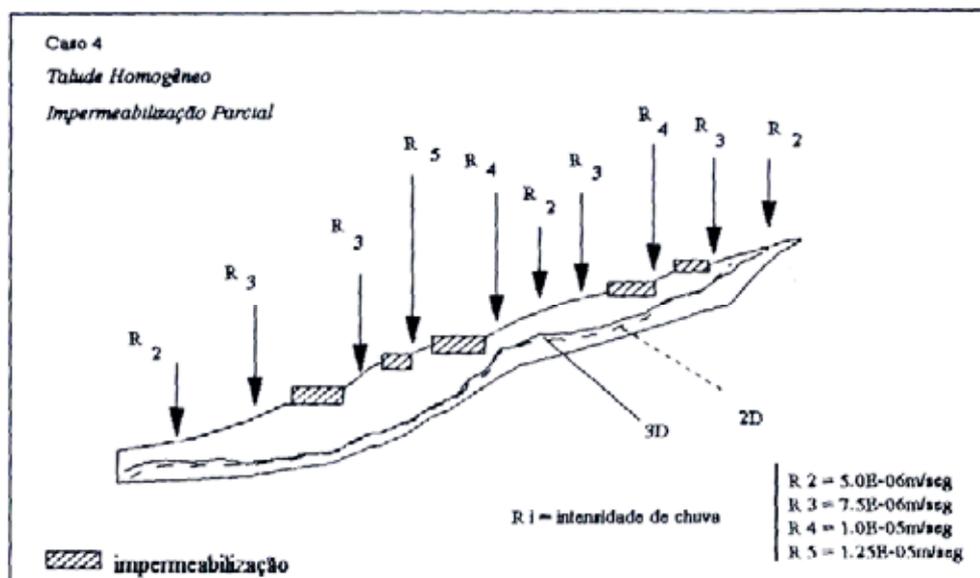


Figura 3.18. Influência da impermeabilização superficial (simulando áreas povoadas): (superior) Sobre o mesmo perfil sem impermeabilização e (inferior) comparações entre as análises 2D e 3D (GERSCOVICH, 1994).

A análise bidimensional reproduziu bem a elevação da linha freática. Porém em determinadas regiões, basicamente na região saturada, a análise bidimensional tendeu a subestimar os valores de poro-pressão em relação à análise tridimensional.

**f) SMITH et al. (2002)**

Os autores acima modificaram o programa ICPEP, desenvolvido no Imperial College, inicialmente utilizado para solos saturados, para ser usado em solos parcialmente saturados, incluindo novas sub-rotinas ajustadas com as equações constitutivas do comportamento de solos parcialmente saturados. Uma nova condição de contorno realística foi adicionada ao programa.

O modelo conceitual é apresentado na Figura 3.19. Ele admite as seguintes hipóteses: o ar é livre para escoar, a água é incompressível, é válida a Lei de Darcy e não leva em consideração a histerese da curva característica. O modelo subdivide-se em quatro zonas:

- 1) Zona 1 (zona saturada);
- 2) Zona 2 (zona de “tensão” saturada): vai do ponto onde termina a zona saturada até o valor de sucção de entrada de ar;
- 3) Zona 3 (zona de transição): os efeitos da não saturação tornam-se significantes e o ar “penetra” dentro do solo. Divide-se em: a) zona de transição primária e zona de transição secundária;
- 4) Zona 4 (zona residual): o escoamento da água é mínimo.

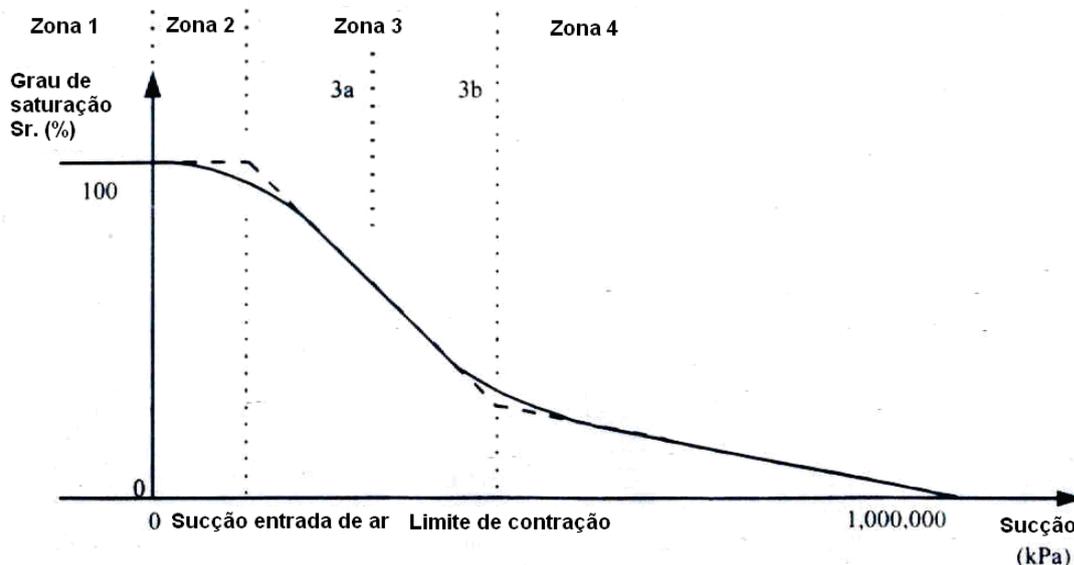


Figura 3.19. Modelo conceitual (SMITH et al., 2002).

Foi adicionada ao programa uma condição de contorno de infiltração. Uma determinada infiltração é aplicada na superfície do contorno até que um valor “limiar” de poro-pressões seja alcançado neste contorno. Uma vez atingido este valor (tipicamente 0 kPa), a condição de contorno muda para um valor fixo de poro-

pressões. Qualquer chuva em excesso do que a necessária para manter este valor de poro-pressão não entra no talude e escoar superficialmente. Se a precipitação parar, ou cair para um valor insuficiente para manter a condição de poro-pressão, a condição de contorno é revertida novamente para infiltração.

Um procedimento proposto por ABBO e SLOAN (1996), *apud* SMITH et al. (2002), identifica o tempo onde a condição de contorno muda de infiltração para valor fixo de poro-pressão. A mudança em no perfil de poro-pressões com a chuva pode ser vista na Figura 3.20.

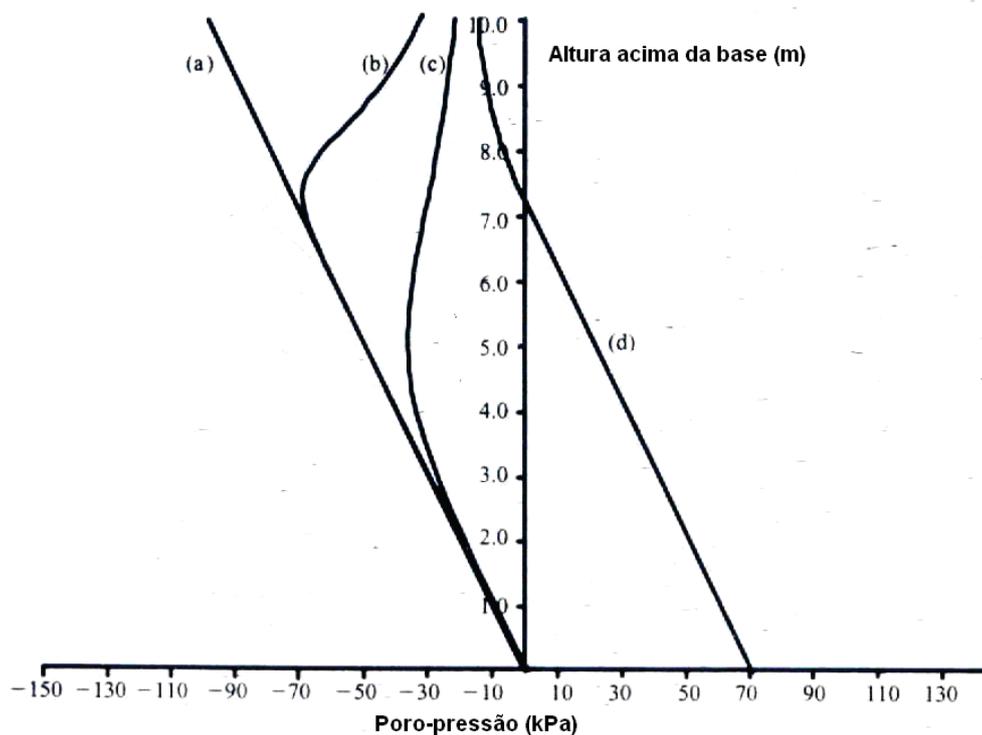


Figura 3.20. Poro-pressões em uma coluna de 10 metros de solo (infiltração inicial no contorno superior e impermeável no contorno inferior). (a) condição inicial, (b) 23 dias, (c) 58 dias, (d) 110 dias (SMITH et al., 2002).

Neste caso, a intensidade de chuva imposta foi um pouco menor que a condutividade hidráulica saturada, o que resulta no perfil (d), quando a água infiltrada atinge a superfície freática. Note que na superfície a poro-pressão não é zero, porque a intensidade de chuva é menor que a condutividade hidráulica saturada. Se fosse aplicada uma infiltração maior que a condutividade hidráulica saturada, as poro-pressões na superfície se anulariam (a partir de um determinado tempo) e a condição automaticamente seria mudada. A aplicação dessa condição de contorno, que constitui um diferencial do programa com relação a outros programas, ajuda num

melhor entendimento do processo de infiltração em solos não saturados e posteriormente os efeitos que trarão a estabilidade de taludes.

**g) SAVAGE et al. (2004)**

SAVAGE et al. (2004) apresentaram uma simulação numérica que acopla modelos simples e analíticos de infiltração do fluxo transiente (em meios saturados e não saturados) com a análise da estabilidade considerando o cálculo do fator de segurança para um talude infinito. A simulação do fluxo, neste caso, foi feita com auxílio de modelos analíticos e não numéricos que são usados com muito maior frequência.

Os autores utilizaram um método analítico que considera o regime transiente partindo da linearização da equação de Richards (fluxo não saturado), usando o programa TRIGS, sendo válido para variações do lençol devido a infiltrações de curta duração e intensidade variável. As poro-pressões calculadas são utilizadas no cálculo do fator de segurança do talude infinito (em um determinado tempo).

A equação que descreve o fluxo vertical (TRIGS) é mostrada abaixo:

$$\frac{\partial h_p}{\partial t} = D_1 \frac{\partial^2 h_p}{\partial Z^2} \quad (3-6)$$

onde:

$h_p$  = carga de pressão;

$D_o$  = Difusividade hidráulica ( $K_s/Co$ );

$D_1 = D_o \cos^2\theta$ ;

$K_s$  = Condutividade hidráulica saturada;

$Co$  = Constante;

$Z$  = coordenada na direção vertical do talude ( $z/ \cos\theta$ );

$\theta$  = inclinação do talude;

$t$  = tempo.

O método considera que a condutividade hidráulica e o teor de umidade volumétrica são constantes, para regiões saturadas ou muito próximas desta condição (franja capilar). Este modelo é válido para taludes saturados ou próximos desta

condição. Neste método não é necessário detalhar as propriedades hidráulicas e a eficiência computacional é aumentada.

Porém, visando ter uma visão mais realística do fenômeno, SAVAGE et al. (2004) modificaram o programa TRIGS, permitindo que seja usado em taludes compostos por uma zona saturada e outra não saturada. Esta nova versão (TRIGS<sub>unsat</sub>) considera que há uma relação entre a condutividade hidráulica e a carga de pressão e o teor de umidade volumétrico e a carga de pressão. A Figura 3.21 compara os contornos de carga de pressão (tempo e profundidade) e fator de segurança (com o tempo) usando os programas TRIGS e TRIGS<sub>unsat</sub>.

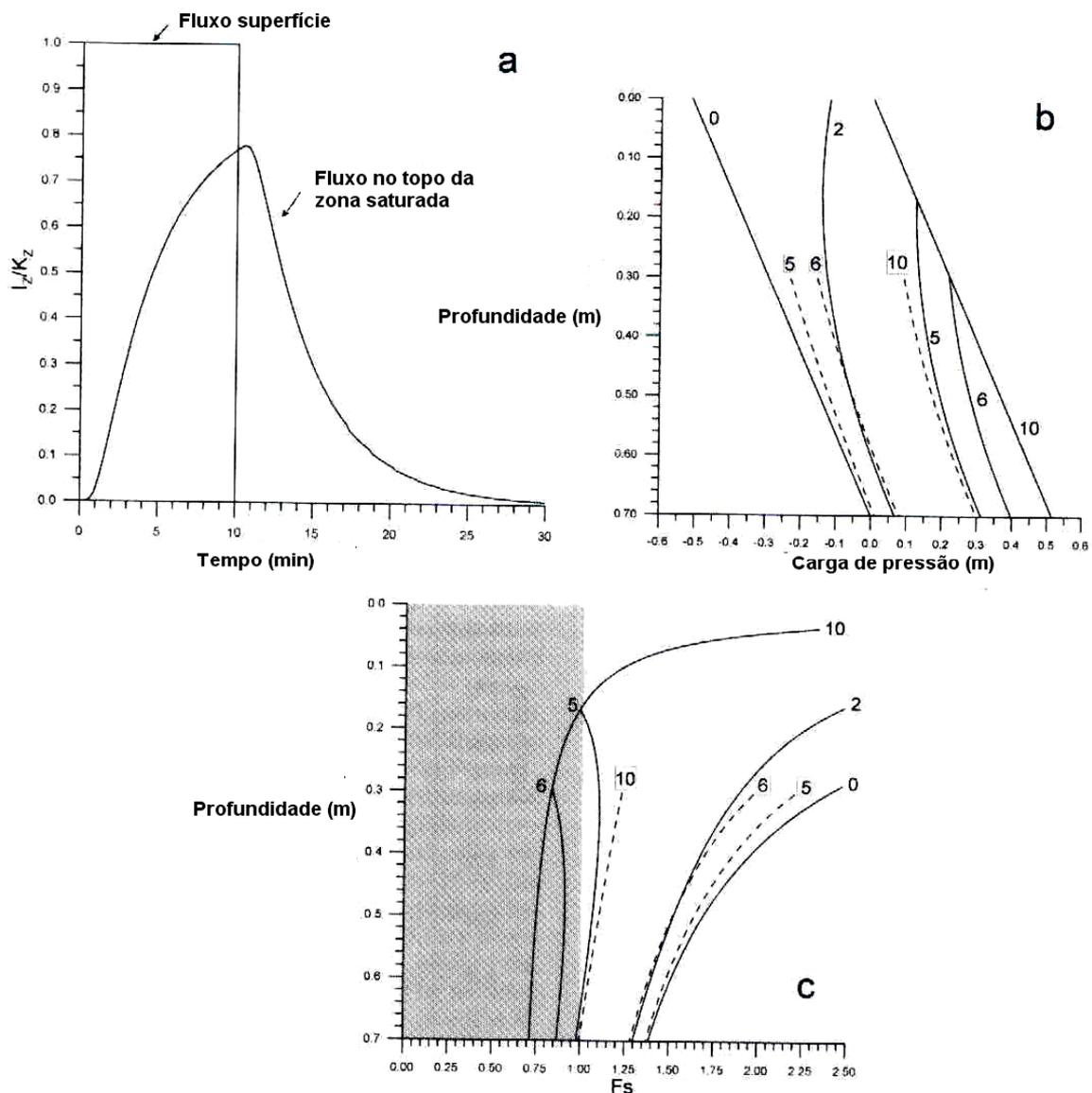


Figura 3.21. Comparação entre  $h_p$  x  $z$  (b) e  $F_s$  x  $z$ , obtidos pelo TRIGS (linhas cheias) e TRIGS<sub>unsat</sub> (linhas pontilhadas). Os números descrevem tempos em min. (a) Relação  $i_z$  (fluxo na superfície.) /  $k_z$  (condutividade hidráulica saturada) (SAVAGE et al., 2004).

Considerou-se uma coluna de 0,7m de espessura, tendo um contato impermeável na base, onde há um lençol, com uma infiltração na superfície do modelo (as linhas pontilhadas são as cargas de pressão dadas pelo  $TRIGS_{unsat}$  e as cheias pelo TRIGS). No caso do  $TRIGS_{unsat}$  utilizou-se a mesma geometria, mas com uma camada de 0.3 metros de espessura acima da zona saturada. A presença de uma zona não saturada sugere um atraso do fluxo em relação à zona saturada, decrescendo a subida da carga de pressão e aumentando o tempo de ruptura na zona saturada.

Pelo trabalho acima exposto é importante salientar que as soluções analíticas para modelagem de fluxo permanente servem somente como uma avaliação preliminar do fenômeno. Resultados mais realísticos são obtidos quando se considera a condição não saturada e relações entre o teor de umidade e condutividade hidráulica com a sucção. Porém, quando se estuda um problema específico, adotar certas hipóteses pode não representar realisticamente determinado fenômeno, sendo adequado usar soluções numéricas para a resolução da equação de fluxo, pois a relação não linear dos parâmetros hidráulicos influencia fortemente nos resultados da modelagem.

#### ***h) PRADEL e RAAD (1993)***

Métodos convencionais para o cálculo da estabilidade de taludes (taludes infinitos) mostram que a ruptura é mais provável de ocorrer em solos arenosos, do que em solos siltosos e argilosos (que tem a parcela da coesão contribuindo na estabilidade, aumentando o fator de segurança), segundo a fórmula proposta por SKEMPTON e HUTCHINSON (1969). Este fato contradiz a observações de taludes reais do sudeste de Califórnia formados de solos não coesivos, que possuem inclinações acima de um ângulo que os manteria estáveis (segundo a fórmula de SKEMPTON e HUTCHINSON, 1969), mas que não rompem menos após um período de chuvas intensas. Observações de casos reais mostraram que as rupturas superficiais tendem a acontecer em materiais com condutividade hidráulica saturada menor (argila e silte) e menos em taludes compostos por solos mais grosseiros (areias), que contradiz a fórmula de SKEMPTON e HUTCHINSON (1969).

Esta aparente “incoerência” é pelo fato de que a expressão do fator de segurança de um talude infinito não leva em conta a resistência devido sucção. Se a intensidade de chuva for maior que a condutividade hidráulica do material, que é mais provável ocorrer em solos argilosos e siltosos, haverá a formação de uma frente de umedecimento, que fará com que a sucção se anule na superfície, o que pode gerar

rupturas superficiais, que dependerá dos parâmetros de resistência do solo e da geometria do talude. No caso de taludes de solos arenosos, a água irá infiltrar e o principal mecanismo que provocará a ruptura não será a perda da sucção na região não saturada e sim o aumento do lençol freático.

PRADEL e RAAD (1993) salientaram que a condutividade hidráulica saturada é um parâmetro muito importante na estabilidade dos taludes. Solos com condutividade hidráulica mais baixa (argilosos e siltosos) são mais propensos a instabilidades superficiais e que solos com condutividade hidráulica saturada acima de valor limite ( $k_{lim}$ ), que é função do período de retorno e da profundidade da frente de umedecimento, nunca se tornarão “saturados”.

Os autores acima desenvolveram um modelo numérico (considera uma infiltração na superfície, fluxo paralelo à encosta, segundo as equações de GREEN e AMPT, 1911, *apud* PRADEL e RAAD, 1993). O valor de  $k_{lim}$  foi obtido a partir de dados reais de chuva (intensidade, duração e tempo de recorrência), e de uma função de intensidade mínima ( $I_{min}$ ). Esta análise ficou restrita a taludes na região da Califórnia considerando uma profundidade de 4 pés da frente de umedecimento. O valor de  $K_{lim}$  ficou em torno de  $10^{-4}$  cm/s, para tempos de recorrência superiores a 10 anos e decresceu para valores inferiores a este tempo de retorno, estando na ordem de  $10^{-6}$  cm/s (pouco variou com o tipo de solo). Estes dados mostram que solos siltosos e argilosos (que possuem condutividades hidráulicas inferiores a  $k_{lim}$ ) são mais propensos a desenvolver condições de instabilidade superficial, sendo menos provável este tipo de ruptura em taludes compostos de solos granulares (com condutividades hidráulicas maiores).

### 3.2.2 Modelos Físicos

Na Literatura são descritos vários experimentos simulando o efeito da chuva em taludes. Na maioria dos casos o objetivo é de modelar fluxo de massa de materiais granulares, que em geral são eventos catastróficos, sendo de difícil investigação em campo e devido à complexidade dos mecanismos de ruptura envolvidos (OLIVARES e PICARELLI, 2006). Neste item são apresentados exemplos de modelagem física, dando ênfase aos casos em que há uma infiltração vertical da água devido a uma intensidade de chuva aplicada na superfície.

As modelagens aqui apresentadas, não consideram a análise dimensional e a teoria da semelhança e dos modelos físicos (LOBO CARNEIRO, 1996), pois não se

sabe quais equações governam o processo. AVELAR (2003) já havia chamado a atenção para este fato e sugeriu o uso da expressão modelo ou modelagem física, que será adotada ao longo do trabalho.

**a) ECKERSLEY (1990)**

Utilizando um modelo em escala reduzida, para simular a geração de fluxo em pilhas de carvão mineral, em estado fofo, em um terminal de exportação no Norte da Austrália, sujeitas à saturação da base devido à infiltração da água das chuvas, ECKERLEY (1990) simulou uma ruptura sob condições estáticas e drenadas.

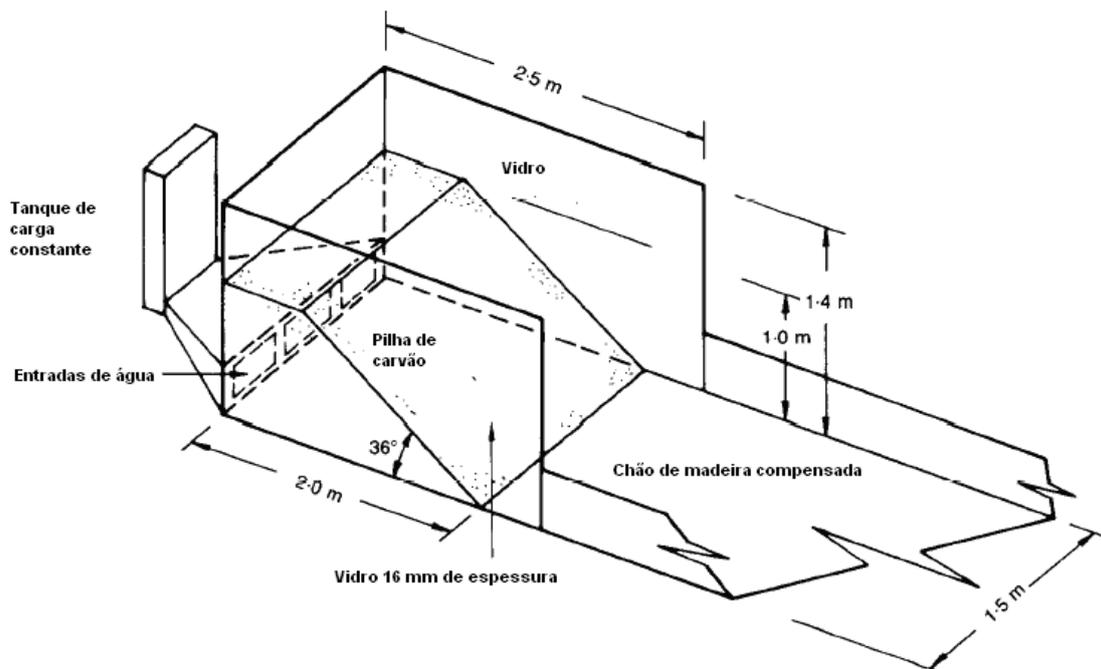


Figura 3.22. Modelo conceitual (ECKERSLEY, 1990).

A configuração do experimento é mostrada na Figura 3.22. Induziu-se a ruptura em uma pilha de carvão de 1m de altura por elevação do nível da água dentro do talude. O tanque utilizado é feito de acrílico nas suas laterais. A pilha de carvão possui 1 metro de altura e uma inclinação de 36°. A entrada de água é através de um tanque de carga constante separado do material por meio de uma tela com cascalho. Para reduzir o efeito do atrito entre as paredes e o material foi estabelecida uma relação entre a largura e a altura de 1,5. No fundo foi colada uma lixa para impedir o deslizamento da pilha com relação ao fundo.

A colocação do material se deu através de um reservatório móvel, sendo o material depositado em camadas de 7,5 mm a 10 mm de espessura, sendo um teor de umidade adicionada a cada camada, para criar uma coesão aparente.

A instrumentação constou de piezômetros hidráulicos, transdutores de poropressão, células de carga e medidores de temperatura. Além disso, foram gravados os modos de ruptura com auxílio de uma câmera de vídeo.

Para amostras no estado fofo, a ruptura foi súbita e rápida, com deslizamentos não circulares ou compostos, formando, posteriormente, fluxos com picos de velocidade de cerca de 1 cm/s. Já para amostras em estado compacto, a ruptura ocorreu na forma de deslizamentos, com quedas em um período de várias horas.

ECKERSLEY (1990), em seu trabalho, detalhou o experimento nº7, que já contava com um sistema de aquisição automático para a medida de tensões e poropressões. Neste experimento, a infiltração da água até o pé do talude levou cerca de 2 horas. O início da ruptura se deu com deslizamentos rasos na área úmida formando uma “pasta de carvão”.

A ruptura foi dividida em três estágios (que podem ser vistos na detalhadamente nas Figuras 3.23 e 3.24):

- a) Estágio 1 - dois deslizamentos rasos;
- b) Estágio 2 - Formação de uma zona de cisalhamento e deslizamento de uma laje de 0,2m de espessura;
- c) Estágio 3 - iniciação do fluxo detritico.

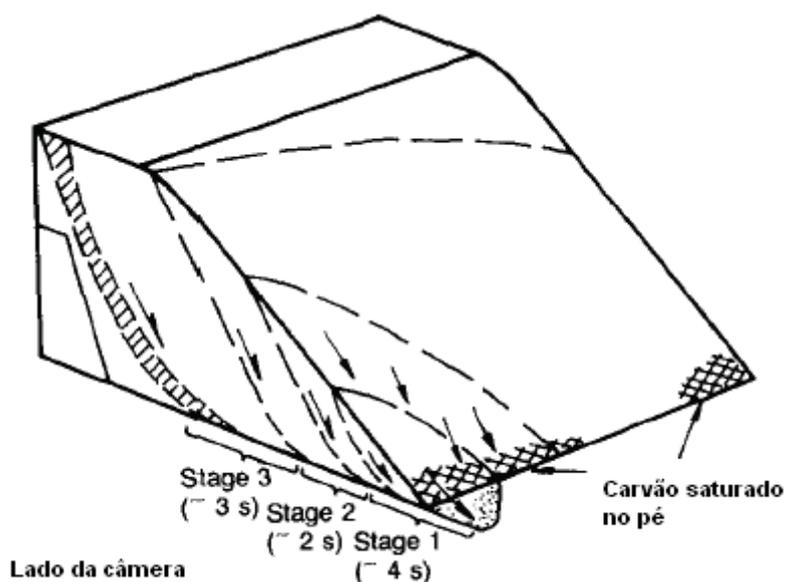


Figura 3.23. Seqüência de ruptura, experimento nº7 (ECKERSLEY, 1990).

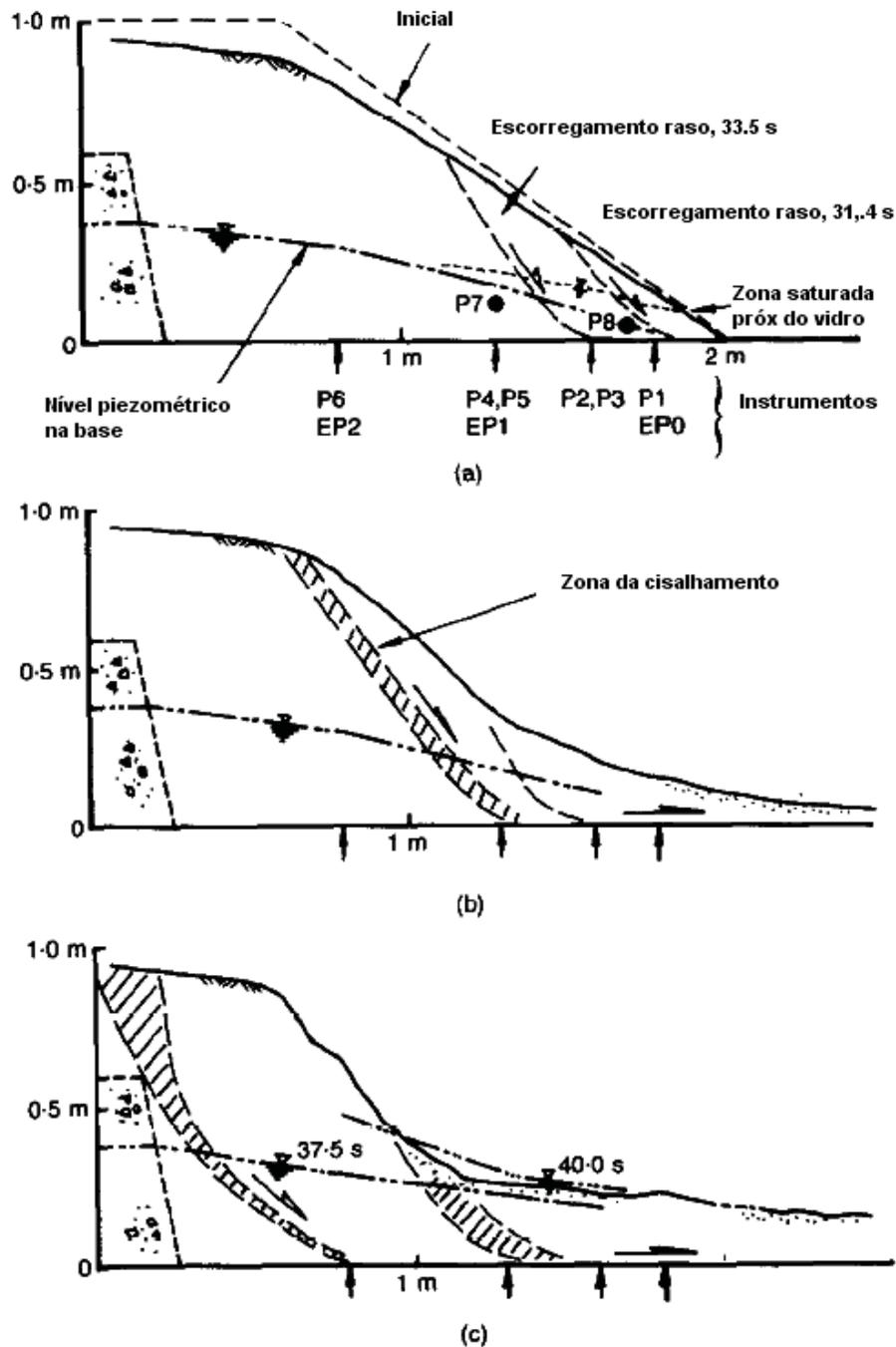


Figura 3.24. Mecanismos de iniciação do movimento para o experimento nº 7: (a) estágio 1; (b) estágio 2 e (c) estágio 3 (ECKERSLEY, 1990).

Com auxílio da instrumentação foi possível observar que o excesso de poro-pressão foi gerado durante a ruptura (não foi registrado excesso de poro-pressão antes da ruptura), conforme pode ser visto na Figura 3.25.

Obs.: como os transdutores de pressão forma dispostos em uma linha central na seção do tanque, nenhum registro de poro-pressões foi medido durante o estágio 1.

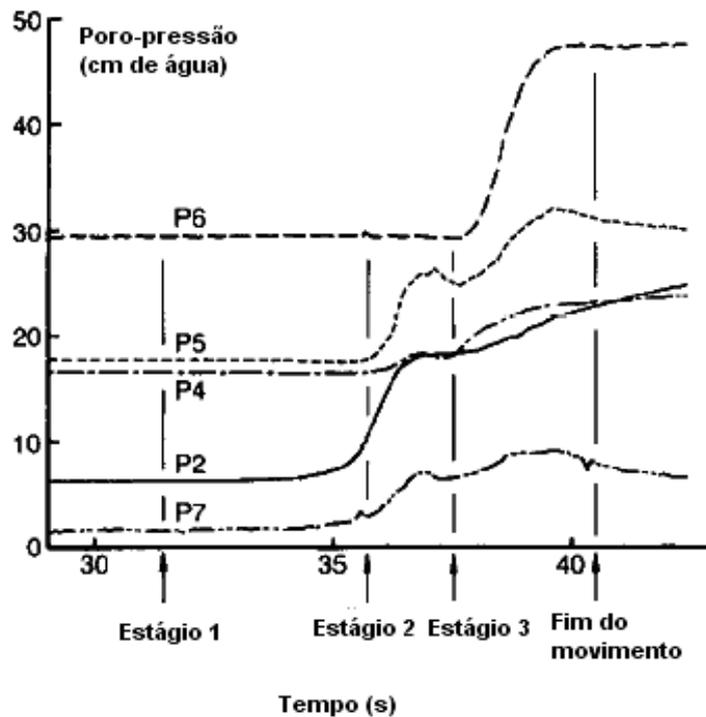


Figura 3.25. Poro-pressões geradas na ruptura (experimento 7, ECKERSLEY, 1990)

Com relação às tensões, o avanço da frente de umedecimento resultou em um aumento das tensões totais registradas pela célula de carga. Depois disso, as tensões decresceram (frente passa em cima da célula) e aumenta novamente quando o material consolida e fica mais rígido. Com o início do movimento há um novo aumento para um valor de pico (aumento na espessura) e a tensão de cisalhamento decresce rapidamente. Esse comportamento pode ser visto na Figura 3.26.

Através do experimento foi iniciado um fluxo em condições quase estáticas, sendo que a ruptura aconteceu sob condições drenadas. O deslocamento da massa foi seguido por uma rápida geração de poro-pressões, em zonas delgadas de cisalhamento, resultando na aceleração da massa deslizante. A liquefação foi, neste caso, uma conseqüência do início da ruptura e não a causa.

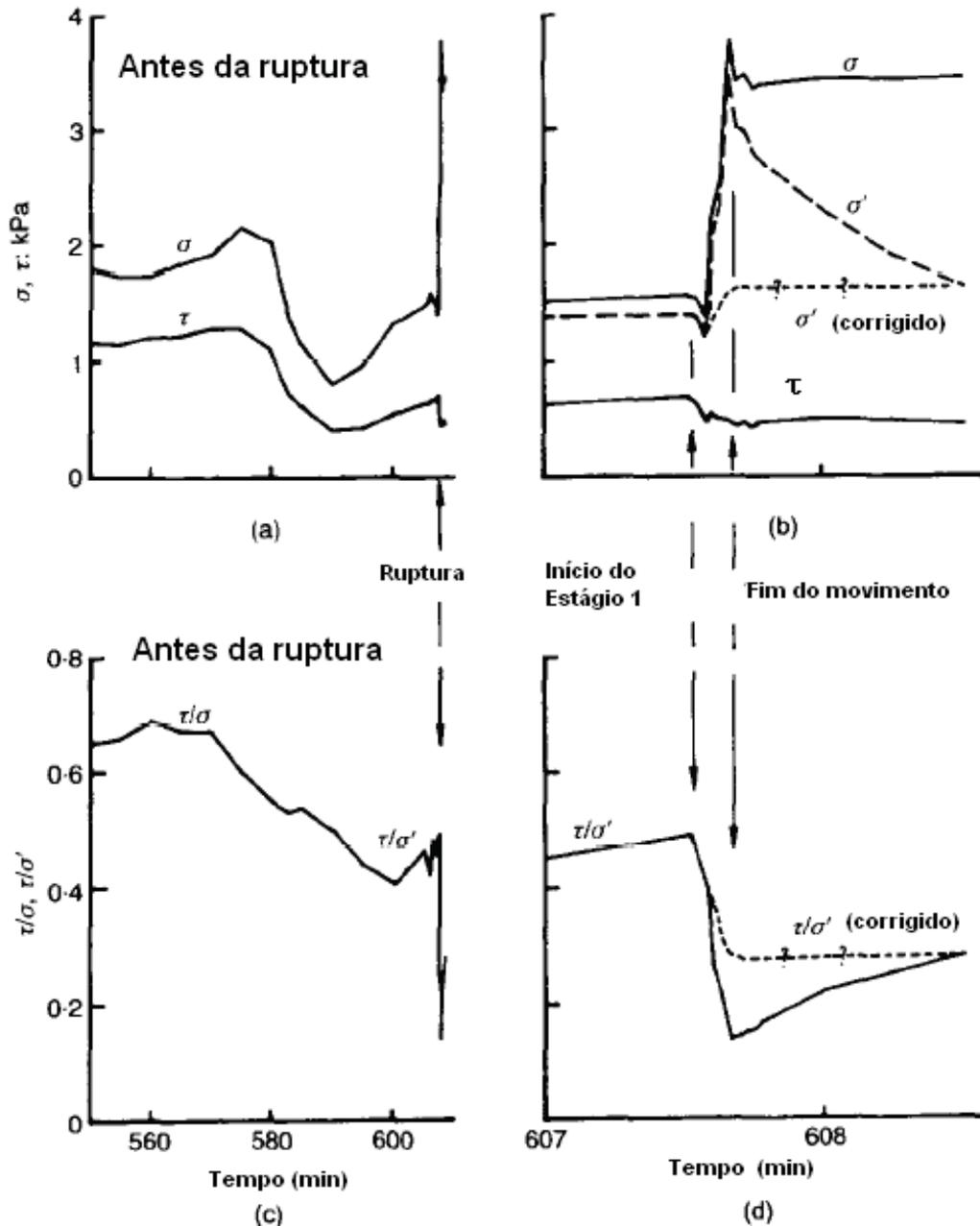


Figura 3.26. Tensões medidas na célula de carga EPO, situada no pé (Exp. 7, ECKERSLEY, 1990)

**b) OKURA et al. (2002)**

OKURA et al. (2002) utilizaram um modelo em tamanho quase real a fim de estudar o processo de formação de fluxo da massa durante a infiltração da água da chuva (Figura 3.27). A caixa utilizada foi executada em vidro reforçado por uma estrutura metálica, com o objetivo de observar o movimento do solo utilizado (uma areia). A areia foi colocada na caixa, em estado fofo, por meio de um reservatório

móvel (“crane hopper”). A simulação da chuva foi feita com auxílio de sprinklers (100 mm/h). Na Figura 3.27, observam-se duas inclinações distintas, feitas com objetivo induzir o colapso na parte superior, devido à infiltração da água, e observar como essa massa “deslizante” na porção superior induz um novo movimento de massa na parte inferior. Para tanto, foram realizados quatro ensaios com espessuras de solo variáveis. Durante os ensaios, as poro-pressões foram medidas com auxílio de transdutores de pressão e o movimento do solo (deformação volumétrica) foi observado com auxílio de câmeras de vídeo, através de pequenos cilindros enterrados na massa de solo, cuja posição foi registrada com o tempo.

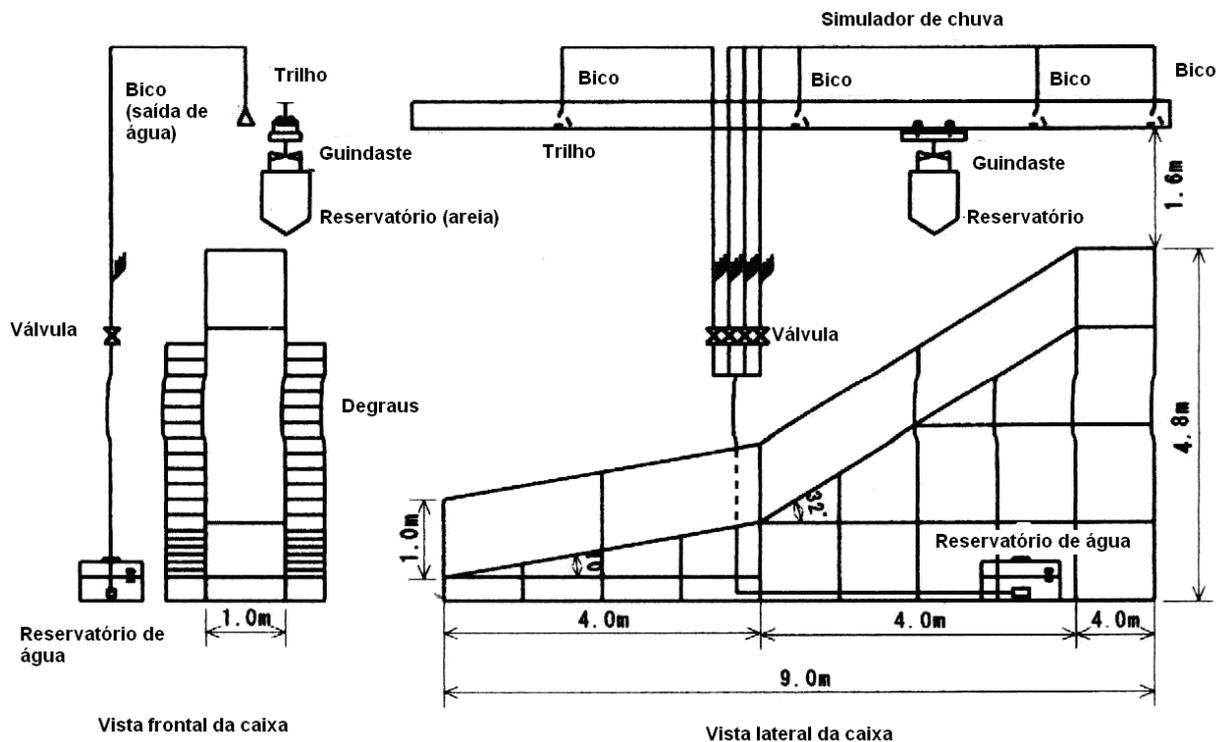


Figura 3.27. Vistas frontal e lateral da caixa e do simulador de chuva (OKURA et al., 2002).

Em todos os experimentos a areia colapsou na parte superior e induziu um movimento de massa na parte inferior. A frente de umedecimento desceu aproximadamente vertical com uma velocidade constante (quando esta encontrou o fundo da caixa a água formou um nível de água que desestabilizou o talude).

Foram realizados quatro ensaios, com diferentes espessuras de solo. A Figura 3.28 mostra, para o ensaio nº1, com espessura da camada de areia constante e igual a 0,5m, um lençol d’água formado imediatamente antes do colapso, a forma da camada de areia depois do colapso e a distribuição das poro-pressões dentro da camada após o colapso.

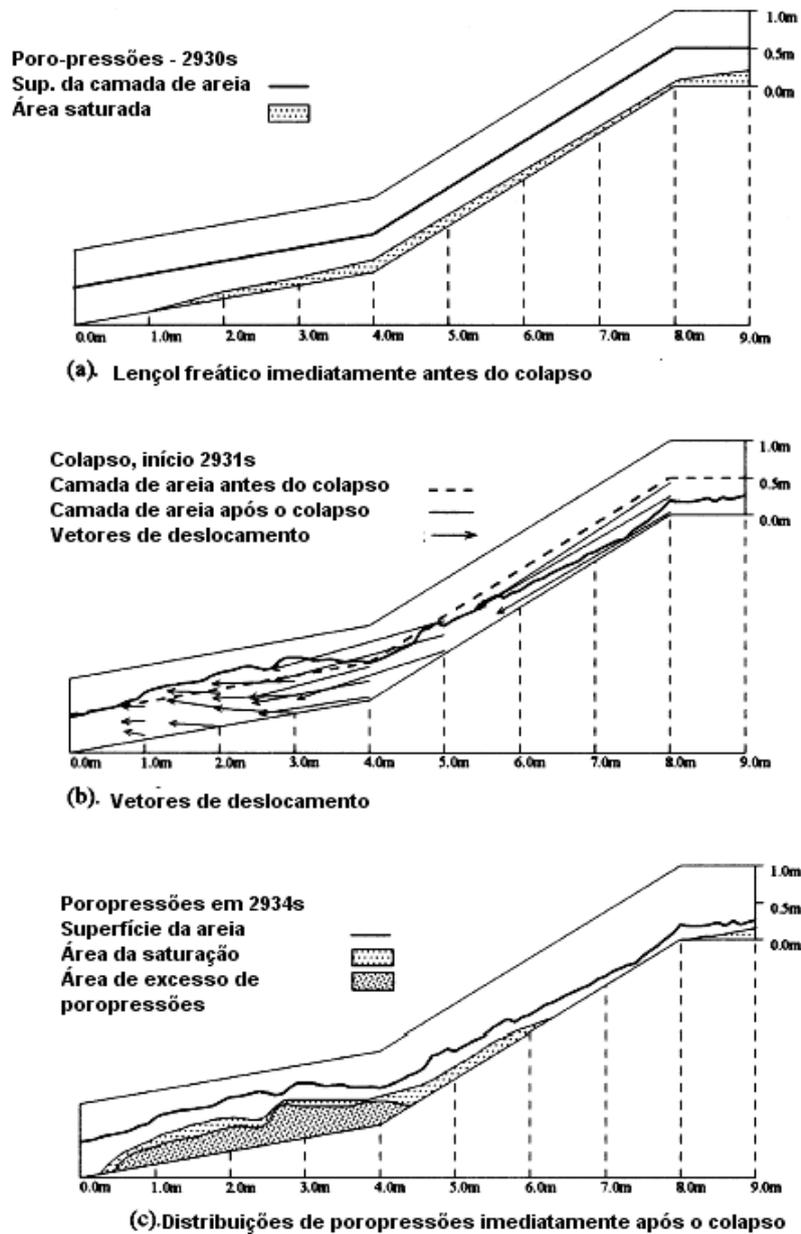


Figura 3.28. (a) Lençol d'água antes do colapso; (b) Vetores de deslocamento antes do colapso e (c) distribuição das poro-pressões imediatamente após o colapso (OKURA et al., 2002).

Este caso, que apresentou um comportamento similar aos demais (com diferentes espessuras de areia), formou um lençol d'água sobre o fundo da caixa nas partes superior e inferior, antes do colapso. Nota-se a geração de um excesso de poro-pressão na parte inferior da areia que foi comprimida pela massa deslizante oriunda da porção superior.

Para cada ensaio mediram-se as deformações volumétricas e velocidades de deslocamento, com auxílio de câmeras de vídeo, e as poro-pressões, com os transdutores de poro-pressão. A figura 3.29 mostra as deformações volumétricas,

velocidades de deslocamento e cargas de pressão medidas em um ponto situado 3 metros a montante do pé.

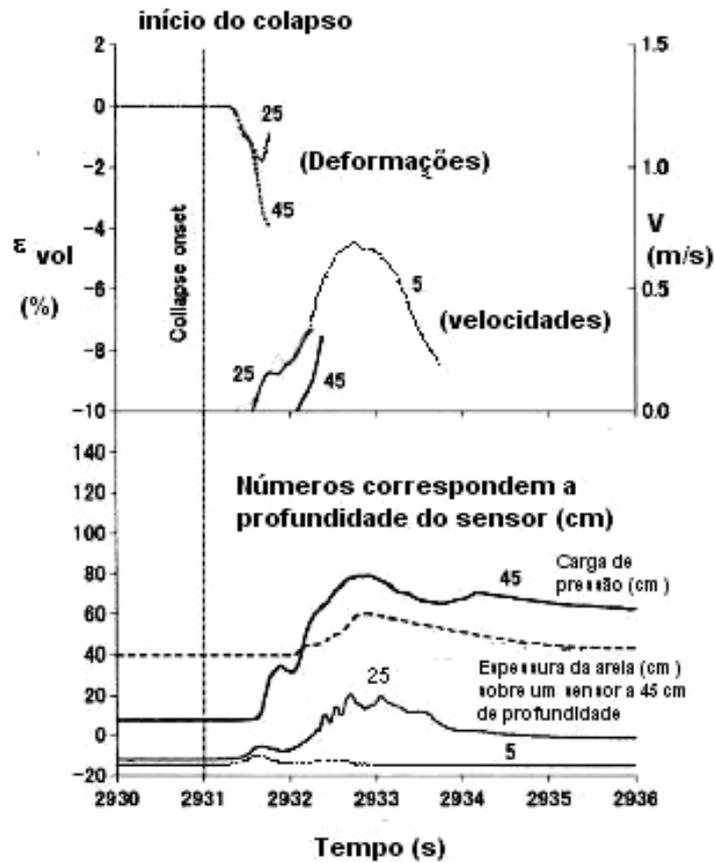


Figura 3.29. Deformações volumétricas, carga de pressão e velocidade de deslocamento, 3 metros a montante do pé, experimento 1 (OKURA et al., 2002).

Nota-se que a partir do início do colapso na parte inferior do talude houve um aumento nas deformações volumétricas e das poro-pressões. A carga de pressão excedeu a espessura da areia, nas regiões mais próximas ao fundo (saturada) devido ao excesso de poro-pressões gerado. Percebe-se uma nítida relação entre a espessura da camada de areia e a poro-pressão, próximo da região saturada.

Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- Na parte superior do talude ocorreu um deslizamento que passou por três estágios: destruição da estrutura do solo com aumento deformações volumétricas e cisalhamento, elevação da velocidade de deslocamento na superfície de deslizamento e decréscimo da espessura na camada de areia com a elevação das poro-pressões na

zona saturada. Porém, a carga de pressão não ultrapassou a espessura da camada de areia. Esse três processos ocorrem quase que simultaneamente.

- Na parte inferior do talude ocorreu um processo de formação de um fluxo de massa que sofreu três estágios: Compactação da camada de areia (causada pela massa deslizante oriunda da porção superior), Geração de um excesso de poro-pressões na região saturada (com uma correlação entre a espessura das camadas subjacentes e as poro-pressões) e cisalhamento rápido nas regiões saturadas.

**c) WANG e SASSA (2002)**

WANG e SASSA (2002) realizaram um experimento, utilizando uma caixa experimental (“flume”, com 24cm de largura, 15 cm de altura e 180cm de comprimento e com faces laterais em acrílico), com o objetivo de examinar os efeitos que o tamanho dos grãos do solo e o teor de fino têm sobre geração e a manutenção poro-pressões na pós-ruptura e sobre o tipo de movimento gerado, para diferentes densidades relativas. Nesta simulação, foram utilizadas duas areias finas (nº7,  $D_{50}=0.13\text{mm}$  e nº8,  $D_{50}=0.05\text{mm}$ ) com diferentes densidades relativas iniciais (diferentes índices de vazios iniciais). Para simular o teor de finos, acrescentou-se a uma das areias, quantidades variáveis de silte arenoso. O esquema do aparelho utilizado pode ser visto na Figura 3.30.

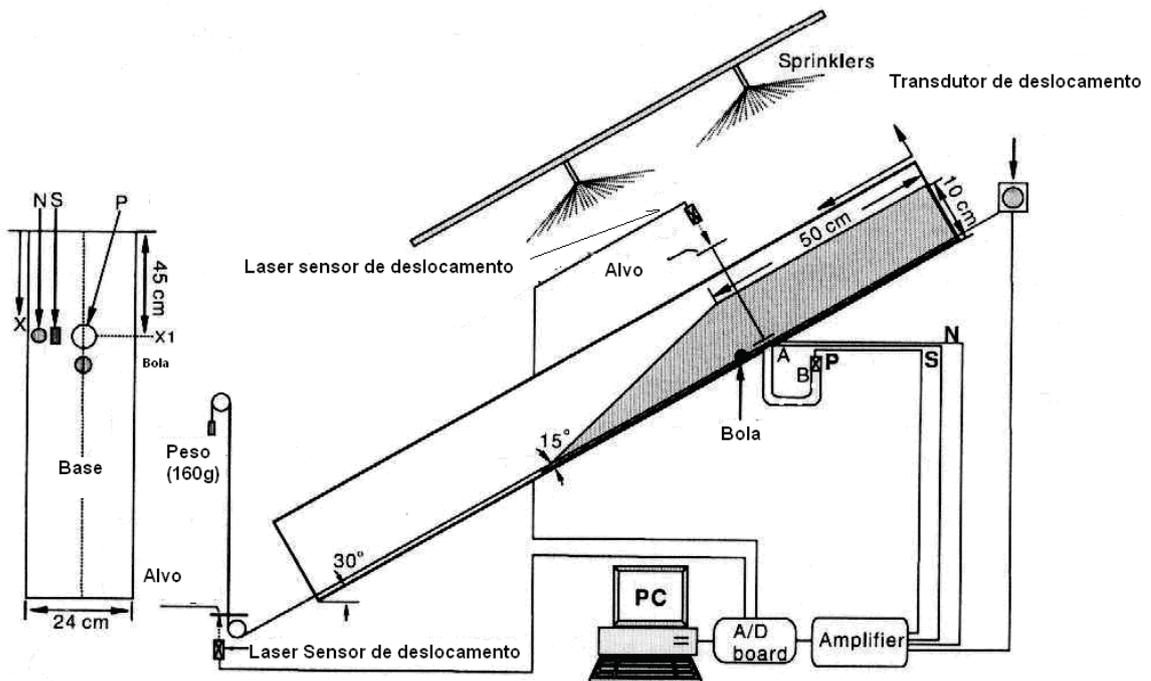


Figura 3.30. Experimento usado por WANG e SASSA (2002).

A chuva foi simulada com auxílio de dois sprinklers, situados na parte superior da caixa. O suprimento de água foi mantido constante com auxílio de uma bomba (simulação de uma chuva com intensidade constante de 102 mm/h). Para garantir o atrito entre a areia e a base da caixa, grãos de areia foram colados na base. Durante o processo de umedecimento, a frente de saturação evoluiu aproximadamente paralela à base da caixa (após atingir a base, houve um aumento das poro-pressões e desenvolvimento de movimentos - fluxos de massa ou deslizamentos rotacionais). A instrumentação constou de transdutores de poro-pressão (no fundo), transdutores de pressão normal e cisalhante, uma esfera de aço de 2 cm de diâmetro conectada a um transdutor de deslocamento e uma câmera de vídeo para gravar o movimento.

O ensaio compreendeu quatro estágios: umedecimento, deslizamentos iniciais, ruptura principal e movimento de retrogressivo.

Após a ruptura ocorreu aumento das poro-pressões, conforme pode ser visto na Figura 3.31:

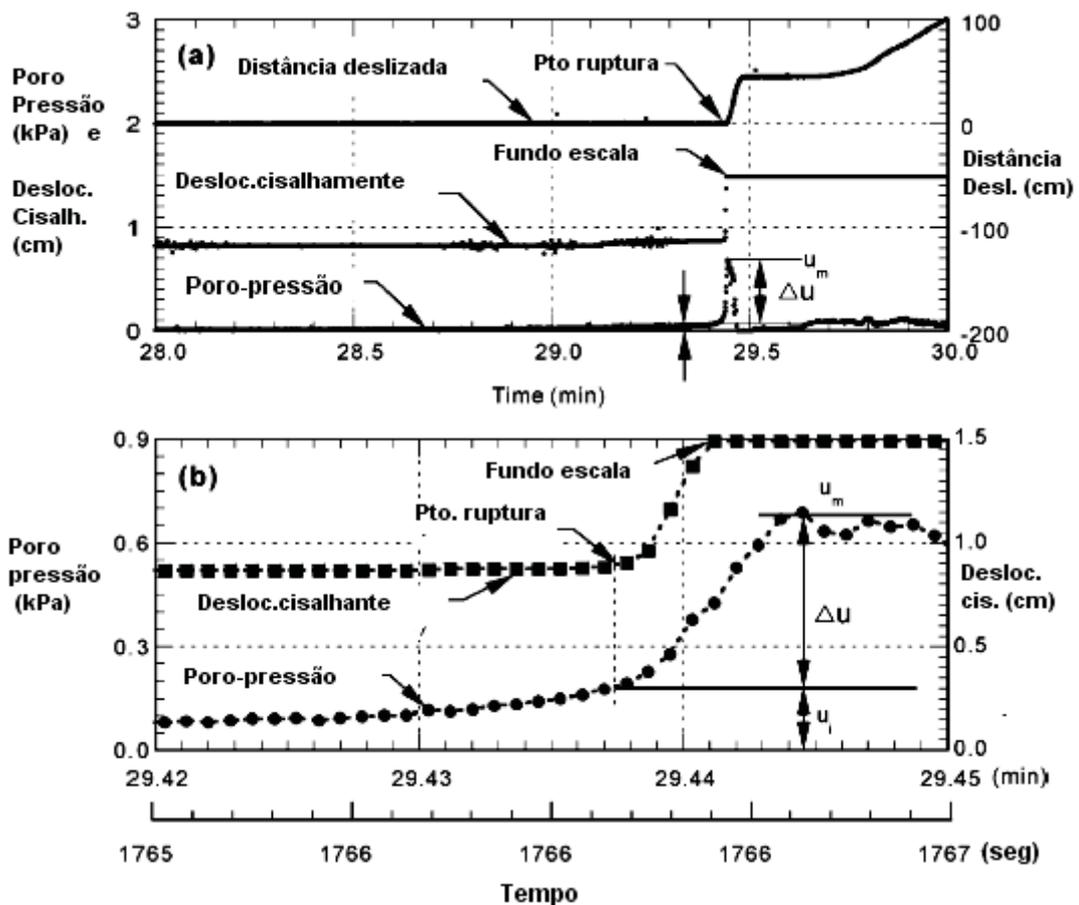


Figura 3.31. Medida das poro-pressões e deslocamentos para o teste S8<sub>11.8</sub>. (a) Medições de poro-pressões e deslocamentos antes e depois da ruptura; (b) A mesma Figura aumentada na ruptura (WANG e SASSA, 2002).

Nota-se que há um aumento gradual da poro-pressão antes da ruptura ( $u_i$ ), provavelmente devido à elevação da água no contato. Após isso, há um aumento maior nas poro-pressões, devido a geração de um excesso de poro-pressões após a ruptura (até  $u_m$ ) e um posterior decréscimo consequência do decréscimo da altura da massa decorrente do movimento do solo.

WANG e SASSA (2002) apresentaram gráficos do excesso de poro-pressões gerado após a ruptura ( $u_m - u_i$ ) versus a densidade relativa de cada ensaio, considerando os dois solos usados. Conforme pode ser visto na Figura 3.32, há uma densidade ótima para qual o excesso de poro-pressões gerado é máximo, sendo maior quanto mais fino for o solo.

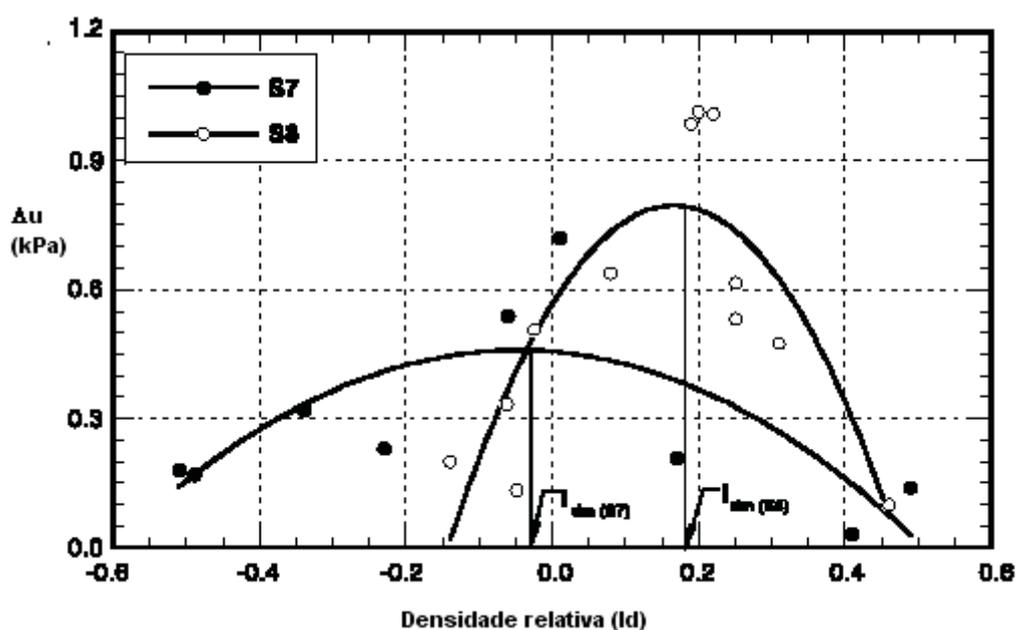


Figura 3.32. Excesso de poro-pressão gerado na pós ruptura em função da densidade relativa (WANG e SASSA, 2002).

Com relação aos movimentos de massa gerados, os materiais mais finos geraram movimentos do tipo fluxo de massa, e os materiais mais grossos, deslizamentos retrogressivos.

A velocidade de deslizamento com o tempo da massa foi maior quanto maior o teor de finos presentes na amostra. Este fato sugere que pode haver um mecanismo para manter as poro-pressões geradas. Para avaliar esta influência foram feitos ensaios em cilindros duplos giratórios (WANG e SASSA, 2002), medindo as poro-pressões para determinadas velocidades de rotação. As poro-pressões aumentaram com o aumento da velocidade de rotação, sendo maiores quanto maior a quantidade de finos presente no solo (ou mais fino for o solo). Quanto mais fino for o solo maior é

o número de partículas em suspensão na mistura e conseqüentemente maior a poro-pressão no líquido necessária para suportar o peso dos grãos em suspensão.

Baseado nos resultados os autores chegaram às seguintes conclusões:

- A granulometria desempenha um papel importante no tipo movimento de massa e nos valores de excesso de poro-pressões gerados após a ruptura. Há uma densidade ótima, na qual o excesso de poro-pressões gerado é máximo, que difere para cada material (quanto mais fino for o solo, maior será o máximo excesso de poro-pressões gerado).

- O tipo de movimento de massa gerado depende do teor de finos. A velocidade do movimento é maior quanto maior o número de finos;

- As poro-pressões aumentam com o aumento da velocidade do movimento, sendo maiores em solos mais finos ou com maior teor de finos, pois os grãos mais finos tendem a flutuar do que os mais grossos;

- O aumento do teor de finos faz com que as poro-pressões aumentem mais rapidamente, para baixas velocidades, com uma dissipação do excesso gerado mais lenta (menor condutividade hidráulica).

#### **d) AVELAR (2003)**

AVELAR (2003), visando compreender os mecanismos de iniciação (queda de um bloco rochoso oriundo da alta encosta que se chocou sobre um solo coluvionar saturado) e propagação do fluxo de detritos (devido às condições artesianas que impediram o fluxo de água subsuperficial pela presença de um dique de diabásio) na encosta do Soberbo (RJ), elaborou um ensaio em uma caixa experimental, na Geotecnia (COPPE/UFRJ), cujo desenho pode ser visto na Figura 3.33.

A modelagem da liquefação foi realizada com auxílio de ensaios de choque não-drenados (para carregamentos de 53 e 18% da carga de ruptura estática).

O material usado foi a areia da Praia de São Francisco (Niterói-RJ). A descrição das características geotécnicas desse solo será apresentada em um capítulo posterior, já que se trata do mesmo solo que foi utilizado na Tese. O sistema de alimentação de água, necessária para a simulação do fluxo, foi composto de dois reservatórios de água, um na parte superior e outro na parte inferior da caixa, de vazão regulada manualmente.

A instrumentação constou de 16 piezômetros de tubo aberto, 02 transdutores de pressão (marca Sensym, modelo 143 SC, localizados na linha central do contato solo fundo), 01 medidor de inclinação, sistema de aquisição de dados (composto por

uma fonte de alimentação, placa de aquisição de dados acoplada a um microcomputador), câmera de vídeo (a partir do ensaio 10) e marcos referenciais (inclinômetros de “pó” de carvão).

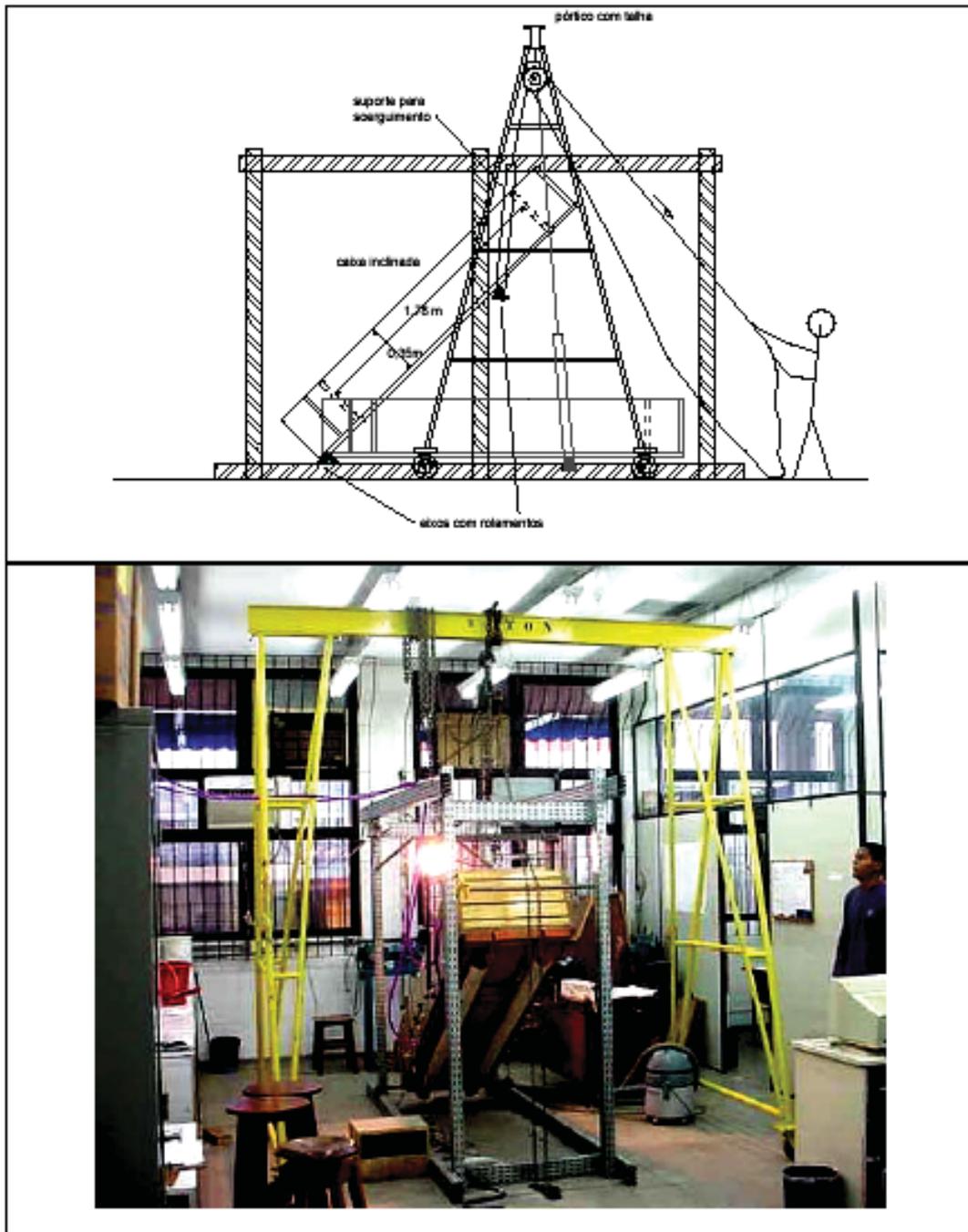


Figura 3.33. Caixa experimental utilizada de AVELAR (2003).

O objetivo do uso da caixa foi gerar um fluxo de solo por meio de uma modelagem física em pequena escala. Para isso foi necessário obter, no decorrer do trabalho, relações entre poro-pressões, declividades e deslocamentos da massa de solo, para, de certa forma, “calibrar” o modelo. Foram realizados 25 ensaios válidos e estes pude ser subdivididos em dois grupos principais:

- *Ensaio de inclinação variável (ensaios 1-10)*: constaram de moldagem da areia e aumento gradativo da taxa de inclinação (em alguns casos com uma velocidade de soerguimento constante) e manutenção do nível de reservatório de água (vazão variável). Durante estes ensaios procurou-se obter relações entre declividade, vazão e poro-pressão que mantivessem a camada de areia saturada (condição necessária para a simulação do fenômeno). Esta condição só foi obtida depois da modificação da geometria da caixa, com a inclusão de um barramento interno (simulando o dique de diabásio) e uma berma a jusante da extremidade superior da caixa (onde ocorreu liquefação da areia devido às condições de fluxo).

- *Ensaio com inclinação constante (ensaios 11-25)*: Constou da moldagem da areia, escolha de um ângulo de inclinação e acionamento da entrada de água (vazão constante). Nesta fase, foram variadas a vazão (somente até o ensaio 13) e as declividades, sendo observado os tipos de movimentos gerados.

Os ensaios 1-10 serviram para calibrar o modelo. Ocorreram problemas, tais como a geração de uma condição de areia movediça a jusante do reservatório de entrada de água (superior) e a impossibilidade de manter o material saturado ao longo do tempo para inclinações maiores. Para solucionar estes problemas, foi feito um estudo de percolação com auxílio de um programa numérico (SEEPW). Depois disso, AVELAR (2003) decidiu acrescentar à geometria da caixa uma berma a jusante da área perfurada (para evitar a liquefação da areia) e um barramento interno (para simular o dique de diabásio) a partir dos ensaios 09 e 10.

A Figura 3.34 mostra que para o ensaio 09 (com uma velocidade de inclinação mais rápida e declividade maior que o ensaio 10) houve um decréscimo mais lento nas poro-pressões com o aumento da inclinação comparado com ensaios anteriores. No ensaio 10 aumentou-se a inclinação até 18 graus (por 40 segundos) e a redução nas poro-pressões com o aumento da inclinação foi menor, aumentando novamente com uma posterior diminuição da inclinação. Este fato mostrou influência das novas condições de contorno impostas para a manutenção da saturação da camada de solo. Em outras palavras, a inclusão de uma berma e de um barramento interno mostrou ser mais promissor na simulação de fluxo detríticos (AVELAR, 2003).

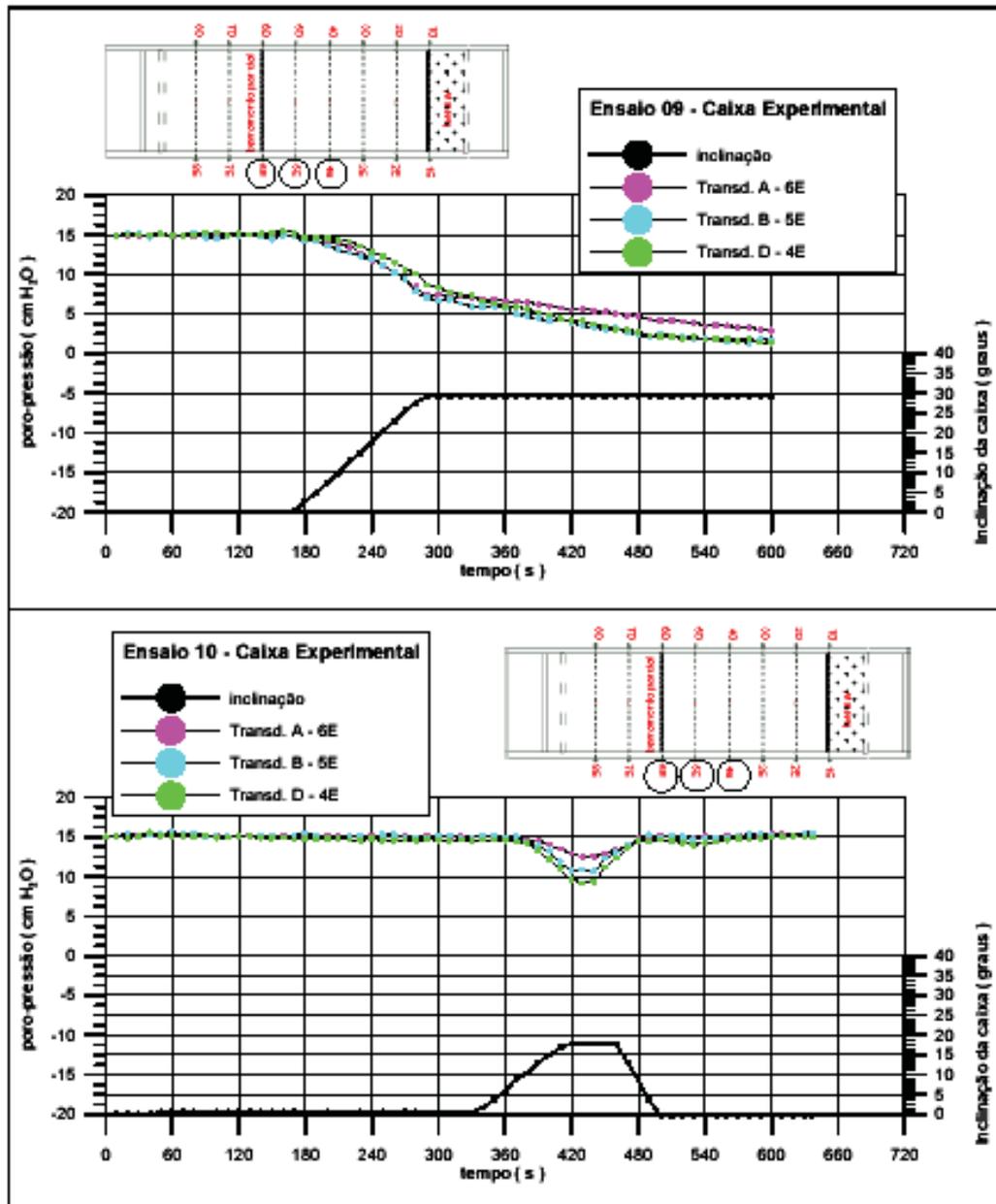


Figura 3.34. Variação da poro-pressão e a inclinação da caixa nos ensaios 9 e 10 (AVELAR, 2003).

Para ensaios seguintes, com inclinação constante, partiu-se para a verificação de relações entre inclinação, vazão (na maioria dos ensaios se utilizou a mesma vazão) e tipos de movimentos de massa gerados. Após a colocação da caixa na inclinação desejada, com o solo úmido, em uma condição não saturada, as vazões de entrada foram mantidas constantes e os ensaios realizados com inclinações de 10, 15, 17.5, 20, 25 e 30°. Avelar (2003) obteve os seguintes resultados:

Para inclinações entre 20 e 30° os fluxos são gerados a partir de deslizamentos. O movimento começa com creep evolui para deslizamento translacional (observados pelos inclinômetros de “pó” de carvão).

Para inclinações de 15 a 20° ocorre diretamente a geração de fluxo de massa, sendo a inclinação mais efetiva de 17,5° que muito próxima da inclinação da encosta do Soberbo.

Inclinações entre 10 e 15° apresentaram apenas erosão superficial.

De um modo geral a caixa experimental utilizada por Avelar (2003) serviu mostrar que a propagação do fluxo no Soberbo provavelmente esteve relacionada à ocorrência de artesianismo a montante do dique de diabásio presente.

#### **e) TAMI et al. (2004)**

Visando compreender os efeitos que a histerese tem sobre a infiltração da água em taludes não saturados, em um regime de fluxo estacionário, TAMI et al. (2004) montaram um experimento constituído de uma caixa experimental inclinada (inclinação de 30° com horizontal). Dentro da caixa foram depositados dois materiais: uma camada de areia grossa, em contato como o fundo, e uma camada de areia fina, na região superior. O modelo foi instrumentado com tensiômetros e medidores de umidades (TDR). Para a simulação da infiltração foram utilizados sprinklers localizados na parte superior do modelo experimental.

Os solos foram sujeitos a diferentes intensidades de chuva. Para uma mesma intensidade foram feitos dois tipos de ensaio: a) Processo de secagem: o modelo foi sujeito a uma chuva com intensidade menor que a chuva anterior utilizada para o regime de fluxo estacionário (o teor de umidade diminui após o modelo atingir um novo regime de fluxo estacionário) e b) Processo de umedecimento: o modelo foi sujeito a uma chuva anterior com intensidade maior que a chuva utilizada para o regime de fluxo estacionário (o teor de umidade aumento após o modelo atingir o novo regime de fluxo estacionário). A Figura 3.35 mostra esquematicamente as dimensões da caixa usada e a localização dos instrumentos.

Os resultados dos testes foram apresentados em forma de contornos de carga total e perfis de sucção mátrica. Durante os testes, independente da intensidade de chuva aplicada as poro-pressões medidas foram sempre negativas, ou seja, a condição de regime permanente foi obtida para uma condição de solo não saturado. Durante os experimentos não houve escoamento superficial, ou seja, toda a chuva aplicada infiltrou no solo.

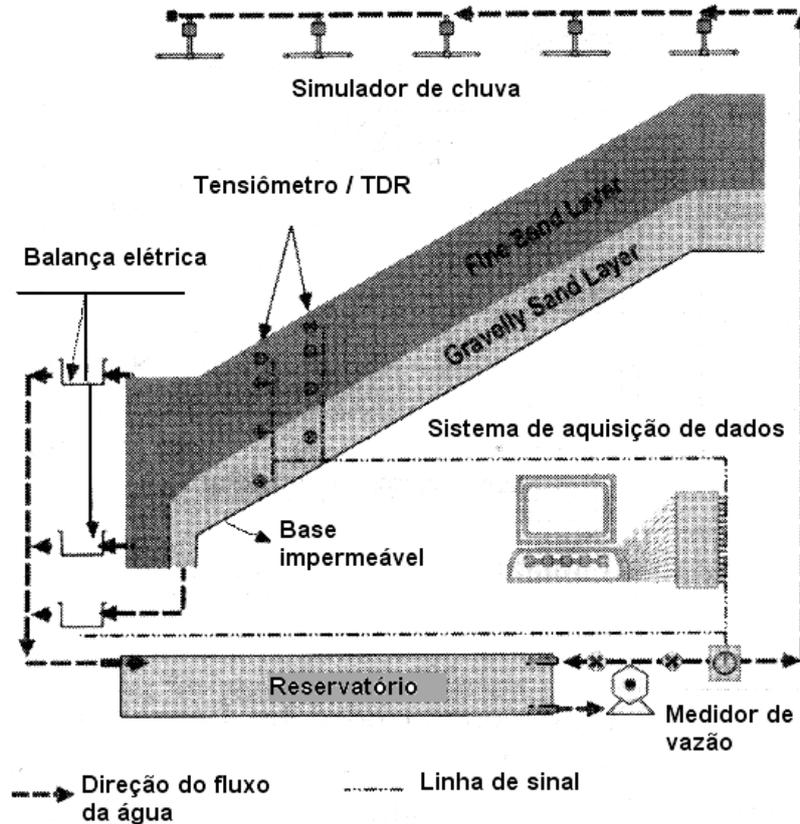


Figura 3.35. Caixa experimental utilizada (TAMI et al., 2004).

Os resultados obtidos indicaram que os valores de sucção mátrica, quando o solo absorve umidade (passa por um umedecimento), são menores do que os de secagem, comportamento este que mostra que a histerese afeta o perfil de sucção mátrica. A histerese também foi observada na curva característica do material

A Figura 3.36 mostra a sucção mátrica, em um tensiômetro situado na metade do talude, quando o solo esteve sujeito a uma mesma intensidade de chuva no regime de fluxo estacionário, para um ensaio de secagem e outro de umedecimento. Durante a secagem, a sucção aumenta no início do teste e converge gradualmente para um valor de sucção mátrica no regime de fluxo estacionário. No processo de adsorção, ou umedecimento, a sucção decresce rapidamente para um valor de sucção do regime permanente. Na Figura 3.36 nota-se a sucção em regime de fluxo estacionário foi menor no umedecimento do que na secagem. Quando o solo passa por um processo de umedecimento o teor de umidade aumenta, aumentando a condutividade hidráulica do solo (mais canais de fluxo). Esse aumento no coeficiente de condutividade hidráulica poderá causar um rápido aumento na velocidade do fluxo. De outro modo, o coeficiente de condutividade hidráulica decresce no processo de secagem, diminuindo do teor de umidade (menor o número de canais de fluxo), causando um movimento

mais lento da água, o que pode explicar este aumento gradual da sucção (TAMI et al., 2004). Estes resultados experimentais demonstraram que o solo sofreu histerese quando sujeito a diferentes ciclos (umedecimento ou secagem).

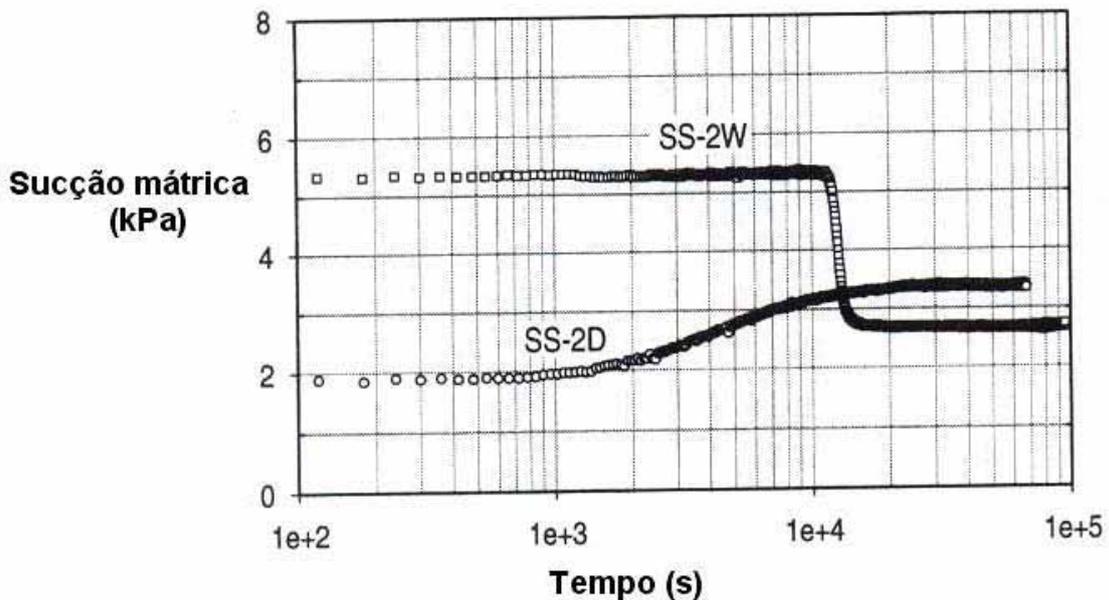


Figura 3.36. Sucção mátrica medida para o tensiômetro T-34 localizado no meio do talude para teste SS-2. O índice *W* indica umedecimento (wetting), e *D*, secagem (desorption) (TAMI et al., 2004).

Através dos contornos de carga total notou-se que há uma gradual mudança na direção do fluxo da parte superior para a parte inferior do modelo. Nas partes inferior e no meio do modelo a água escoava paralela à inclinação do talude. Na parte superior, a direção do fluxo é mais vertical com relação ao meio e o fundo do modelo (Figura 3.37). Essas diferenças podem ser atribuídas ao gradiente de carga total e as variações do coeficiente de condutividade hidráulica. O fluxo de água foi observado somente na areia fina. Água infiltrada divergiu lateralmente no encontro das duas camadas.

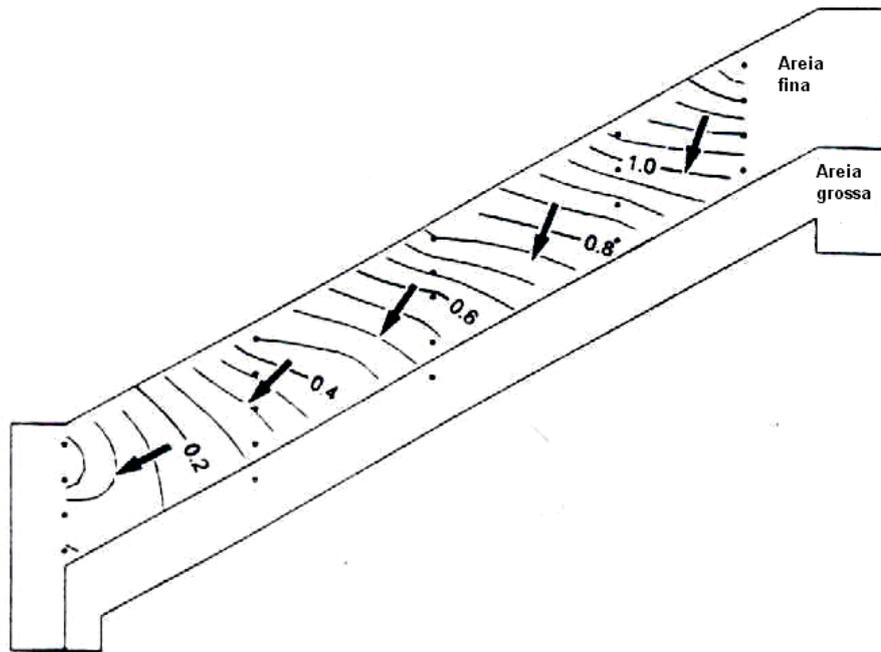


Figura 3.37. Contornos de carga total (m) e direção dos vetores de velocidade na condição permanente, ensaio de secagem (TAMI et al., 2004).

Com relação aos perfis de poro-pressão obtidos em uma mesma horizontal, as diversas medições foram razoáveis e consistentes na areia fina (Figura 3.38), mas errôneas na areia grossa (baixo teor de umidade). Os valores de sucção na areia fina em geral decresceram, quando foi aplicada uma intensidade de chuva maior na superfície, considerando um mesmo ciclo (secagem,  $D$ , ou umedecimento,  $W$ , sendo os ensaios com números crescentes, indicam um aumento da intensidade de chuva para a obtenção do regime de fluxo estacionário). Os valores de sucção mátrica na parte superior do modelo (seção T) foram relativamente constantes com a profundidade. Na parte inferior (seção B), a sucção decresceu com a profundidade e na parte central (seção M) teve um comportamento intermediário. Este comportamento parece sugerir que a água infiltrou mais na parte inferior causando uma redução, com a profundidade, dos valores de sucção. Observou-se que os valores de sucção quando atingido o regime permanente e para uma mesma intensidade de chuva, foram maiores durante a secagem do que quando o processo foi de umedecimento, confirmando a histerese da curva característica, como exposto anteriormente.

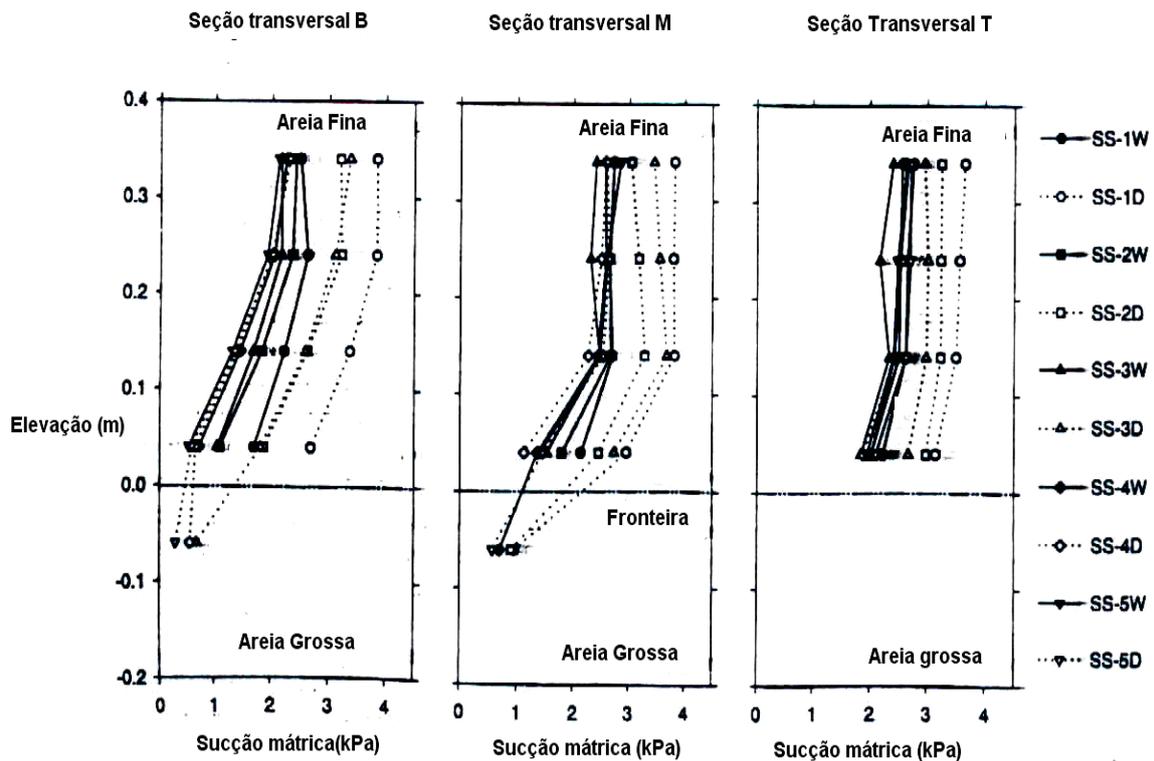


Figura 3.38. Perfis de sucção mátrica ao longo das seções transversais do modelo (B=base; M=meio; T=topo, testes com intensidade de infiltração crescente, TAMI et al., 2004).

Com relação aos perfis de teor de umidade volumétrica (obtidos com o uso de TDR) houve um aumento da umidade com o aumento da intensidade de chuva aplicada, que são consistentes com as mudanças na sucção mátrica (na areia fina). Já na areia grossa o teor de umidade foi praticamente constante. As curvas obtidas por secagem e umedecimento, para uma mesma intensidade de chuva aplicada, foram similares. Este fenômeno sugere que a histerese afeta os valores de teor de umidade menos que os de sucção mátrica.

O efeito da histerese sobre a curva característica obtida por ensaios de panela de pressão pode ser observado através da Figura 3.39. Nota-se que os dados lidos em ensaios de secagem são próximos da curva de secagem e os obtidos por ensaios de umedecimento seguem a curva de umedecimento (para o regime permanente).

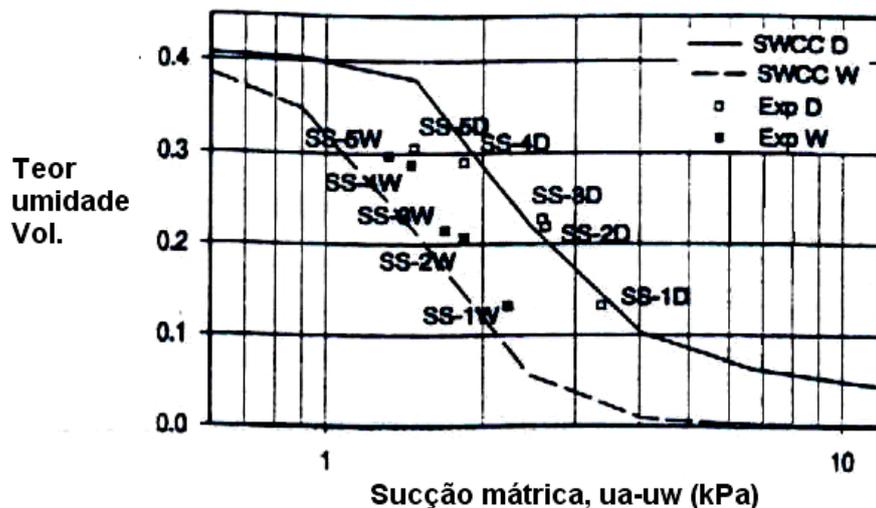


Figura 3.39. Curva característica obtida por em ensaio e pontos medidos pelo modelo para os processos de secagem e umedecimento (sucção T-24 e umidade TDR-22, localizados próximo ao pé, TAMI et al., 2004).

Adicionalmente foram realizadas análises numéricas e os seus resultados comparados com os obtidos em laboratório. Os valores de sucção mátrica e teor de umidade volumétrica obtidos numericamente foram consistentes com os obtidos com as simulações numéricas, quando utilizadas as propriedades hidráulicas apropriadas de acordo com o processo que o solo sofre (secagem ou umedecimento).

Conclui-se que, se há histerese na curva característica, o uso de uma curva característica adequada em uma modelagem numérica irá descrever bem o fenômeno, seja quando o solo perde umidade (secagem, com uma intensidade de chuva menor que a chuva anterior) ou ganha (umedecimento, com intensidade de chuva maior que a chuva anterior).

#### f) OLIVARES e DAMIANO (2006)

Visando compreender os mecanismos do fluxo de massa em solos granulares deflagrados devido a ação de fortes chuvas, que ocorreu em um talude não saturado, localizado na região de Campânia, Itália, composto de materiais de origem piroclástica (material de origem vulcânica), contendo diversas camadas de cinza vulcânica e pomito (pedra pomes), OLIVARES e DAMIANO (2006), *apud* OLIVARES e PICARELLI (2006), desenvolveram uma caixa experimental (220cm de comprimento, 60 cm de largura e 40cm de altura), preenchida com cinza vulcânica e sujeita a uma infiltração na superfície. Nesta região, a cinza vulcânica tem granulometria de uma areia siltosa e

é susceptível à liquefação, podendo ter porosidades de 70-75% (OLIVARES e PICARELLI, 2006). O talude em estudo tem 40° de inclinação, sendo composto por camadas de origem piroclásticas de 2,5 m de espessura. Os autores supuseram que a cinza vulcânica foi a responsável pela liquefação e o fluxo de massa.

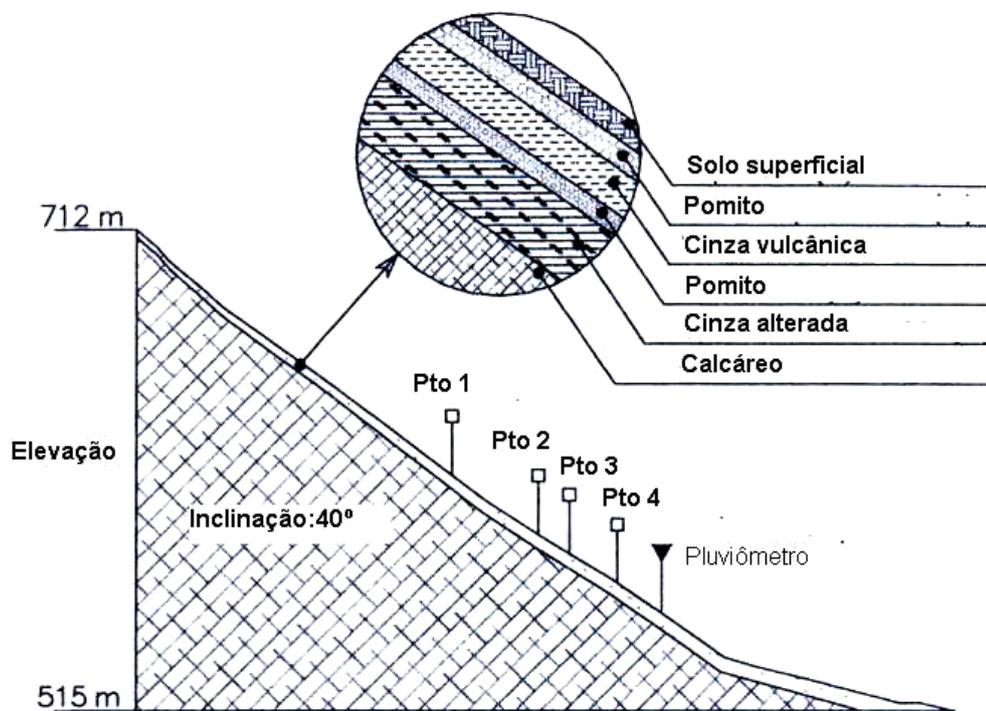


Figura 3.40. Seqüência da estratigrafia da cobertura piroclástica, onde PT= ponto de medição de sucção com tensiômetros (OLIVARES A e PICARELLI, 2006).

A caixa foi instrumentada com células de carga, tensiômetros e transdutores de poro-pressão. O movimento foi gravado por câmeras de vídeo. Simulou-se chuva artificial na porção superior do modelo com o uso de borrifadores. Para reproduzir as condições de campo, o material utilizado (cinza) foi depositado em camadas de 2cm de espessura.

OLIVARES e DAMIANO (2006) determinaram uma porosidade crítica, para o solo utilizado na caixa (cinza), acima da qual o material pode se liquefazer, de 65%. Foram feitos dois testes (um acima e outro abaixo desta densidade crítica), estando a cinza sujeita a uma chuva artificial de 60mm/h, e o talude com inclinação de 40°. Em ambos os casos, a ruptura só ocorreu após a saturação completa do talude. A Figura 3.41 mostra a variação das sucções e os recalques antes da ruptura e das poro-pressões imediatamente antes e após a ruptura. Nota-se que a sucção decresce até se anular, em tensiômetros localizados mais próximos da superfície (“tensiômetros superficiais”) e depois em profundidades maiores (“tensiômetros profundos”),

mostrando a formação de uma frente de umedecimento que avança com o tempo. A ruptura só ocorre após a saturação completa da camada (sucções se anulam em todos os tensiômetros). Os recalques aumentaram à medida que se aproxima a ruptura (aumento das deformações volumétricas), que só ocorreu quando se formou um lençol no contato impermeável.

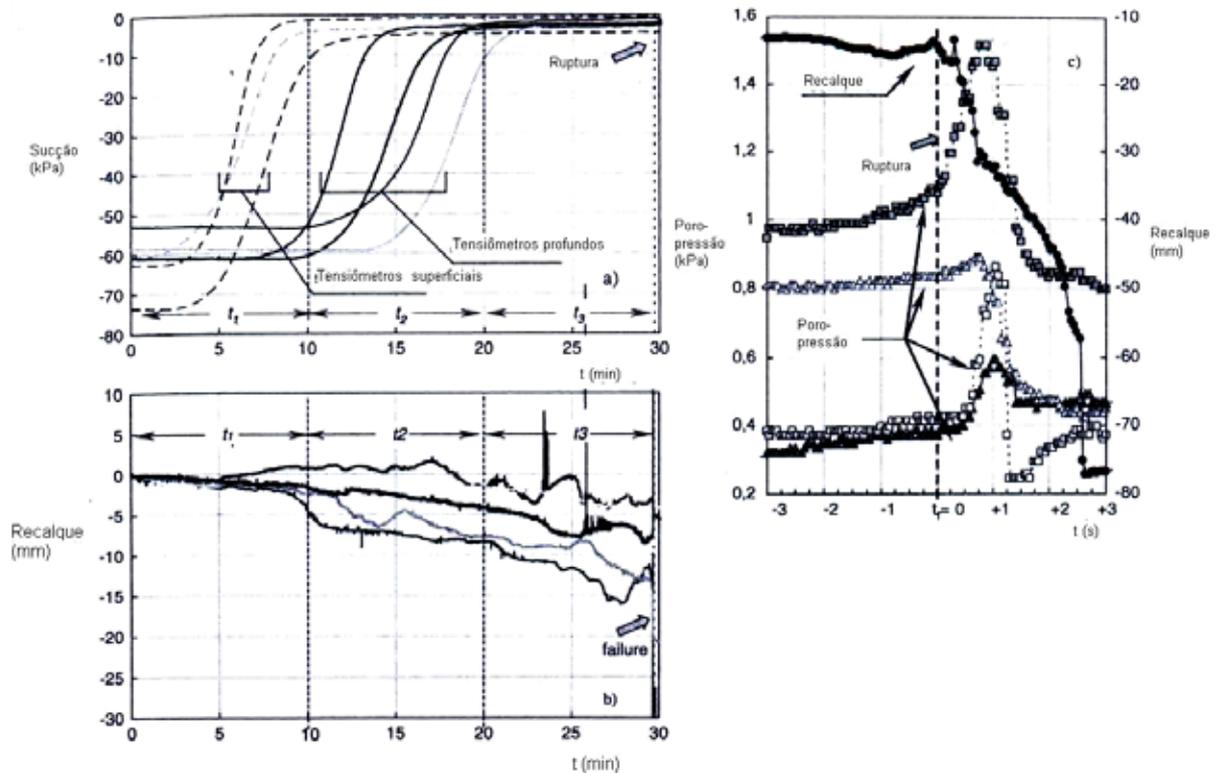


Figura 3.41. (a) sucção e recalque (b), medidos antes da ruptura, e (c) poro-pressões registradas imediatamente antes e após a ruptura, para um material abaixo da densidade crítica (OLIVARES e PICARELLI, 2006).

As poro-pressões aumentaram até ruptura, quando se formou um lençol no contato, com altura variando de 4 a 9 cm, como pode ser visto na Figura 3.41c, sendo que um excesso de poro-pressão foi gerado após a ruptura, levando à liquefação do material. Logo, a liquefação ocorreu após ruptura (conseqüência do deslizamento e não foi a causa), sendo o mesmo mecanismo observado por ECKERSLEY (1990). A ruptura do talude foi causada pelo decréscimo da resistência ao cisalhamento.

O material depositado com uma porosidade inferior à crítica teve um comportamento diferente. A formação do lençol foi mais lenta, as deformações menores, as poro-pressões na ruptura foram maiores e a ruptura foi caracterizada por deslizamentos sucessivos sem a ocorrência de liquefação.

A modelagem mostrou ser uma ferramenta útil para investigar o mecanismo responsável pelo fluxo de massa em materiais granulares.

## 4 ESTABILIDADE DE TALUDES

### 4.1 Introdução

A estabilidade de taludes constitui uma das grandes preocupações da engenharia geotécnica. Neste contexto entra o conceito de fator de segurança (*FS*) que indica o “quão estável” é um determinado talude, seja ele natural ou construído pelo homem. O fator de segurança é definido pela razão entre a resistência ao cisalhamento do solo (forças resistentes) e a resistência necessária para o equilíbrio (forças atuantes), ou seja, (GUIDICINE e NIEBLE, 1984):

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (4-1)$$

onde:

*FS*= fator de segurança;

*s*= resistência ao cisalhamento do solo;

$\tau$  = resistência das forças atuantes.

Existem diversos métodos para o cálculo do fator de segurança. A questão da estabilidade já foi amplamente abordada por vários pesquisadores ao longo dos anos (WRIGHT, 1969, DUNCAN; 1996; SOARES, 2000). Por este motivo, os métodos de cálculo não serão abordados em profundidade, nem as hipóteses para a dedução do fator de segurança, por serem estes conceitos muito difundidos pela literatura. Apenas o método de MORGENSTERN e PRICE (1965) será revisto, porque é o método adotado para o cálculo do fator de segurança neste trabalho.

Os métodos mais usados para a determinação do *FS* são os que utilizam a teoria do equilíbrio limite, que considera o equilíbrio de um corpo rígido (de momentos e/ou forças) de uma massa de solo situada acima da superfície de deslizamento, desconsiderando as deformações. Calculam-se os valores de *FS* de várias superfícies de deslizamento individualmente, sendo o valor do *FS* global menor entre eles.

Dependendo do tipo de material, a forma da superfície de ruptura pode variar. Por exemplo, taludes de solos granulares, em geral, apresentam superfícies de ruptura planas e serão estáveis quando a inclinação do talude for inferior ao ângulo de atrito interno do solo (desconsiderando a coesão aparente). Taludes de solos coesivos apresentam superfícies de ruptura não planas e podem romper para inclinações maiores ou menores que o ângulo de atrito interno do solo. Claro que esta não constitui uma regra geral, pois a forma da superfície de ruptura pode ser função das condições geológicas das camadas situadas sob a superfície do terreno.

Quando se considera somente as equações de equilíbrio de um corpo rígido ocorre que o número de equações é menor do que o número de incógnitas. Para superar esta indeterminação, adotam-se hipóteses simplificadoras, que variam dependendo do método de cálculo. O tipo de hipótese simplificadora adotada pode determinar a acurácia do método.

Dentre os métodos usados para o cálculo do fator de segurança que utilizam a teoria do equilíbrio limite pode-se citar: FELLENIUS (1927), BISHOP (1955), JANBU (1968), GPS (Generalized Procedure Slice), SPENCER (1967), MORGENSTERN e PRICE (1965) e LOWE e KARAFIATH (1960). Porém, estes métodos, são sujeitos a muitas críticas:

- 1) Utilização de hipóteses arbitrárias (geralmente com relação à localização e direção das forças laterais entre fatias);
- 2) O fator de segurança é constante por toda a superfície de ruptura (para cada fatia);
- 3) Alguns métodos não satisfazem todas as equações de equilíbrio.
- 4) O solo tem comportamento rígido-plástico;
- 5) Não fornecem nenhuma informação sobre as deformações no talude.
- 6) Não há garantia que a resistência de pico possa ser mobilizada simultaneamente ao longo de toda a superfície de deslizamento.

Alguns autores (WHITMAM e BAILEY, 1967; WRIGHT, 1969; WRIGHT et al., 1973) fizeram estudos comparativos entre alguns métodos de equilíbrio limite e chegaram as seguintes conclusões:

- 1) Os Fatores de segurança obtidos por JANBU (1968) e MORGENSTERN e PRICE (1965), que são métodos que satisfazem todas as equações de equilíbrio, são muito próximos;
- 2) O fator de segurança obtido pelo método de BISHOP simplificado é comparável aos dois métodos acima (diferenças obtidas não maiores que 6%);

3) O Fator de segurança obtido pelo método de FELLENIUS (1927) é muito menor que o obtido por BISHOP simplificado, sendo que essas discrepâncias aumentam com o aumento das poro-pressões.

## 4.2 Método de MORGENSTERN e PRICE (1965)

A escolha deste método foi devido a sua boa acurácia, verificada ao longo dos anos, e à facilidade de uso, além de estar disponível no programa SLOPEW.

Este método foi desenvolvido devido à necessidade de se calcular o fator de segurança para uma superfície de ruptura com forma arbitrária, visualizada em diversos casos reais observados. O uso de superfícies circulares de deslizamento crítica se deve a sua simplicidade de aplicação. O método de MORGENSTERN e PRICE (1965) satisfaz todas as equações de equilíbrio, e a expressão para o fator de segurança pode ser obtidas a partir da Figura 4.1, onde:

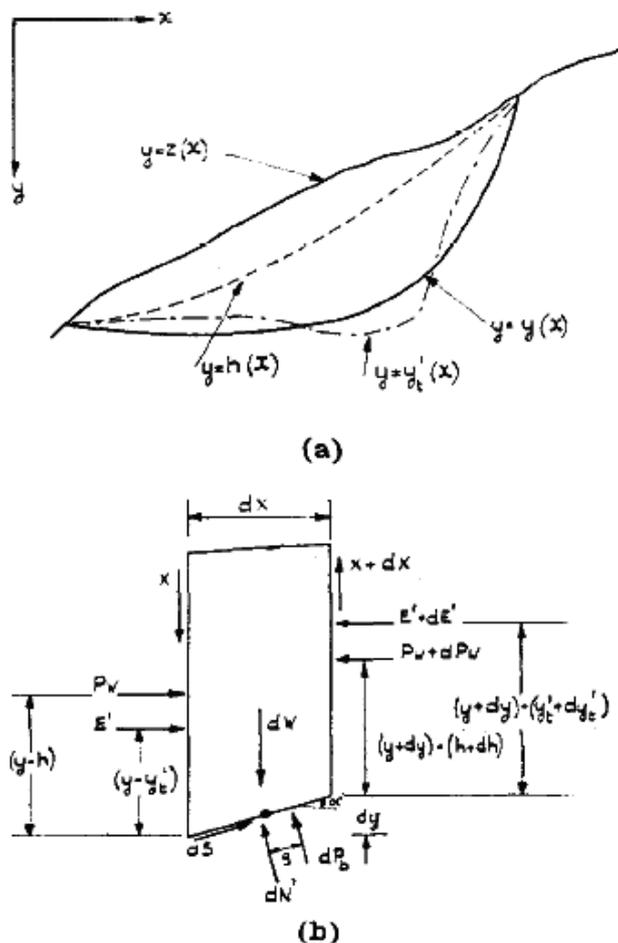


Figura 4.1. (a) Massa deslizante; (b) Forças atuantes em uma fatia infinitesimal (MORGENSTERN e PRICE, 1965).

onde:

$y=y(x)$  - Superfície de deslizamento assumida;

$y=y'(x)$  - Posição de atuação do empuxo horizontal (incógnita);

$y=z(x)$  - posição da superfície do talude;

$y=y'_t(x)$  - Posição de atuação do empuxo efetivo horizontal;

$y=h(x)$  - linha de atuação das poro-pressões na base das fatias.

O esquema de forças sobre cada fatia infinitesimal é dado em (b), sendo:

$E'$  = Empuxo lateral em termos de tensão efetiva;

$X$  = Força cisalhante vertical na lateral;

$dw$  = peso da fatia;

$Pw$  = poro-pressão atuante no lado da fatia;

$dPb$  = poro-pressão na base da fatia;

$dN'$  = tensão normal efetiva na base da fatia;

$ds$  = tensão cisalhante na base da fatia;

$\alpha$  = inclinação da base da fatia com a horizontal.

Para o cálculo do fator de segurança o método utiliza o equilíbrio de momentos no centro da base da fatia (garantindo que não haja rotação da fatia), o equilíbrio de forças na direção perpendicular à base da fatia, equilíbrio de forças na direção da base da fatia e aplicação do critério de ruptura de MOHR-COULOMB.

MORGENSTERN e PRICE (1965) chegaram a duas equações diferenciais cujas incógnitas eram  $y'_t$ ,  $E'$  e  $X$ . Para lidar com essa indeterminação foi necessário a adoção de uma hipótese com relação às forças entre fatias:

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (4-2)$$

sendo  $F(x)$  uma função especificada.  $\lambda$  e  $F$  podem ser determinados da solução das equações diferenciais que satisfazem às condições de contorno através de um procedimento iterativo.

### 4.3 Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados

Em problemas de Geotecnia, a consideração da resistência ao cisalhamento de um solo saturado é dada por:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4-3)$$

onde:

$\tau$  = Resistência ao cisalhamento;

$c'$  = coesão;

$\sigma$  = Tensão efetiva;

$\phi$  = ângulo de atrito.

Porém, quando o solo está em um estado parcialmente saturado, a resistência ao cisalhamento variará com a sucção. Diversos autores propuseram equação para a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. BISHOP et al. (1960), *apud* FREDLUND e RAHARDJO (1993) apresentaram a seguinte expressão:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' \quad (4-4)$$

onde  $\chi$  é um parâmetro que depende do grau de saturação, tipo de solo e dos efeitos da histerese (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

FREDLUND et al. (1978) propuseram uma equação para descrever a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. Esta equação considera um estado variável de tensões independentes:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (4-5)$$

sendo  $\phi^b$  o ângulo de atrito interno do solo com relação à sucção. Os autores adotaram as seguintes hipóteses:

1) O ângulo de atrito do solo é constante com a sucção e se reflete em um aumento da coesão;

- 2) A resistência cresce linearmente com a sucção mátrica;
- 3) A envoltória de ruptura é plana;

A equação (4.5) utiliza estados de tensões variáveis independentes. Para um solo não saturado o círculo de tensões correspondente à ruptura deve se desenhado em um diagrama tridimensional, tendo nos eixos horizontais as tensões variáveis e na ordenada à resistência ao cisalhamento (Figura 4.2).

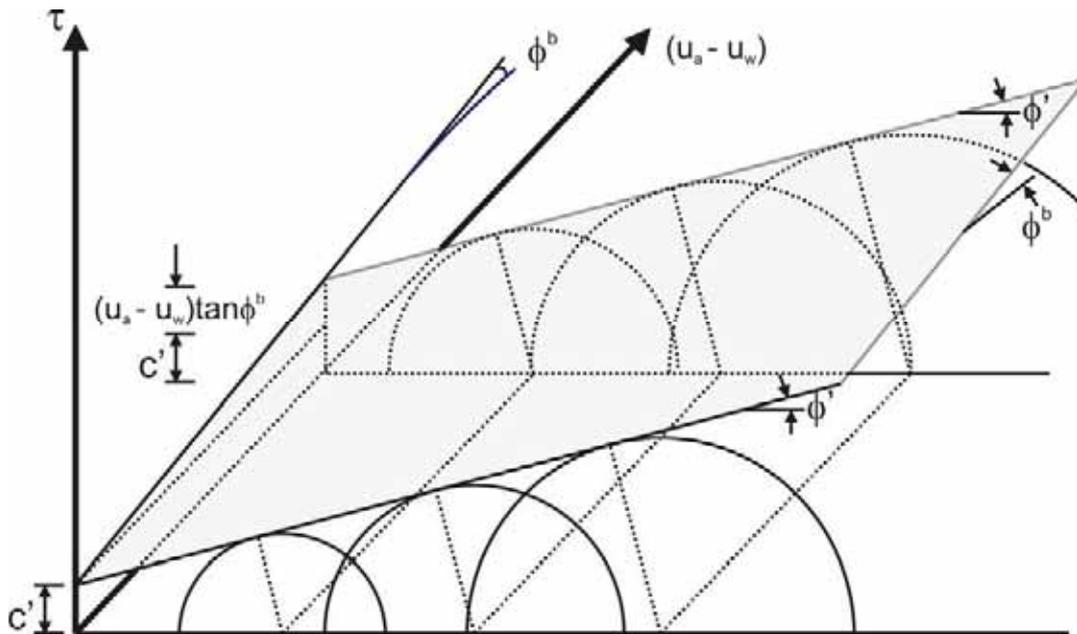


Figura 4.2. Envoltória de Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

FREDLUND et al. (1978) utilizaram três séries de dados obtidos de ensaios triaxiais com sucção controlada e os apresentaram em termos de estados de tensões independentes. Os autores obtiveram equações para a resistência ao cisalhamento não drenada para os três solos ensaiados, sendo que estas equações são na prática mais úteis de se utilizar para a determinação da resistência ao cisalhamento de um solo não saturado do que equações que consideram outros estados de tensão.

Valores de  $\phi^b$  apresentados no decorrer dos anos na literatura indicaram que este parâmetro não é constante com o aumento da sucção mátrica e que depende do tipo de solo. No caso de areias, a influência de  $\phi^b$  tende a desaparecer para altos valores de sucção mátrica, com a secagem do solo (ESCÁRIO e SAEZ, 1986). CALLE (2000) fez ensaios triaxiais com controle de sucção em amostras de um solo residual, uma areia silto-argilosa, obtendo valores de  $\phi^b$  crescentes até uma sucção

mátrica de 100 kPa. A partir deste valor de sucção,  $\phi^b$  diminui para zero. Estes resultados mostram que a umidade de solos arenosos é um fator muito importante que influencia na resistência ao cisalhamento. DONALD (1956), *apud* FREDLUND e RAHARDJO (1993), fez ensaios de cisalhamento direto com medida de sucção, partindo da condição saturada (sucção zero). DONALD (1956) notou que resistência ao cisalhamento das areias aumenta com o aumento da sucção (e correspondente decréscimo da umidade) até certo valor de umidade, quando começam a decrescer. Isto quer dizer que para solos arenosos, o aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção, ocorre até certo ponto, e para sucções maiores, próxima à umidade higroscópica, não há um aumento da resistência devido à sucção.

#### **4.4 Variação do FS devido à infiltração da água da chuva**

A variação do coeficiente de segurança com a infiltração da água da chuva tem sido objeto de estudo de muitos autores ao longo dos anos. A análise do fluxo, quando o solo está parcialmente saturado, é complexa, e a sua modelagem é geralmente feita utilizando modelos numéricos. A análise da estabilidade pode ser feita a partir da distribuição de poro-pressões obtida na análise numérica do fluxo, a partir da obtenção de um fator de segurança, utilizando um método de equilíbrio limite, levando em conta as equações de resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Quando se faz uma análise numérica do fluxo decorrente da infiltração da água da chuva, devem ser levado em conta a Infiltração, a evaporação, o efeito da vegetação, as condições iniciais e as definições do fator de segurança (WANG, 1999). Além disso, deve-se ressaltar a importância do uso de relações hidráulicas que representem corretamente os solos a serem utilizados.

VARGAS JR. et al. (1986) estudaram o relacionamento entre a estabilidade de taludes em solos residuais e a intensidade de chuva. Para tal, utilizaram um modelo numérico que usa uma solução aproximada para a equação de fluxo, a equação de MEIN e LARSON (1973), para descrever o avanço da frente de umedecimento. Esta solução só é válida para valores de infiltração maiores que a condutividade hidráulica saturada do solo, considerando um solo homogêneo e o teor de umidade constante com a profundidade. Na definição das propriedades hidráulicas, foram utilizados valores típicos observados em solos residuais. A análise da estabilidade foi feita

utilizando o método de MORGENSTERN e PRICE (1965) com a incorporação da equação de resistência ao cisalhamento de solos não saturados (FREDLUND et al., 1978).

Os autores estavam interessados no efeito da chuva sobre a estabilidade de taludes, decorrente perda parcial ou total da sucção, pelo avanço de uma frente de umedecimento, devido à infiltração da água. A Figura 4.3 mostra a relação *tempo x* ( $i/k_{sat}$ ) obtida para diferentes solos e com diferentes condições de umidade inicial, para uma profundidade de 1,0m ( $Z_c$ ) da frente de umedecimento. Nota-se que quanto menor a umidade no solo (uma estação seca), maior será o tempo para que a frente atinja uma profundidade de 1m. Para um mesmo teor de umidade inicial, o tempo para que uma frente de umedecimento atinja uma profundidade de 1m é maior quanto menor a relação entre a intensidade de chuva e a condutividade hidráulica saturada ( $i/k_{sat}$ ). O uso da equação de MEIN e LARSON (1973) para descrever o avanço da frente de umedecimento foi uma aproximação inicial e já tinha sido usada por CAMPOS et al. (1983) que obtiveram resultados similares.

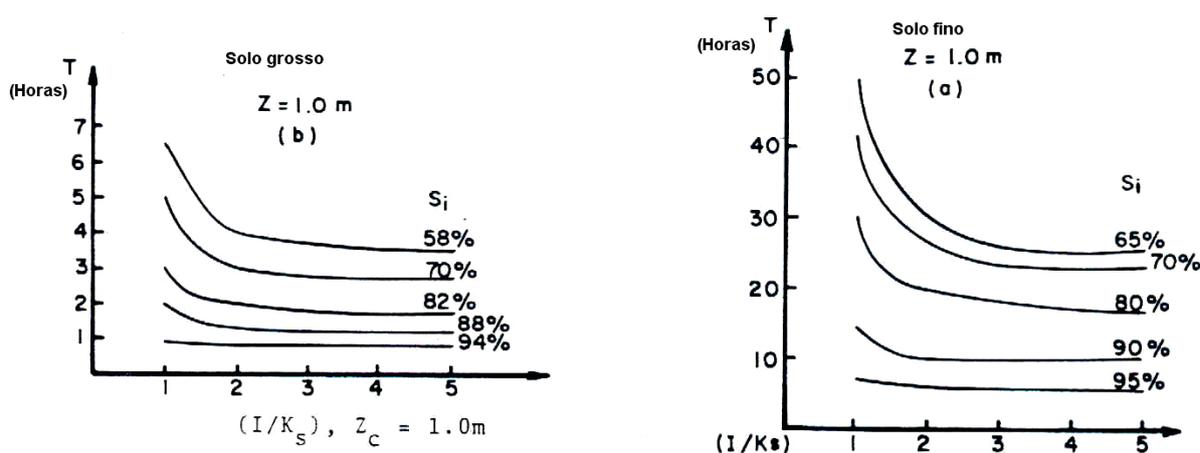


Figura 4.3. Variação do tempo (para que a frente de umedecimento atinja uma profundidade de 1m) e  $(I/K_{sat})$  (VARGAS JR. et al., 1986).

Os autores correlacionaram os fatores de segurança com a profundidade de uma superfície de deslizamento crítica ( $Z_r$ ) e a profundidade da frente de umedecimento ( $Z_c$ ), como pode ser visto na Figura 4.4, utilizando dados típicos de solos residuais. Observou-se um decréscimo do fator de segurança com o aumento da profundidade da superfície de deslizamento crítico até atingir um valor mínimo, para uma profundidade de 4m, que é menor (mínimo dos mínimos) para profundidades maiores da frente de umedecimento. Este resultado concorda com as superfícies de deslizamento observadas em solos residuais, que são planares e pouco profundas.

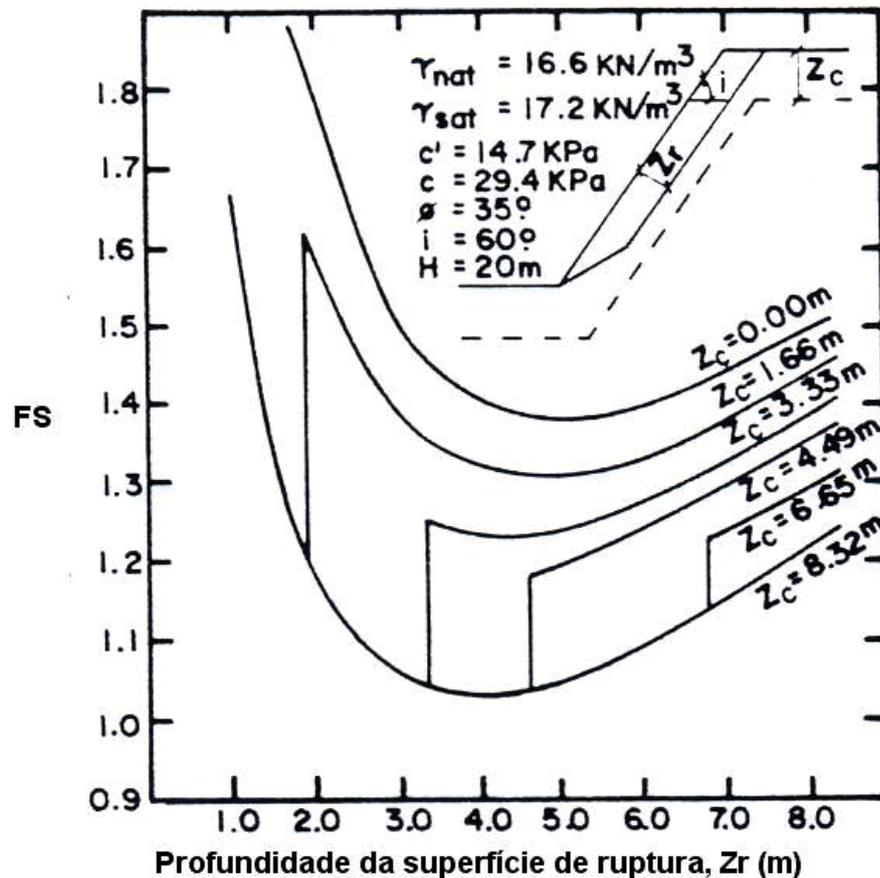


Figura 4.4. Fator de segurança x profundidade da superfície de deslizamento crítica (VARGAS JR et al., 1986).

RAHARDJO et al. (2001) avaliaram o efeito da chuva sobre a estabilidade de taludes de solos residuais de inclinação íngreme, com lençol de água profundo. Neste caso, a ruptura ocorre na zona não saturada e a sucção desempenha um papel importante na estabilidade. Um modelo numérico para simular o fluxo transiente foi utilizado, sendo alimentado com dados de pluviometria e ensaios de campo e laboratório. Os resultados obtidos foram comparados com medições obtidas em campo por tensiômetros em diversas profundidades. Houve uma concordância razoável entre os dados experimentais e os calculados pelo programa. Com relação aos contornos de poro-pressão, houve um decréscimo das sucções com a infiltração e um aumento para um período de evaporação, principalmente para pequenas profundidades.

Na análise da estabilidade foi utilizado um método de equilíbrio limite incorporado à equação de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. O fator de segurança respondeu aos dados de pluviometria, decrescendo em períodos de infiltração e aumentando durante a evaporação.

LEONG et al. (1999) estudaram a influência da intensidade e duração da chuva sobre a estabilidade de taludes. Estes autores utilizaram a solução de LUMB (1975) para o cálculo da profundidade da frente de umedecimento. Para a análise da estabilidade foi utilizado o método de Bishop simplificado, levando em conta a influência da sucção. Simularam-se três intensidades de chuva diferentes: 8mm/h, 16mm/h (menores que  $k_{sat}$ ) e 61mm/h (maior que  $k_{sat}$ ).

Na análise dos resultados foram utilizados dois perfis iniciais de poro-pressão: um para a estação seca e outro para a estação chuvosa (Figura 4.5a). Foram analisadas quatro seções de um talude hipotético (do pé à crista), com um lençol freático passando no pé do talude. Observou-se uma redução mais rápida da sucção devido à infiltração da água da chuva em seções onde o lençol freático é menos profundo (próximo ao pé). Na estação úmida a redução é mais rápida, como pode ser visto na Figura 4.5 b e 4.5c.

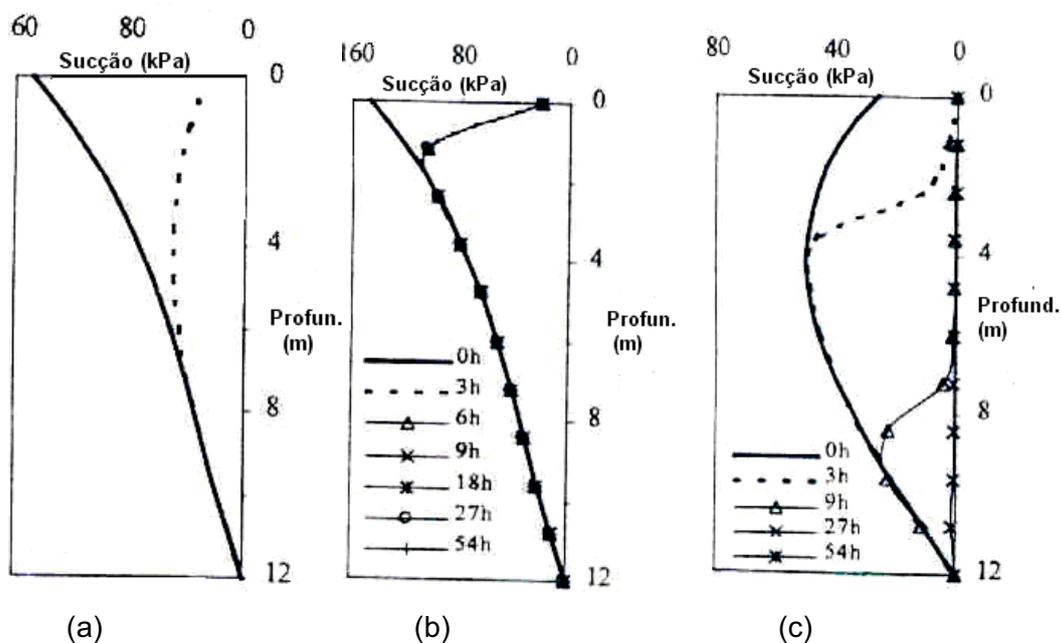


Figura 4.5. Perfis de poro-pressão, seção 1 (Localizada na crista). (a) condição inicial ( — Estação seca, - - - Estação úmida); mudança no perfil de sucção com o tempo para  $i=16\text{mm/h}$ , na estação seca (b) e chuvosa (c) (LEONG et al., 1999).

Os autores observaram a influência da intensidade de chuva, conforme pode ser visto na Figura 4.6. Quanto maior a intensidade (considerando um mesmo perfil de sucções inicial), maior o decréscimo do fator de segurança, parecendo haver um valor crítico de chuva, dependente do perfil de poro-pressões inicial, acima do qual a estabilidade do talude é afetada, ocorrendo uma queda no fator de segurança. As superfícies de deslizamento crítico tenderam a ser mais superficiais quanto maior a

intensidade de chuva, o que sugere dizer que em solos residuais, as rupturas tendem a ser deste tipo (devido à formação de uma frente de umedecimento).

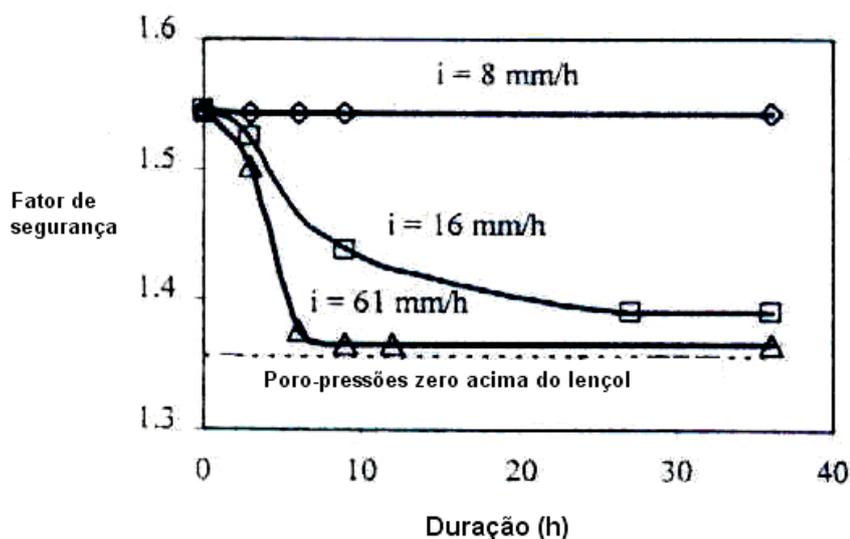


Figura 4.6. Fator de segurança x duração da chuva para diversas intensidades (LEONG et al., 1999).

SUN et al. (2000) discutiram a influência dos processos de chuva/evaporação sobre a estabilidade de taludes não saturados e o processo de formação de trincas de tração na superfície do talude pela contração volumétrica que o solo sofre devido ao aumento da sucção em períodos de evaporação. Os autores acima utilizaram um modelo capaz de simular os efeitos da chuva/evaporação sobre a estabilidade de um talude arbitrário.

Os resultados da análise de fluxo indicaram que, imediatamente após um período de infiltração, quando se impõe uma taxa de evaporação, há um aumento da sucção na superfície, sendo que este aumento é cerca de três vezes quando se considera a evaporação. A profundidade de aumento da sucção também é maior quando se considera a evaporação. A contração volumétrica (que depende do índice de plasticidade do solo) induz a formação de trincas de tração que mudam a condutividade hidráulica do solo. O modelo de fluxo considera esta mudança através da adoção de um parâmetro que majora o valor da condutividade hidráulica saturada do solo próximo à superfície.

Para a análise de estabilidade observou-se que a presença das trincas causou um aumento na infiltração e um decréscimo mais rápido da sucção. A análise foi feita com trincas de 0m (sem trincas), 0,5m e 1,0m de profundidade. Para as trincas com profundidades maiores, o fator de segurança decresceu mais rapidamente. O modelo

numérico apresentou-se coerente com a teoria proposta de simular o fluxo considerando a infiltração/evaporação e a formação de trincas. Porém, para provar a sua validade, verificações com dados experimentais tornam-se necessárias.

Visando compreender a influência de pequenos dutos subverticais, oriundos da atividade animal em encostas cobertas lixo, sobre a infiltração da água das chuvas e conseqüentemente sobre a estabilidade destes taludes, TOZATTO (2005) realizou ensaios em um tanque experimental, preenchido com solo, sujeito a uma infiltração na superfície, tendo um duto vertical no interior da massa de solo. A presença do duto mostrou experimentalmente, através da medição de vazão de água que atravessava o solo, um aumento da velocidade de infiltração, comparada com os ensaios sem a presença do duto. Como conseqüência, os fatores de segurança obtidos em um talude fictício, obtidos em modelagem numérica do fluxo e da estabilidade, considerando a influência dos dutos (com o aumento da condutividade hidráulica saturada devido à influência dos dutos, de acordo com SUN et al., 2000), foram menores devido à presença dos dutos, principalmente para dutos com maiores profundidades, conforme pode ser visto na Figura 4.7.

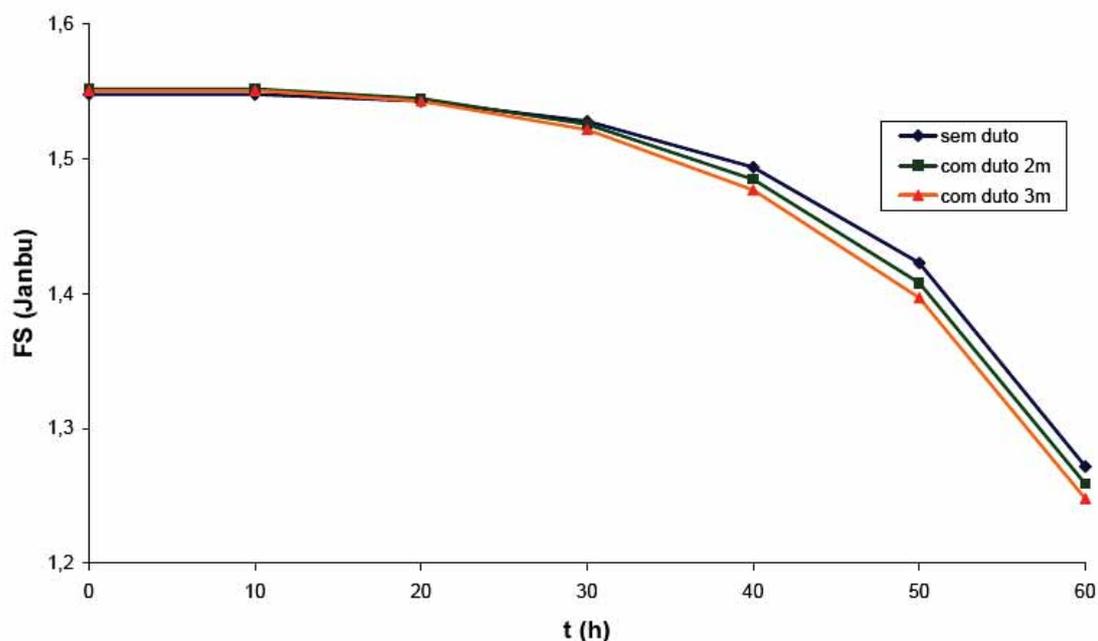


Figura 4.7. Variação do fator de segurança com o tempo, com e sem a presença de dutos verticais de diferentes profundidades (TOZATTO, 2005).

GOMES (1996) analisou dados de deslocamentos, nível piezométrico e precipitação em uma encosta coluvionar situada na Região Sudeste do Brasil. A partir da correlação dos dados, foi possível analisar a estabilidade da encosta, utilizando um

método de equilíbrio limite, obtendo os fatores de segurança para determinadas situações. Estes fatores de segurança foram correlacionados com deslocamentos e níveis piezométricos da encosta. As correlações inicialmente feitas foram as seguintes:

- Nível piezométrico x precipitação: Em geral houve uma boa concordância entre os picos de pluviometria com os picos de precipitação;
- Deslocamento x precipitação: as correlações mostraram que uma chuva intensa isolada não afeta as movimentações da encosta, mas sim chuvas intensas acumuladas altas ou chuvas cumuladas com acréscimo de chuva pontual forte.
- Velocidades de deslocamento x nível piezométrico: Foi possível obter um valor de  $Z_{\text{crítico}}$ , que é a profundidade do nível piezométrico a partir da qual a encosta iniciaria uma movimentação relativamente maior, ou seja, o nível piezométrico correspondente a um aumento brusco na velocidade de movimentação.

Com base nas correlações anteriores, foi possível obter o fator de segurança para diferentes níveis piezométricos medidos (na superfície do terreno, mínimo, máximo e crítico). Foram analisadas 3 seções transversais, com 3 superfícies de ruptura diferentes, considerando os 4 níveis piezométricos citados anteriormente, totalizando 36 casos. A partir de relações entre os fatores de segurança médios (média das três seções), foram obtidas relações eles em função do nível piezométrico, para cada superfície de ruptura, que indicaram percentuais de aumento no fator de segurança quando se deseja uma melhora das condições de estabilidade da encosta. Estas conclusões limitaram-se à encosta estudada, mas os percentuais de aumento foram da mesma ordem de grandeza dos propostos pelo Geotechnical Control Office (1984), *apud* GOMES (1996), Órgão do Governo de Hong Kong.

MERIGGI et al. (2002) realizaram uma análise paramétrica para estudar a influência da geometria e da condutividade hidráulica saturada na velocidade de saturação de capas coluviais, de espessura entre 2 e 3 metros, quando sujeitas a um evento de chuva crítico, e a evolução da estabilidade com o tempo. Os autores acima queriam representar taludes coluviais da Itália, na região de Pauloso, sobrejacentes a uma camada rochosa impermeável, com inclinações entre 30 e 45°.

Na modelagem numérica foi utilizada uma função de chuva, 24 horas de uma chuva de 1mm/h para criar uma condição antecedente de umidade e 24 horas de uma chuva crítica de intensidade 10mm/h. Foram utilizadas três geometrias diferentes, variando a inclinação, espessura do pé e espessura da crista, e três condutividades hidráulicas saturadas diferentes ( $10^{-4}$ ,  $10^{-5}$  e  $10^{-6}$  m/s).

Em taludes com maior condutividade hidráulica saturada, pelo menos uma ordem de grandeza maior que a intensidade de chuva (caso 1), houve a formação de duas zonas distintas: (1) saturada, no pé, e (2) não saturada, em regiões mais próximas à crista, pois devido a alta condutividade hidráulica do solo, a água esco rapidamente e se acumula na região do pé durante um evento crítico de chuva.

Para condutividades hidráulicas saturadas inferiores, mas da mesma ordem de grandeza da intensidade de chuva (caso 2), há a formação de um lençol paralelo à inclinação do talude, que forma-se no contato impermeável. Se a intensidade de chuva for superior à condutividade hidráulica saturada (caso 3), há a formação de uma frente de umedecimento e escoamento superficial ("run-off") e a elevação do lençol no contato colúvio-rocha é mais lento em comparação casos anteriores.

Conforme pôde ser visto há três situações de fluxo que dependem da relação intensidade de chuva e condutividade hidráulica saturada, sem mencionar a influência da geometria ainda. Com relação à estabilidade quanto maior a condutividade hidráulica saturada em relação à intensidade de chuva, mais brusca é a queda do fator de segurança e há uma tendência de formação de um lençol no pé do talude, desenvolvendo-se inicialmente rupturas localizadas, seguida de uma ruptura geral no talude (a condição de ruptura dependerá da geometria e dos parâmetros de resistência do solo), sendo este caso mais crítico para as condições de estabilidade (caso 1). A Figura 4.8 mostra a elevação do lençol produzida quando  $i < k_{sat}$  (altura crítica = posição do lençol que ocorre a ruptura).

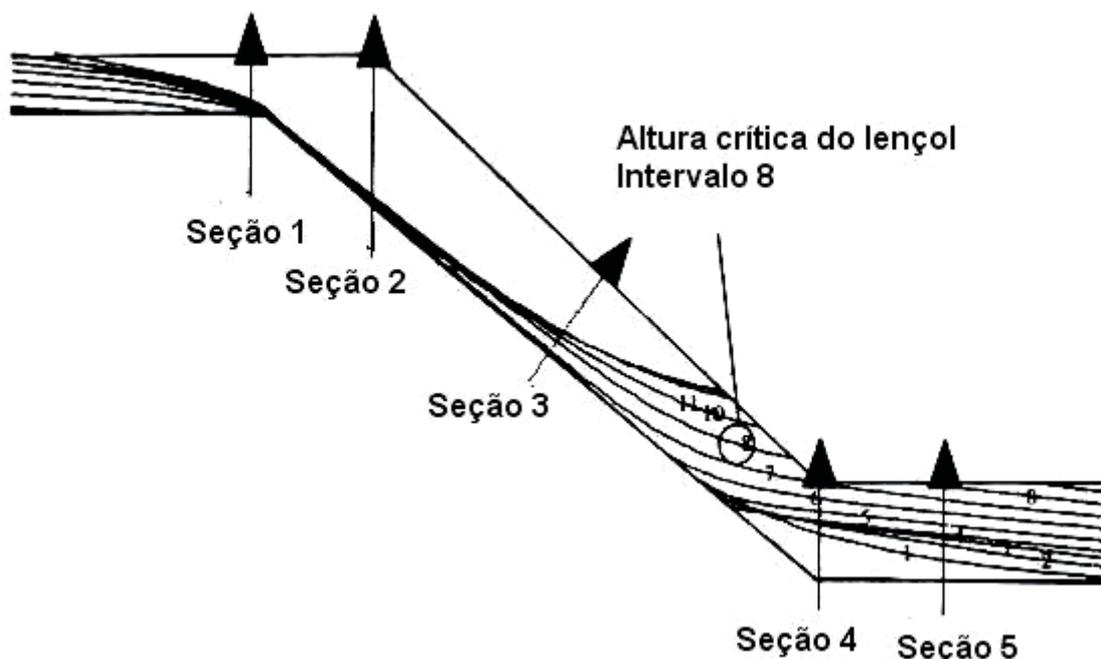


Figura 4.8. Elevação do lençol freático, Caso 1 (Intervalo 8 (40h):  $i=1\text{mm/h}$ , 24 h +  $i=10\text{mm/h}$ , 16 h, MERIGGI et al., 2002).

Se a intensidade de chuva for inferior à condutividade hidráulica saturada, porém da mesma ordem de grandeza, há a tendência de formação de um lençol paralelo ao talude e a ruptura se desenvolve não mais no pé e sim no corpo do talude.

Se a intensidade de chuva for maior que a condutividade hidráulica saturada, há escoamento superficial. Neste caso a elevação do lençol no contato, que é o responsável pela ruptura, ocorre muito mais lentamente do que nos casos anteriores, sendo a esta condição mais favorável à estabilidade. Porém, ao contrário dos casos 1 e 2, devido à baixa condutividade hidráulica, o fator de segurança continua caindo após o término da chuva, razão que explica rupturas que possam ocorrer após um evento chuvoso.

Com relação à geometria do talude, a elevação do lençol, seja no pé ou paralelo ao talude, foi mais rápida em taludes com menor inclinação e espessura do pé.

MERIGGI et al. (2002) também obtiveram resultados semelhantes aos obtidos por ALONSO et al. (1995). A queda no fator de segurança é mais brusca quando maior for a condutividade hidráulica do solo com relação à intensidade de chuva, já que materiais com maior condutividade hidráulica saturada facilitam a penetração da água e uma queda mais brusca no fator de segurança. ALONSO et al., (1995) mostraram que solos com textura arenosa, quando mais mal graduado, mais significativa é a queda no fator de segurança, mostrando a influência da forma da curva característica na estabilidade de taludes.

LACERDA e DINIZ (1991) apresentaram um modelo tridimensional para a análise de estabilidade de línguas coluvionares, considerando as equações de um talude infinito, pois o modelo clássico para cálculo do fator de segurança de taludes infinitos de SKEMPTON e HUTCHINSON (1969), desconsidera a largura da massa e assim a influência do atrito lateral. WOLLE e CARVALHO (1989) também desenvolveram um modelo com o mesmo objetivo, com seção transversal retangular. O modelo desenvolvido por DINIZ (1998) considerou formas de seção escorregadas próximas das situações reais da natureza que podem ser seções retangulares, elípticas ou triangulares. A motivação para o desenvolvimento deste modelo é que as retro-análises até então feitas em um escorregamento em colúvio forneceu parâmetros de resistência superiores aos encontrados em laboratório (SCHILLING, 1992).

Comparações feitas entre os fatores de segurança obtidos, por este novo modelo e o modelo clássico, mostraram que quando se leva em conta o atrito lateral, há um aumento no fator de segurança, que é maior quanto menor a relação  $B/H$  (sendo  $B$ = largura e  $H$ =espessura da camada de solo), conforme pode ser visto na

Figura 4.9, que foi obtida para um material granular, cuja relação entre os dois fatores de segurança independem da elevação do lençol freático (somente para o caso em que  $c'=0$ ). Neste caso é apresentada uma relação entre fatores de segurança para um depósito coluvial de seção transversal elíptica, mas as conclusões são idênticas para outras formas de seção transversal.

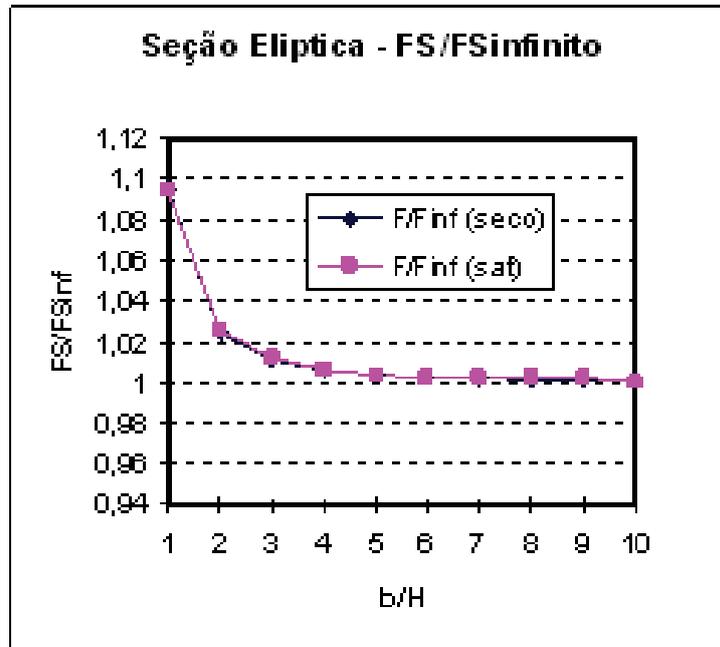


Figura 4.9. Relação única entre o FS do talude tridimensional e o FS do talude infinito para  $c'=0$ , considerando uma superfície elíptica (LACERDA e DINIZ, 2001).

## 5 MODELO EXPERIMENTAL

### 5.1 Modelo Experimental

Para a realização do trabalho experimental utilizou-se uma caixa de acrílico para simular um talude, preenchida com solo (areia fina da Praia de São Francisco, Niterói, RJ) numa espessura de 30 cm. A caixa permite variar a inclinação do talude, sendo que a maioria dos ensaios foi realizada com uma inclinação de 25°. A caixa possui uma parte horizontal junto ao pé (planície), onde há um dreno que permite o escoamento da água infiltrada pela superfície do solo.

A relação  $B/H$  é aproximadamente igual a 2 (sendo  $B$ = largura e  $H$ =espessura da camada de solo). De acordo com a Figura 4.9 (pág.124), a contribuição do atrito lateral é muito pequena, aproximadamente 2%. Como a superfície lateral da caixa é lisa, acredita-se que não houve influência do atrito lateral nos valores de fator de segurança calculados.

A colocação da areia na caixa foi feita por pluviação de amostras secas ao ar, técnica usada para solos granulares, conforme descrito por MIURA e TOKI (1986) e utilizado por OLIVEIRA FILHO (1987). Com isso, foi possível controlar o índice de vazios inicial da amostra seca. Procurou-se trabalhar com um índice de vazios próximo da condição mais compacta, a fim de evitar grandes variações da densidade do solo com o início da infiltração.

A instrumentação constou de quatro transdutores de poro-pressão (localizados no fundo da caixa, na região inclinada e na planície), para a medição das poro-pressões, nove tensiômetros, para a medição da sucção, 2 TDR, para medição da umidade, um medidor de temperatura e um sistema de aquisição de dados. A localização cada instrumento é mostrada na Figura 5.1.

Para simular chuva artificial foi utilizada uma unidade hidráulica de alta pressão de saída de água, através de bicos-aspersores de baixa vazão. Este equipamento produz uma espécie de neblina, sem a formação de gotas, impedindo a erosão superficial na superfície do solo arenoso.

Para a análise dos dados, o talude foi dividido em três seções: Seção 1, na metade do primeiro terço do talude; Seção 2, na metade do talude e seção 3,

localizada na metade do terço superior da caixa. Cada seção constava de um medidor de poro-pressão no fundo da caixa e três medidores de sucção com diferentes alturas de reservatório (7, 14 e 21 cm), instalados perpendicularmente ao fundo. A razão disto é que quando a caixa estivesse na inclinação de 25°, inclinação utilizada em grande parte dos ensaios, o ponto de medição dos tensiômetros de uma seção estariam em uma mesma vertical. Assim, foi possível verificar a variação da sucção para um perfil de solo. Além disso, foi instalado, na parte plana do perfil, um medidor de poro-pressão para verificar a elevação do lençol junto ao pé do talude e dois medidores de umidade (TDR) na parte na porção superior das seções 1 e 3.

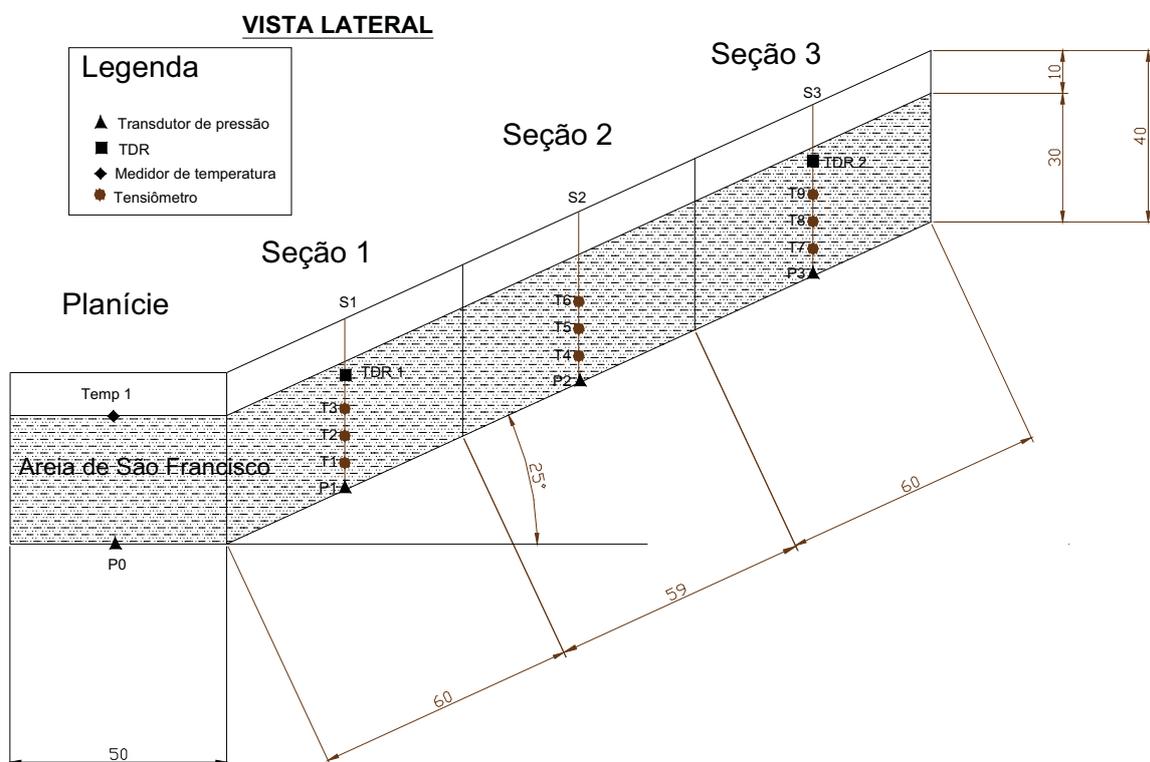
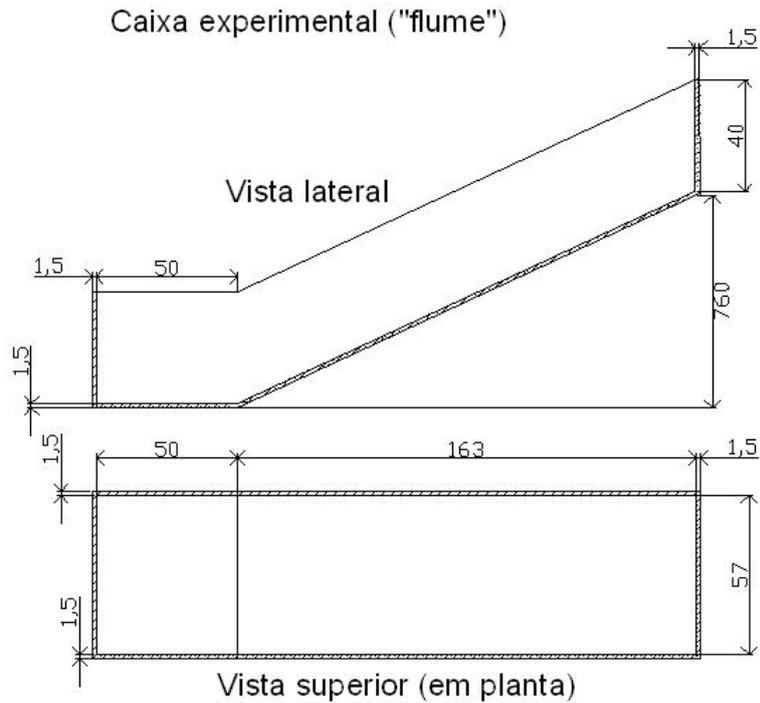


Figura 5.1. Detalhe da localização da instrumentação (dimensões em cm).

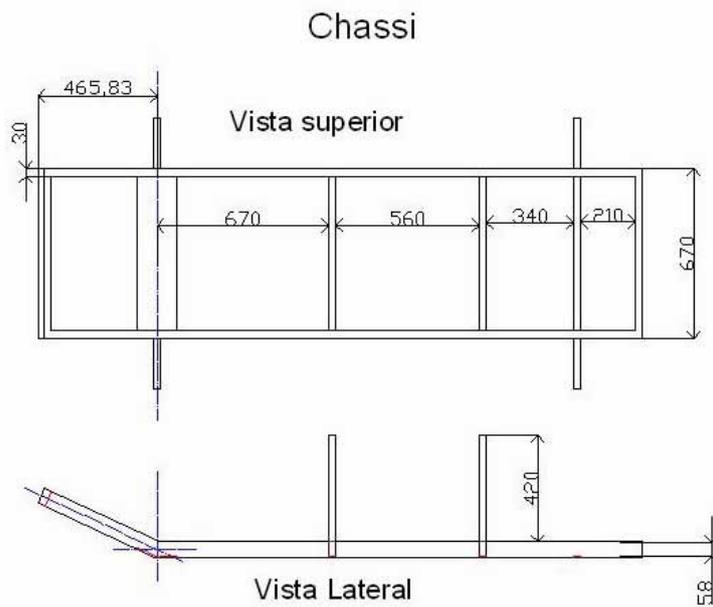
### 5.1.1 Caixa Experimental

A caixa utilizada foi confeccionada em acrílico e reforçada na base e nas laterais por um chassi de ferro, que confere rigidez estrutural ao conjunto.

A escolha do acrílico se deveu ao fato que esse material é fácil de manusear (furar), permitindo a instalação da instrumentação, além de permitir visualizar a infiltração da água no perfil. A Figura 5.2 mostra detalhes das dimensões da caixa e a Figura 5.3 uma visão do experimento já montado.



(a)



(b)

Figura 5.2. (a) Dimensões da caixa utilizada nos experimentos (cm); (b) Dimensões do chassi metálico (cm).

Depois que o solo foi depositado na compactidade desejada, colou-se, com cola de silicone, canaletas laterais nas faces internas da caixa, sobre o solo, com a finalidade de impedir a formação de caminhos preferenciais de percolação na fronteira

face-solo. Para criar uma rugosidade no fundo da caixa foi colada uma fita anti-derrapante. Estes detalhes podem ser vistos na Figura 5.4.



Figura 5.3. Detalhe da caixa experimental.

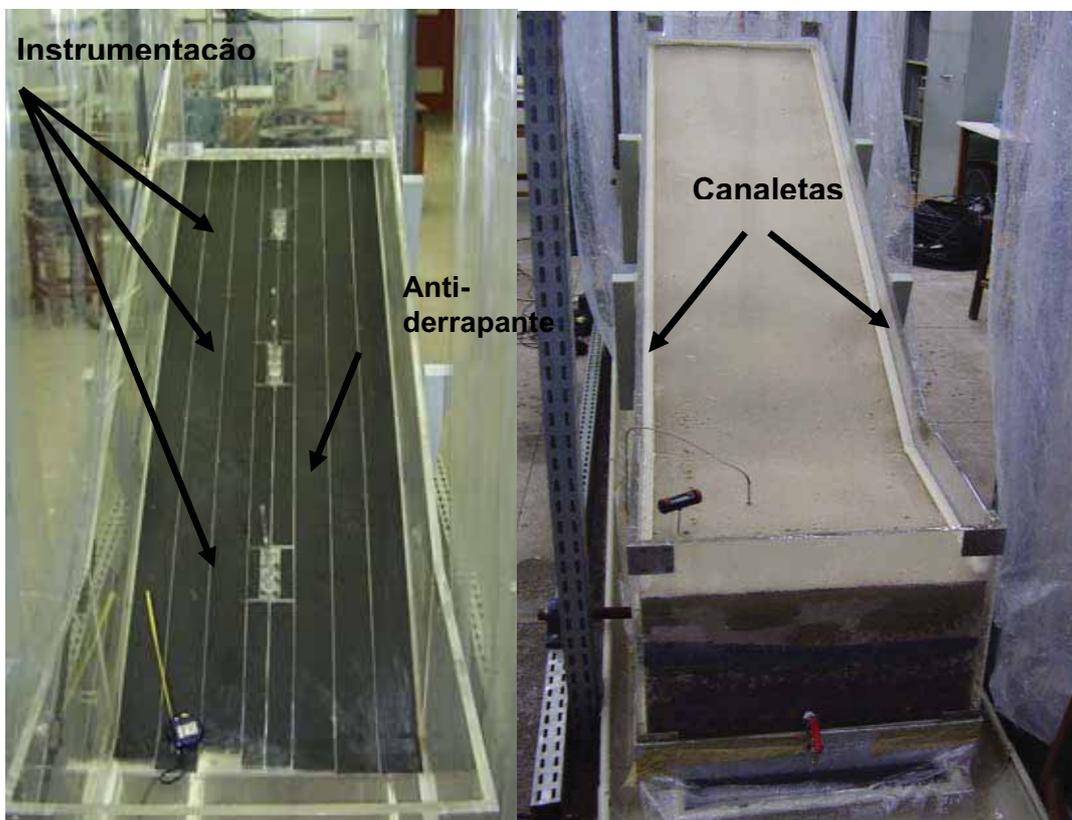


Figura 5.4. (a) fundo com anti-derrapante; (b) Canaletas laterais.

## 5.1.2 Solo Utilizado

O solo utilizado foi a areia da praia de São Francisco (Niterói-RJ). A escolha desse solo se deveu ao fato de ter sido utilizado por outros pesquisadores (OLIVEIRA FILHO, 1986; AVELAR, 1996,2002; TOZATTO, 2005), sendo suas propriedades bem conhecidas. A faixa granulométrica foi a mesma utilizada por AVELAR (2003).

O tratamento da areia constou de uma lavagem manual para retirada do excesso de sal e impurezas, secagem em estufa (110°C) e peneiramento na granulometria desejada. O diâmetro dos grãos está numa faixa granulométrica que passa pela peneira #40 (0,042mm) e fica retida na #100 (0,149mm). Nesta faixa granulométrica a areia é uniforme, mal graduada, condição ideal para que não houvesse segregação dos grãos da amostra durante a pluviação. AVELAR (1996) obteve o índice de vazios em corpos de prova no estado fofo, com a pluviação, com boa repetibilidade, sendo que os desvios dos valores de índice de vazios com relação à média foram inferiores a 3%.

Foram feitos ensaios de condutividade hidráulica de carga constante a fim de verificar a variação da condutividade hidráulica saturada com o índice de vazios. Os resultados, que são apresentados na Tabela 5.1, mostram que há uma pequena variação da condutividade hidráulica saturada com o índice de vazios, como os resultados obtidos por AVELAR (2003), conforme pode ser visto na Tabela 5.2.

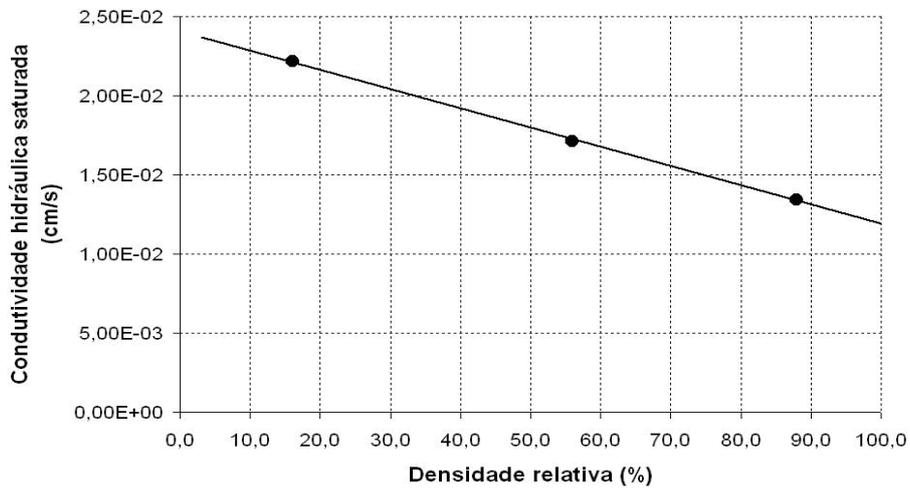
Tabela 5.1 - Condutividade hidráulica saturada da Areia de São Francisco

| <i>Índice de vazios</i> | <i>Densidade relativa(%)</i> | $\gamma_{sec\ o}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | <i>Coef. de Condutividade hidráulica (cm/s)</i> |
|-------------------------|------------------------------|--|---|
| 0,60                    | 88,0                         | 1,62                                   | 1,345x10 <sup>-2</sup>                          |
| 0,68                    | 56,0                         | 1,56                                   | 1,713x10 <sup>-2</sup>                          |
| 0,78                    | 16,0                         | 1,46                                   | 2,22x10 <sup>-2</sup>                           |

Tabela 5.2 - Condutividade hidráulica saturada da Areia de São Francisco (AVELAR, 2003)

| $e_o$ | grau de compactação (%) | estado          | $\gamma_{seco}$ (gf/cm <sup>3</sup> ) | $K_{sat}$ médio (cm/s)  | $K_{sat}$ máximo (cm/s) | $K_{sat}$ mínimo (cm/s) |
|-------|-------------------------|-----------------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 0,865 | 2,0                     | muito fofo      | 1,419                                 | 3,00 . 10 <sup>-2</sup> | 2,98 . 10 <sup>-2</sup> | 3,01 . 10 <sup>-2</sup> |
| 0,858 | 4,8                     | muito fofo      | 1,424                                 | 2,75 . 10 <sup>-2</sup> | 2,73 . 10 <sup>-2</sup> | 2,77 . 10 <sup>-2</sup> |
| 0,723 | 58,8                    | median. compac. | 1,536                                 | 1,97 . 10 <sup>-2</sup> | 1,98 . 10 <sup>-2</sup> | 1,96 . 10 <sup>-2</sup> |
| 0,639 | 92,4                    | muito compac.   | 1,615                                 | 2,14 . 10 <sup>-2</sup> | 2,07 . 10 <sup>-2</sup> | 2,29 . 10 <sup>-2</sup> |

O índice de vazios de cada ensaio foi obtido pela técnica da pluviação, descrita por MIURA e TOKI (1982). Os índices de vazios máximo e mínimo foram obtidos por OLIVEIRA FILHO (1987) e são:  $e_{\text{máx}} = 0,82$  obtido pelo método de KOLBUSZEWSKI (1948) e  $e_{\text{min}} = 0,56$  obtido por pluviação, sendo este valor inferior aos obtidos por método de compactação dinâmica e pelo método vibratório. Outro parâmetro importante é que esta areia apresenta ângulo de atrito interno drenado de cerca  $35,5^\circ$  ( $e = 0,75$ ,  $D_r = 28\%$ , e tensões de ruptura entre 50 e 650kPa),  $42^\circ$  (para tensões de ruptura menores que 50 kPa) e  $32^\circ$  (tensões de ruptura maiores que 650 kPa). A densidade real dos grãos obtida com a técnica do picnômetro foi de 2,651. A Figura 5.5 mostra a variação da condutividade hidráulica saturada com a densidade relativa e com o índice de vazios.



(a)

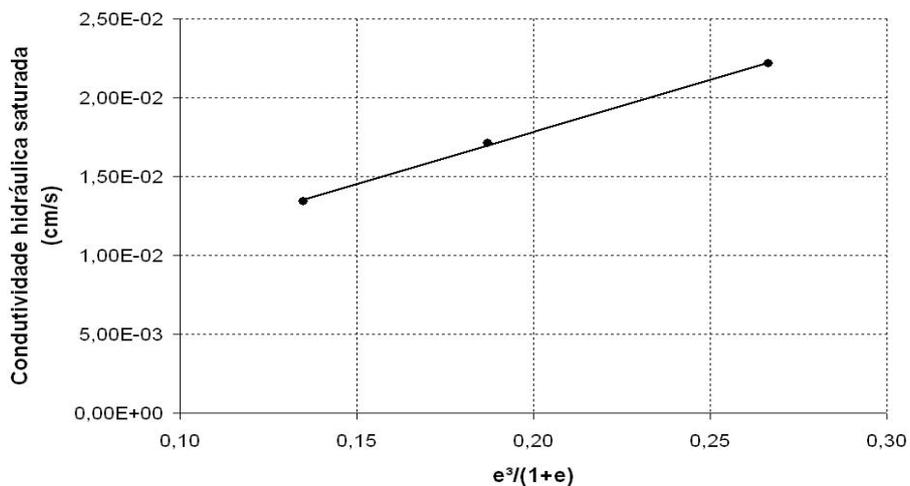


Figura 5.5. Variação da condutividade hidráulica saturada com: (a) densidade relativa e (b) índice de vazios.

Para o cálculo da densidade relativa considerou-se o índice de vazios máximo obtido por OLIVEIRA FILHO (1987),  $e_{\text{máx}} = 0,82$ , e o índice de vazios mínimo obtido experimentalmente (pluviação),  $e_{\text{mín}} = 0,57$ . A condutividade hidráulica saturada para é  $1,2 \times 10^{-2}$  cm/s para  $D_r = 100\%$  ( $e=0,57$ ) e  $1,345 \times 10^{-2}$  cm/s para  $D_r = 88\%$  ( $e=0,60$ ). Nota-se que não há grande variação de  $k_{\text{sat}}$  em função da densidade relativa para esta faixa de índice de vazios (0,57-0,60). Nas análises numéricas, considerou-se  $k_{\text{sat}} = 1,3 \times 10^{-2}$  cm/s, pois não houve influência nos resultados da simulação para esta diferença na condutividade hidráulica não saturada.

A colocação do solo na caixa experimental foi feita com auxílio da técnica de pluviação de amostras secas descritas por MIURA e TOKI (1986). Esta técnica produz uma “chuva” de areia, que é depositada com um determinado grau de compactidade, que é função, principalmente, da largura do bocal do funil. Utilizou-se um funil 6,5mm de diâmetro de bocal e um conjunto de peneiras, nº10 (uma peneira, abertura de malha de 2 mm) e nº 4 (cinco peneiras, abertura de malha de 4,76 mm). Para que não ocorra segregação dos grãos durante o processo de deposição é necessário o uso um solo granular com coeficiente de não uniformidade (CNU) inferior a 5 (MIURA e TOKI, 1986). A granulometria utilizada na areia de São Francisco é de um solo mal graduado conforme pode ser visto na Figura 5.6.

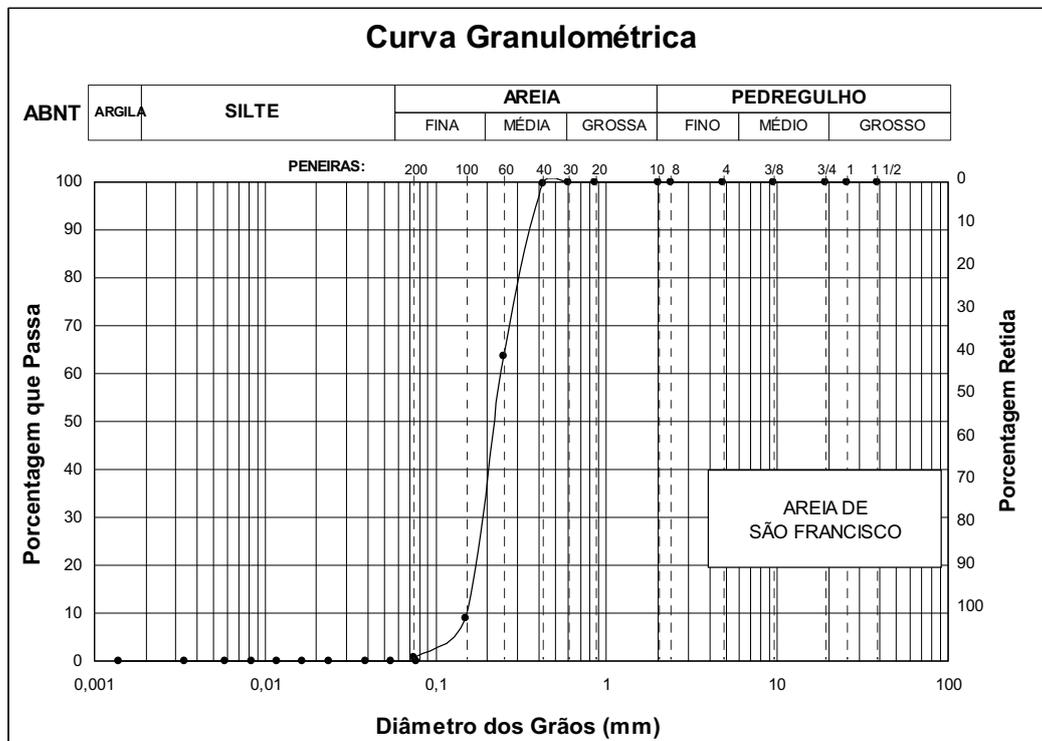


Figura 5.6. Faixa granulométrica utilizada na Areia de São Francisco (CNU=1,5).

Obeve-se uma amostra em condição compactada, com um índice de vazios em torno de 0,57, de acordo com uma calibração prévia. Esta calibração foi feita colocando-se sobre a caixa experimental uma bandeja contendo várias cápsulas de volume conhecido. A pluviação foi feita sobre estas cápsulas até que estivessem completamente cobertas pela areia. Em seguida, procedia-se na determinação do peso da amostra contida na cápsula e cálculo do índice de vazios. A Tabela 5.3 mostra resultados de uma calibração. As demais determinações foram praticamente idênticas. A configuração do teste pode ser visto na Figura 5.7.



(a)



(b)

Figura 5.7. Detalhe da calibração do índice de vazios na caixa

Tabela 5.3 - Índice de vazios obtido por pluviação.

| Tara +solo (g) | P. tara (g) | Ws(g)   | Gs    | Vs (cm <sup>3</sup> ) | h(cm) | d (cm) | V(cm <sup>3</sup> ) | e     |
|----------------|-------------|---------|-------|-----------------------|-------|--------|---------------------|-------|
| 157,479        | 10,341      | 147,138 | 2,651 | 55,503                | 3,440 | 5,700  | 87,780              | 0,582 |
| 201,823        | 13,874      | 187,949 | 2,651 | 70,897                | 3,900 | 6,000  | 110,270             | 0,555 |
| 201,464        | 17,131      | 184,333 | 2,651 | 69,533                | 4,060 | 5,880  | 110,248             | 0,586 |
| 215,252        | 54,216      | 161,036 | 2,651 | 60,745                | 4,000 | 5,500  | 95,033              | 0,564 |
| 218,377        | 13,498      | 204,879 | 2,651 | 77,284                | 4,200 | 6,060  | 121,139             | 0,567 |
| 202,328        | 18,786      | 183,542 | 2,651 | 69,235                | 4,020 | 5,900  | 109,906             | 0,587 |
| 200,882        | 19,221      | 181,661 | 2,651 | 68,525                | 4,020 | 5,860  | 108,420             | 0,582 |
| 199,947        | 18,122      | 181,825 | 2,651 | 68,587                | 4,000 | 5,900  | 109,359             | 0,594 |
| 202,905        | 19,084      | 183,821 | 2,651 | 69,340                | 4,050 | 5,900  | 110,726             | 0,597 |
| 208,672        | 13,986      | 194,686 | 2,651 | 73,439                | 3,900 | 6,085  | 113,416             | 0,544 |
| 202,814        | 14,271      | 188,543 | 2,651 | 71,121                | 3,900 | 6,030  | 111,375             | 0,566 |
| <b>MEDIA =</b> |             |         |       |                       |       |        |                     | 0,575 |
| <b>S =</b>     |             |         |       |                       |       |        |                     | 0,017 |

Para a obtenção da curva característica, foi empregada a técnica do papel filtro. A escolha dessa técnica se deu pelo fato de ser um ensaio barato, de simples aplicação e que produz bons resultados. O papel utilizado foi o Whatman # 42. A curva de calibração utilizada foi a de CHANDLER et al. (1992), porque permite correlacionar o teor de umidade do papel com valores de sucção menores do que 10 kPa (faixa de interesse).

Foram realizados 5 ensaios válidos para a determinação da curva característica, 3 por secagem e 2 por umedecimento, com densidade relativa de 88% ( $e=0,60$ ), obtido por compactação estática, que podem ser vistos na Figura 5.8. Os ensaios com inicial *W* referem-se a um ciclo de umedecimento, e os com índice *D*, a um ciclo de secagem. Para a modelagem numérica utilizou-se, inicialmente, esta curva característica.



Figura 5.8. Pontos experimentais e Curva característica da Areia de São Francisco ajustada pelo método de VAN GENUCHTEN (1980) - (VG). Parâmetros da curva:  $\theta_r = 1,0$ ;  $\theta_s = 0,363$ ;  $\alpha = 0,16933$ ;  $m=0,747$  e  $n=3,9525$  ( $D_r= 88\%$ ).

A partir dos pontos experimentais, obteve-se uma curva ajustada, utilizando o método de VAN GENUCHTEN (1980), com o uso do programa CURVARET (VAN LIER e NETO, 1991). A equação de VAN GENUCHTEN (1980) utiliza os parâmetros de ajuste ( $\alpha$ ,  $m$ ,  $n$ ) e pontos notáveis da curva ( $\theta_r$ ,  $\theta_s$ ) para determinar a forma da curva característica. A Figura 5.8 mostra a curva ajustada a partir dos pontos experimentais obtidos por secagem e umedecimento. Não foi percebido efeito da histerese na curva característica, talvez devido ao pequeno intervalo de sucções medido.

Nota-se um valor de sucção de entrada de ar em torno de 3 kPa, coerente com o tipo de solo. O valor de sucção de entrada de ar depende do tipo de solo e espera-se que varie entre 0,2 a 1 kPa para areias grossas, 1 a 3,5 kPa para areias médias, 3,5 a 7,5 kPa para areias finas, 7 a 25 kPa para siltes, e valores maiores que 25 kPa em argilas (AUBERTIN et al., 1998).

A curva característica obtida neste trabalho é típica de material arenoso. Esta apresenta um baixo valor de sucção de entrada de ar e uma variação relativamente grande do teor de umidade com o aumento da sucção, para valores de sucção maiores que a sucção de entrada de ar. Esta curva é similar à obtida por TAMI et al. (2004), de uma areia fina, com condutividade hidráulica da ordem de  $10^{-2}$  cm/s, conforme pode ser visto na Figura 5.9.

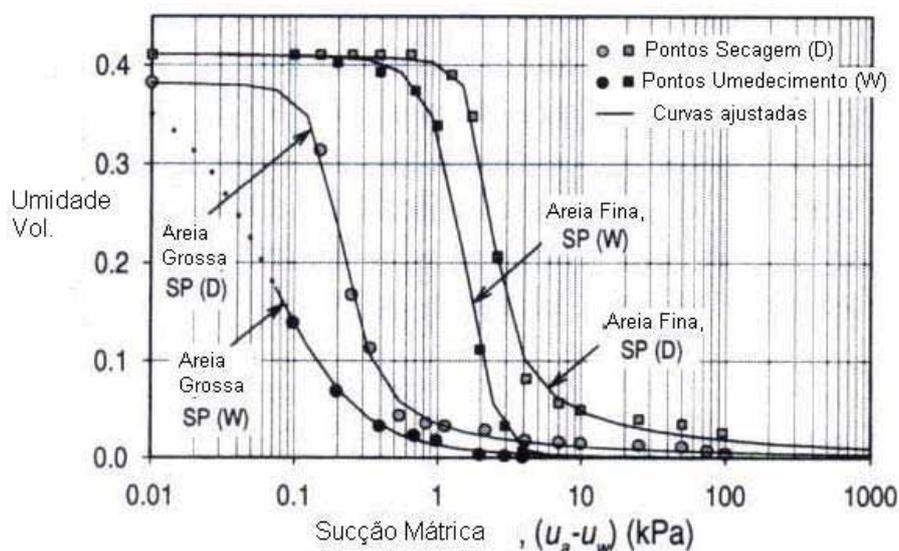


Figura 5.9. Curva característica de uma areia fina e uma areia grossa obtidas por secagem (D) e umedecimento (W) por TAMI et al. (2004).

As amostras utilizadas nos ensaios de papel filtro de umedecimento foram compactadas estaticamente com um baixo teor de umidade, suficiente para criar uma pequena coesão aparente e permitir a moldagem. Após isso, acrescentou-se água

(conta-gotas) nas extremidades do anel, em quantidades pré-estabelecidas, para que a amostra tivesse um determinado teor de umidade. Esperava-se um tempo para a homogeneização da amostra (cerca de 1 hora), estando esta selada do meio ambiente (dentro de um saco plástico), para não perder água por evaporação. Depois da homogeneização, procedia-se a colocação dos papéis em contato com o solo, nas duas extremidades do anel, enrolando a amostra em papel filme que após isto era deixada dentro duas caixas de isopor em uma sala de temperatura controlada, para que ocorresse a equalização de pressões entre o solo e o papel (duas semanas). Nos ensaios de secagem o procedimento de moldagem foi idêntico, com a diferença que os corpos de prova foram homogeneizados com um teor de umidade alto, suficiente para permitir a moldagem, e posteriormente deixados expostos ao ambiente, permitindo a evaporação até que a umidade correspondesse a umidade desejada (controlada pelo peso da amostra).

A curva de condutividade hidráulica x sucção foi obtida a partir da curva característica dada pela Figura 5.8, para uma densidade relativa de 88%. Esta curva, que é apresentada na Figura 5.10, foi obtida usando o método de VAN GENUCHTEN (1980), através de um recurso do programa SEEPW de fácil uso.

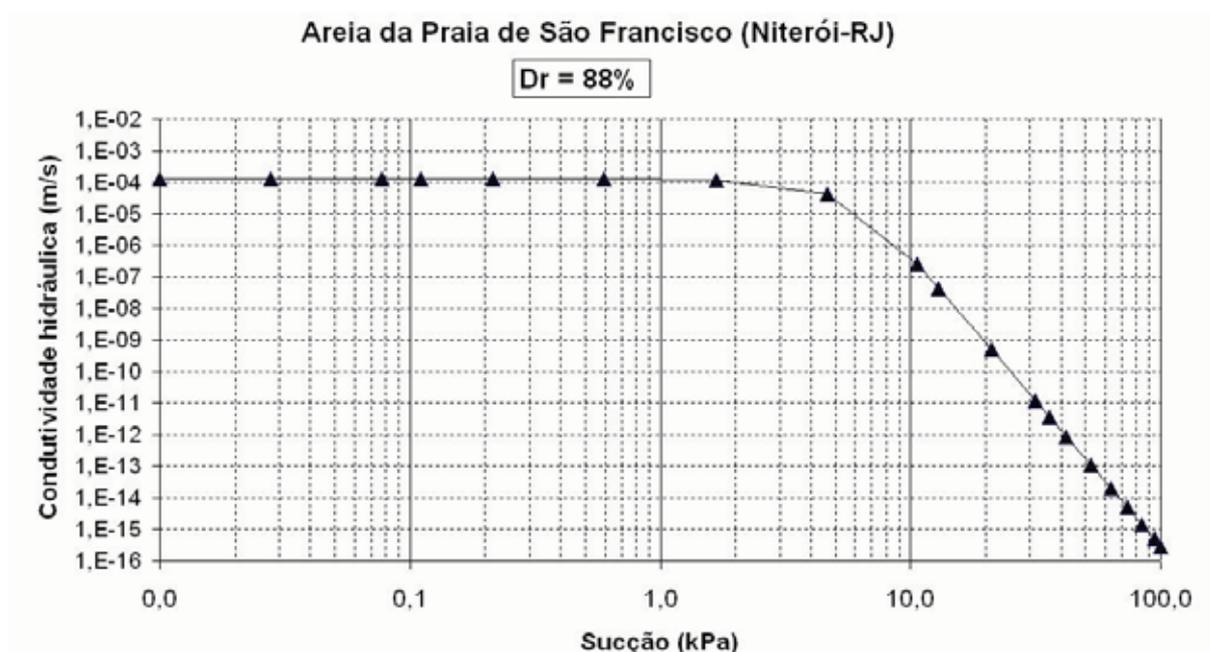


Figura 5.10. Condutividade hidráulica x sucção da areia de São Francisco estimada por VAN GENUCHTEN (1980),  $D_r = 88\%$ .

Os dois primeiros ensaios utilizando o papel filtro foram feitos em uma condição mais fofa que os ensaios posteriores, e a curva característica obtida para esta densidade relativa ilustra o efeito da compactação tem sobre a forma da curva característica, comparada com a curva anterior (Figura 5.11).

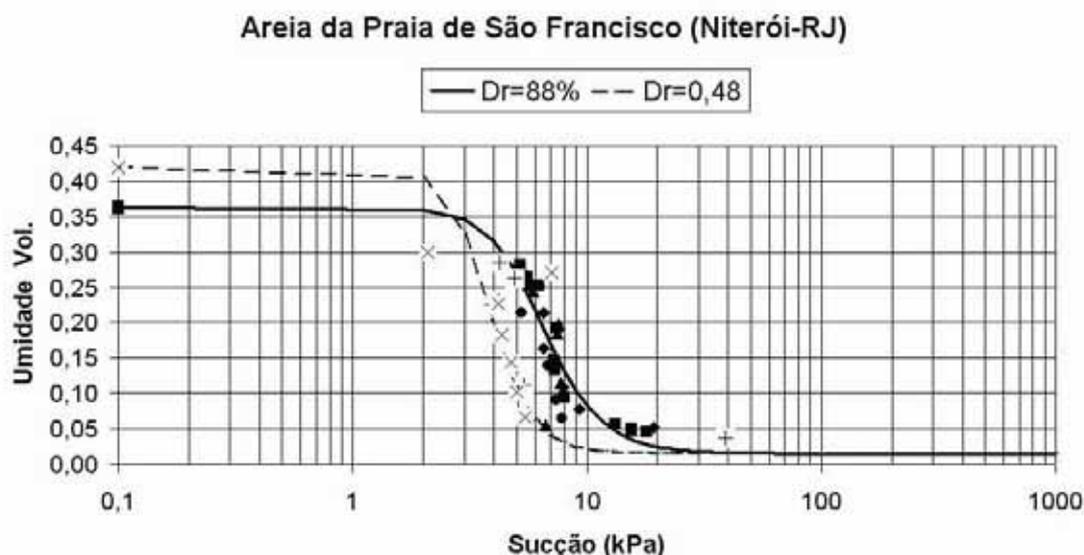


Figura 5.11. Curvas características da Areia de São Francisco com diferentes densidades relativas.

Outro parâmetro importante a ser considerado é a altura de elevação capilar. Para solos granulares, com condutividade hidráulica saturada superior a  $10^{-7}$  m/s, a altura de elevação capilar deve ser inferior a 1 metro (VAUGHAN, 1994).

A fim de verificar a altura da franja capilar, foi montado um pequeno experimento, como aquele mostrado na Figura 5.12. Este constou de um recipiente contendo água sobre o qual estava inserido um tubo, de 60 cm de altura, preenchido por solo. Este tubo é apoiado sobre um cilindro metálico oco (3 mm de altura), contendo vários furos na parte superior. No contato entre o tubo com solo e o cilindro perfurado foi posto um geossintético de modo a impedir a “fuga” de solo pela parte perfurada. A água contida no recipiente penetrou para dentro do cilindro através dos furos na superfície superior, e atingiu o solo, ascendendo por capilaridade. A altura capilar era dada pela diferença de cotas entre a altura de subida da água por ascensão capilar e a da altura do lençol d’água contido no recipiente. Esta altura foi medida visualmente e não se determinou o teor de umidade do solo, somente na superfície de um experimento. O solo no tubo foi colocado por intermédio de pluviação na condição mais compacta.

LAMBE e WHITMAN (1969) mostraram que a altura capilar pode variar no intervalo de dois limites, dependendo da forma com que o solo for umedecido, conforme pode ser visto na Figura 5.12.

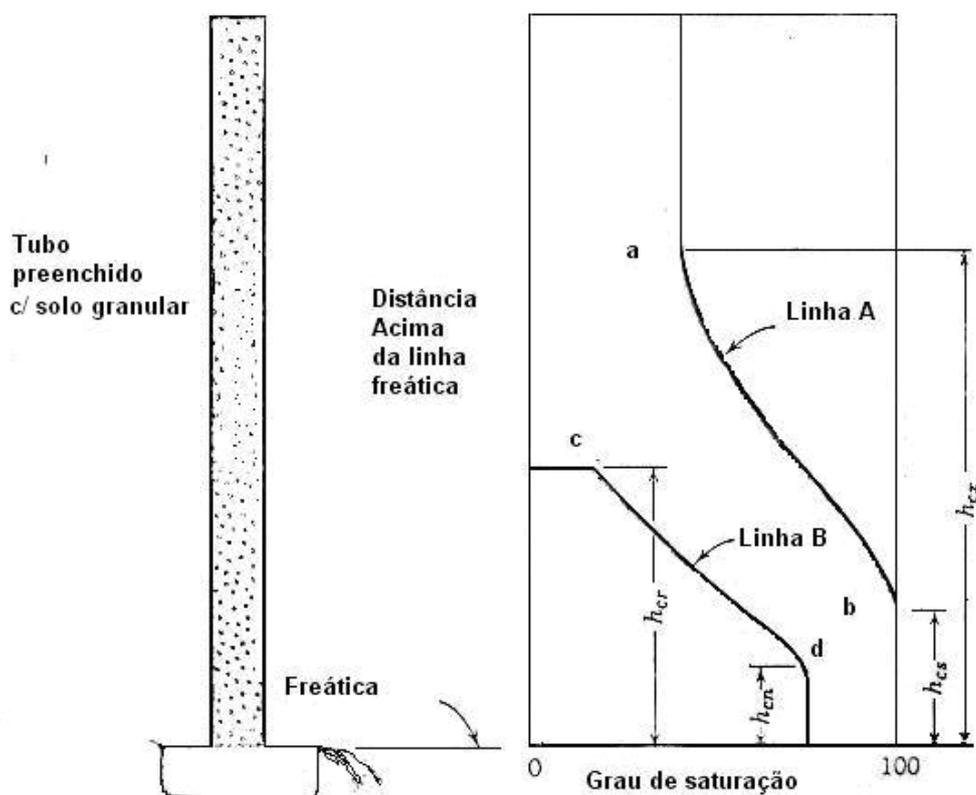


Figura 5.12. Cargas Capilares no solo (LAMBE, 1951).

Se o solo inicialmente seco entrar em contato com um lençol d'água, a água irá subir até o ponto c (linha B), numa altura  $h_{cr}$ , que os autores chamaram de “altura de elevação capilar”. Agora, se o solo estiver inicialmente saturado, e for permitido drenar na sua base, a água ascenderá por capilaridade até o ponto a (linha A), numa altura  $h_{cx}$ , chamada de “máxima carga de capilaridade”. A “altura de ascensão capilar” está entre estes dois limites,  $h_{cx}$  e  $h_{cr}$ .

Foi feito um experimento similar mostrado por LAMBE (1951) e sua representação pode ser vista na Figura 5.13. O solo foi pluviado dentro do tubo com uma densidade relativa de 100% ( $e=0,57$ ). Foram feitos dois ensaios:

1) Ensaio 1: Colocou-se a areia seca no tubo, com o experimento montado. Em seguida preencheu-se o recipiente retangular com água até determinado nível. A água começou a ascender capilarmente pelo solo. Deixou-se o experimento nesta configuração por um determinado período de tempo (3 dias) em que não se verificou

mais variações na altura capilar com o tempo. Este ensaio corresponde a Linha B, conforme a Figura 5.12 e a altura capilar final ( $h_{cr}$ ) foi de 19,5 cm.

2) Ensaio 2: Após o experimento 1, saturou-se toda amostra. Primeiramente aplicou-se uma carga de pressão constante na parte superior do tubo (protegendo com um geossintético para que não houvesse erosão da areia na parte superior). Porém, percebeu-se que a infiltração da água não era uniforme, havendo caminhos preferenciais de fluxo, enquanto que outras regiões da areia permaneciam secas. Optou-se então por submergir todo o experimento em água de modo a obter a saturação total da coluna de solo (deixou-se por volta de uma semana, para obter a completa saturação). Após isto, retirou-se o cilindro da água e deixou-se que houvesse a drenagem da água (no recipiente retangular havia uma torneira que permitia a drenagem da água). Deixou-se o experimento durante mais duas semanas e mediu-se a altura capilar, que foi de aproximadamente 39 cm ( $h_{cx}$ ).

A determinação desta altura foi visual, e pode conter erros na sua determinação, que são menores no caso do ensaio 1, onde a diferença entre a região mais úmida e a seca é bem visível. Este pequeno experimento serviu para se ter uma estimativa da altura de ascensão capilar que deve estar entre 19,5 e 39 cm.

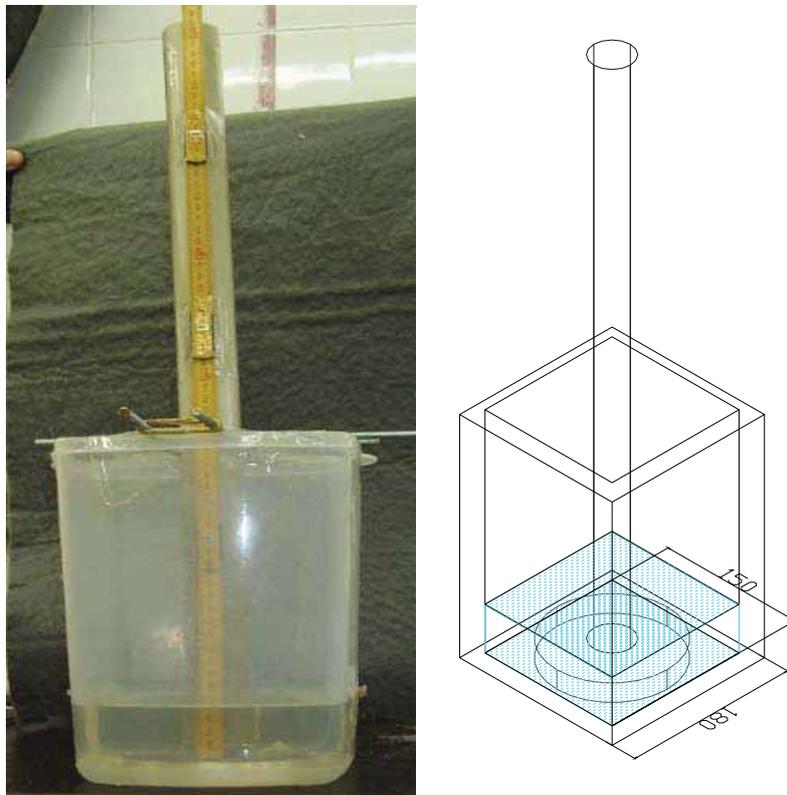


Figura 5.13. Coluna de 60 cm de altura usada na estimativa da altura capilar ( $D_r=100\%$ ).

TOZATTO (2005) obteve um perfil de umidade da areia de São Francisco ( $D_r = 100\%$ ), contida dentro de um tanque, com 30 cm de espessura e um lençol freático localizado na parte inferior do tanque. Este perfil de umidade foi obtido após a saturação da areia, permitindo a drenagem e a secagem por um determinado tempo (Figura 5.14). Percebe-se que para uma altura de cerca de 10 cm acima do lençol, o teor de umidade não varia, região esta que deve estar associada a sucção de entrada de ar do material. Assim, para a areia de São Francisco,  $h_{cs}$  deve ser igual a 10 cm.

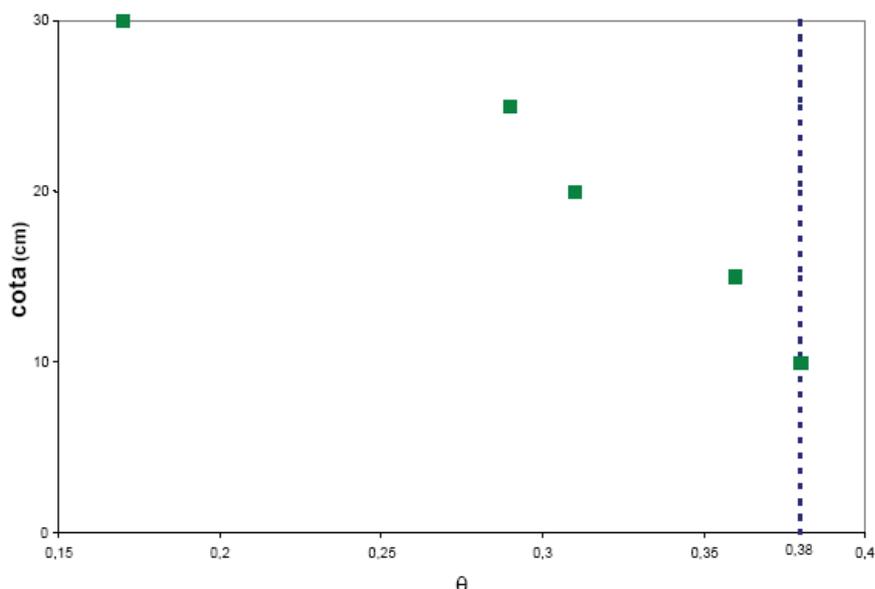


Figura 5.14. Perfil de umidade volumétrica obtida para a Areia de São Francisco em uma coluna de solo de 30 cm de altura, com lençol na cota 0,0,  $D_r = 100\%$  (TOZATTO, 2005).

### 5.1.3 Instrumentação

#### a) Medidores de poro-pressão

Para a medição das poro-pressões, foram utilizados transdutores da marca Sensym, modelo 186PC05DT. Este tipo de transdutor mede pressão diferencial em um intervalo de pressões de -5 PSI (-34 kPa) a 5 PSI (34kPa). A Figura 5.15 mostra detalhes deste transdutor. A acurácia do transdutor é de 0,25% sobre o fundo de escala, ou seja, 0,08 kPa. A escolha deste transdutor se deveu ao fato de medir tanto pressões positivas quanto negativas (o que possibilitou o uso em tensiômetros, adaptando um reservatório e uma pedra porosa), sua elevada acurácia para medir baixas pressões e baixo custo. Como desvantagem, cita-se a fragilidade do corpo de

transdutor quando em contato com a água, e/ou isolado por outros materiais (silicone, quilosa), que impossibilitou o seu uso enterrado ao solo.



Figura 5.15. Detalhe do transdutor de Sensym.

A curva de calibração do transdutor é uma equação linear que relaciona voltagem com poro-pressão, através das constantes obtidas (coeficientes linear e angular). O sistema de aquisição de dados lê um valor de voltagem que corresponde a um valor de poro-pressão. As curvas de calibração obtidas para cada transdutor são apresentadas no Anexo A. A equação da curva é dada:

$$V_o = a.u + b \quad (5-1)$$

onde:

*a*: Coeficiente angular (V/kPa);

*b*: Coeficiente linear (V);

*u*: Poro-pressão;

*V<sub>o</sub>*: Voltagem.

## **b) Tensiômetros**

Para a medição das sucções no perfil de solo, foi necessária a montagem de um tensiômetro. Este é composto de uma cápsula acrílica, uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar e um transdutor de pressão (MAHLER e GONÇALVEZ 2004). O tubo em acrílico é preenchido com água de-aerada e serve como ligação entre o sistema de medição (transdutor elétrico de pressão) e a pedra porosa

(interface com o solo). O acrílico facilitou a visualização e eliminação de possíveis bolhas de ar, além de ser liso, o que inibe a aderência de bolhas de ar na superfície do tubo. A água foi de-aerada com auxílio de uma bomba de vácuo. Esta água foi inserida no tubo por intermédio de uma seringa (Figura 5.16). Uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento de ar (5 bar), com condutividade hidráulica da ordem de  $10^{-9}$  m/s, foi colada em um cabeçote de acetil (com cola de araldite), rosqueado na parte superior do tubo. Detalhes das dimensões do novo instrumento são apresentados Figura 5.17.

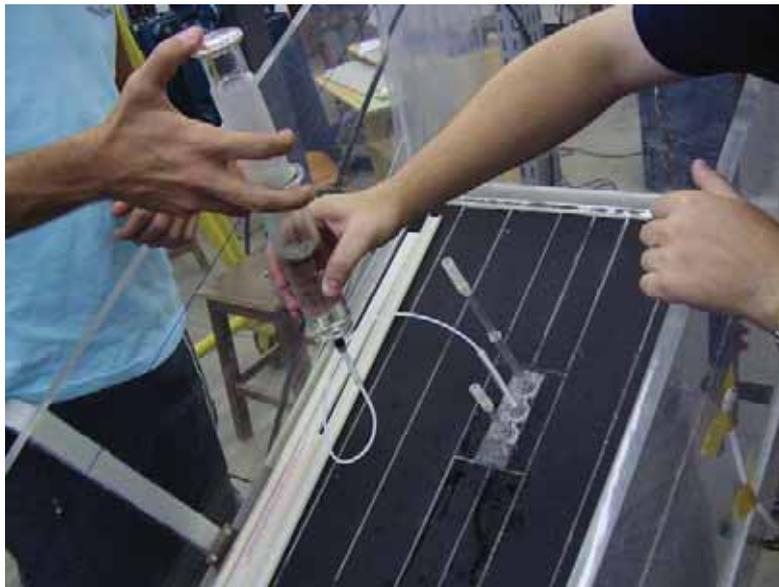


Figura 5.16. Saturação do reservatório do tensiômetro com uma seringa preenchida com água de-aerada.

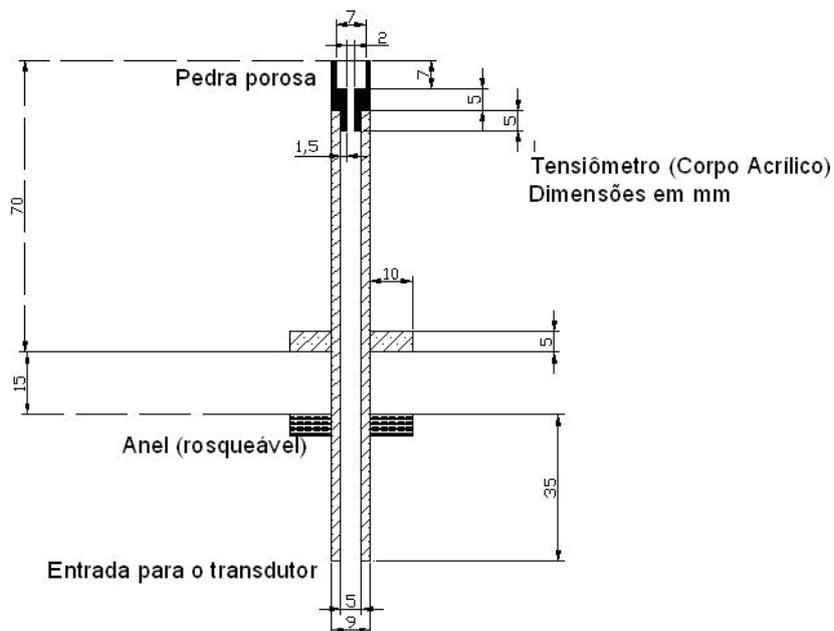


Figura 5.17. Dimensões do Tensiômetro (mm)

A saturação das pedras porosas seguiu os mesmos passos feitos por Bezerra (1996). As células foram postas dentro de uma câmara triaxial e foi aplicado um vácuo seco por 16 horas, seguido de um vácuo com água (preenchendo até metade da célula) de duas horas.

STANNARD (1992) ressaltou que os tensiômetros podem ser suscetíveis aos efeitos de transientes da temperatura, ou seja, expansão térmica ou contração da água dentro do reservatório, devido à variação de temperatura e este fenômeno influencia no valor de sucção medido. Para superar este problema, procurou-se realizar o ensaio a uma temperatura controlada. Durante os ensaios por umedecimento a variação da temperatura não passou de 0,3 °C (acredita-se que os instrumentos não foram afetados pela temperatura).

Possíveis vazamentos foram testados nos tensiômetros, pois poderiam acarretar a entrada de ar e formação de bolhas que prejudicariam as leituras. Se a água do reservatório contiver bolhas de ar ou bolhas dissolvidas na água, estas bolhas expandem-se com o aumento da pressão, e podem acabar com a continuidade do sistema de medição, fazendo com que as leituras do tensiômetro caiam a zero, ou seja, pressão atmosférica (MARINHO e CHANDLER, 1995). No contato transdutor tubo acrílico (aderido com cola de silicone) não foi observado vazamento do conjunto quando sob pressão. Conforme frisado anteriormente, a parte superior do transdutor possui um cabeçote que contém a pedra porosa e uma rosca de ligação com o tubo do reservatório. Inicialmente a rosca foi vedada com uma fita de teflon. Porém ao se aplicar uma pressão (até 90 kPa), notou-se que o teflon não vedava e sempre ocorria vazamento. A solução foi usar um anel de borracha (“o-ring”) na rosca, no contato cabeçote-tubo acrílico, que solucionou o problema.

As pedras porosas utilizadas foram pedras com alto valor de borbulhamento de ar, 5 bar (500 kPa), e foram coladas ao cabeçote de acetal. As pedras foram testadas, aplicando uma pressão de ar, menor que a pressão de borbulhamento da pedra, em torno de 90 kPa, dentro do tubo do reservatório, na entrada do transdutor, estando a pedra submersa em um reservatório de água. Se surgissem bolhas na pedra, significava dizer que o ar estaria passando pela pedra e esta deveria ser descartada. Houve a necessidade de substituição de duas pedras. Foi testado, também, se não havia vazamento pela cola de araldite, usado na colagem da pedra porosa ao cabeçote. Em alguns casos houve vazamento, sendo necessária a retirada da pedra e a repetição do processo de colagem.

No cabeçote de acetal havia um pequeno reservatório interno que fazia a ligação entre a pedra porosa e o reservatório do tubo de acrílico. Esta região

necessitou ser bem saturada para que nenhuma bolha de ar se instalasse ali dentro. A saturação foi feita com o uso de uma seringa com agulha de ponta fina.

Uma vez superados todos os problemas acima descritos, os tensiômetros puderam ser testados e apresentaram leituras satisfatórias. Inicialmente deixou-se os tensiômetros ao ar (sugestão feita por MARINHO, 1994) até uma pressão de 30 kPa, verificando-se se os instrumentos mediam este intervalo de leitura e se não apareciam bolhas de ar no reservatório.

Antes de atingir o limite de leitura do transdutor, valor este em torno de 34 kPa, as pedras eram saturadas novamente (um pequeno pedaço de mangueira de silicone era posto no cabeçote de acetal, contendo água no seu interior) até atingir o valor esperado. Este processo serviu para verificar se os tensiômetros estavam respondendo e se não havia formação de bolhas de ar, antes da colocação do solo. Quando não se observavam bolhas de ar, considerava-se o tensiômetro pronto para uso.

Cada tensiômetro seguiu a respectiva calibração do transdutor acoplado, ou seja, o mesmo coeficiente angular, mas com um diferente coeficiente linear, devido à presença da coluna d'água do tubo de ligação. Neste caso houve a necessidade de correção da leitura zero, acrescentando a altura de coluna d'água. Os valores corrigidos são apresentados no anexo A.

### **c) Sistema de simulação de chuva**

O sistema de simulação de chuva constou de uma unidade hidráulica de alta pressão composta por uma moto-bomba com motor de 2,9 CV (220v), um conjunto de filtros de nylon, um painel elétrico, conjunto de conexões para o sistema hidráulico, tanque de 60 litros para a reciclagem de água, bóia d'água, válvulas de controle de pressão, um manômetro, sensor de nível d'água, tubo de nylon de alta pressão (3/8" de diâmetro), conectores de metal para bico aspersor e bico aspersor tipo leque (0,45 l/hora). Detalhes do equipamento podem ser visto na Figura 5.18.

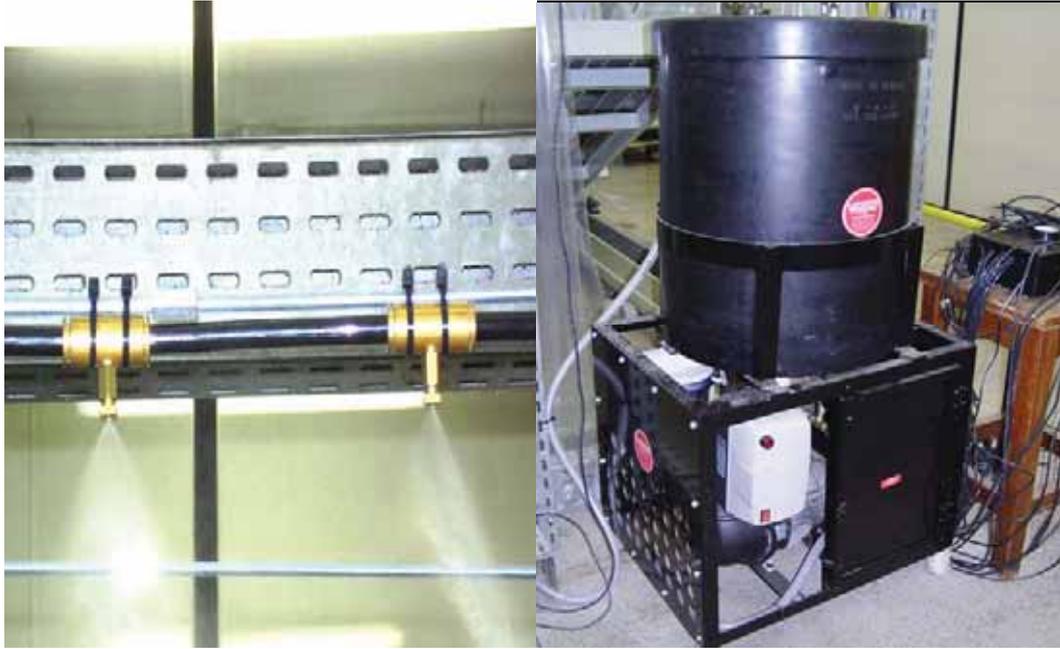


Figura 5.18. Detalhes do sistema de pressão (bomba, reservatório, tubulações e detalhes do bico aspersor).

A água de alimentação é bombeada para dentro de um reservatório, e logo depois de filtrada, é injetada sob pressão para uma linha de bicos aspersores (diâmetro do furo da ordem de 0.4mm) que produziam uma neblina.

A variação da intensidade de chuva foi possível regulando uma válvula de controle de pressão presente no sistema de borrifamento artificial (quanto maior a pressão, maior a intensidade de chuva). Outro fator que influencia na intensidade é o bico aspersor individual. A especificação do fabricante mostra que cada bico produz uma determinada vazão dada em l/h. Foram adquiridos 18 bicos (no sistema de chuva utilizou-se 8 bicos), cujas vazões foram medidas individualmente, deixando o sistema de borrifamento ligado e os bicos aspersores direcionados a uma proveta graduada por um determinado intervalo de tempo (10min). As diferenças de vazões nos entre os bicos chegaram a 100%. A solução foi selecionar 8 bicos de vazão mais próxima possível, de modo a conseguir uma melhor uniformidade. Até o ensaio 9 (que serão descritos no próximo capítulo), obteve-se, para a pressão mínima da válvula reguladora de pressão, um valor de intensidade de chuva média de 9mm/h, e para uma pressão máxima, uma intensidade média de 11mm/h. A partir do ensaio 10, as intensidades mínima de máxima mudaram (11 e 14mm/h, respectivamente), porque houve a necessidade de troca de três bicos aspersores por outros de maior vazão, devido a problemas de entupimento de alguns bicos. Este entupimento decorre das

impurezas presentes na água de abastecimento, que afetam o ângulo do jato de aspersão.

A localização dos bicos aspersores pode ser vista na Figura 5.19. A configuração mostrada foi feita de modo a se obter uma relativa uniformidade. Inicialmente partiu-se para uma linha com 8 micro-aspersores, mas com esta configuração observou-se que uma precipitação maior ocorria no centro em detrimento das laterais da caixa. Partiu-se para uma segunda configuração, ou seja, duas linhas laterais, igualmente espaçadas, com espaçamento de 45 cm entre elas, com as quais se obteve uma relativa uniformidade.

### Vista superior (planta)

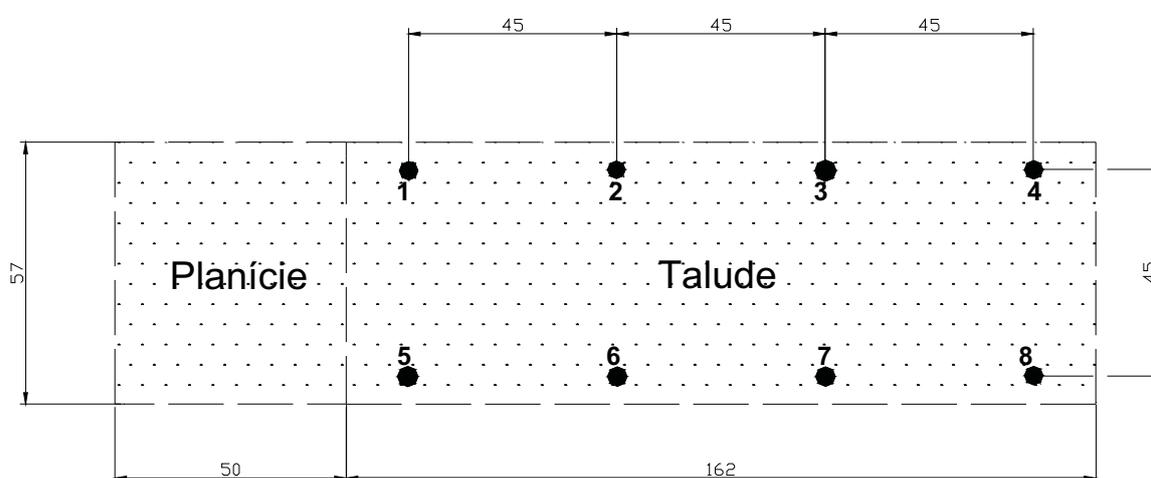


Figura 5.19. Disposição dos bicos aspersores (em planta) sobre a caixa experimental (dimensões em cm).

Para testar a uniformidade das precipitações foram utilizados copos, como pluviômetros simples, procedendo-se a uma precipitação por um tempo de 30 min. Media-se a vazão nos copos e com isso calculava-se a precipitação em cada ponto. O esquema desta calibração de chuva pode ser vista na Figura 5.20. Utilizou-se um total de 21 pluviômetros (três linhas de 7 copos). A uniformidade foi medida através do coeficiente de Christiansen (BERNARDO et al., 2005):

$$CUC = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^N |L_i - L_m|}{NL_m} \right) 100 \quad (5-2)$$

onde:

$CUC$  - Coeficiente de uniformidade, %;

$N$  – Número de Coletores;

$L_i$  – Lâmina coletada no ponto “ $i$ ”, mm;

$L_m$  – Lâmina média de todas as observações.



Figura 5.20. “Pluviômetros” para a medição da uniformidade da chuva aplicada.

Os valores de CUC variaram de 62 a 72% (Tabela 5.4). No sistema de chuva há uma válvula reguladora de pressão, que permite variar a intensidade aplicada (quanto maior a pressão, maior a intensidade de chuva). A intensidade de chuva final é um valor médio de todos os pluviômetros. O sistema de aspersão simulou intensidades de chuva mínimo de 9 mm/h e máximo de 14mm/h. Uma vez conseguida a uniformidade com um conjunto de bicos não se mexeu mais. De acordo com o fabricante, os bicos possuem uma vazão de saída em torno de 3,5 l/hora. Porém, foi medida a vazão de cada bico individualmente (total de 20 bicos) e estes apresentam algumas diferenças consideráveis, variando de 2,4 a 6 l/hora.

Tabela 5.4 - Valores de uniformidade e intensidade de chuva na superfície da caixa.

| Ensaio | I. média de chuva<br>(mm/h) | C.U.C. (%) |
|--------|-----------------------------|------------|
| 1      | 10,77                       | 64,5       |
| 2      | 12,42                       | 62,3       |
| 3      | 10,56                       | 72,3       |
| 4      | 11,88                       | 72,1       |
| 5      | 13,46                       | 65,5       |
| 6      | 13,56                       | 71,8       |
| 7      | 12,52                       | 62,3       |
| 8      | 9                           | 70,9       |

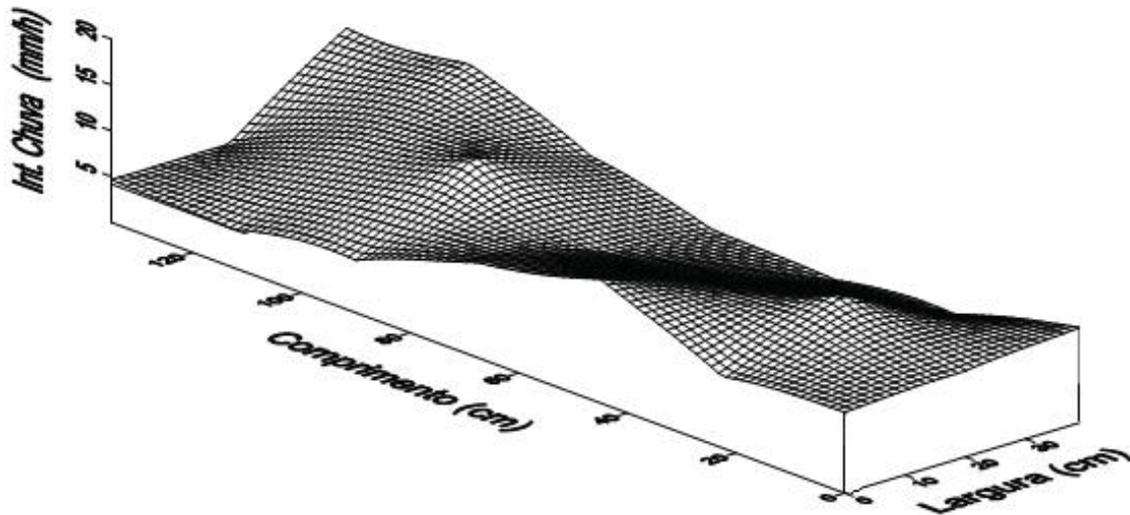


Figura 5.21. Valores de precipitação medidos pelos pluviômetros (eixo z), para o ensaio 8 (intensidade de chuva média - média de cada ponto - 9 mm/h).

Percebe-se, pela Figura 5.21, que a chuva não é totalmente uniforme por toda a superfície, mas que há um grau de uniformidade, que é dado pelo C.U.C. Para fins de análise, considerou-se a intensidade de chuva constante igual à média dos valores de precipitação dos pluviômetros.

#### d) Medidor de temperatura

A variação da temperatura do solo poderia influenciar a água do reservatório do tensiômetro, que poderia expandir ou contrair, e daí influenciar nas sucções medidas. Para verificar isto, procurou-se trabalhar, durante os ensaios, com temperatura controlada (ar condicionado ligado). Para saber o quanto a temperatura variava com

os ensaios, utilizou-se um medidor de temperatura, modelo T24 da Wika, acoplado uma sonda de medição, ou termopar (PT100), que é enterrado no solo. A faixa de leitura é de 0° a 100°C, com uma acurácia de 0,5%. Detalhe do equipamento pode ser visto na Figura 5.22.

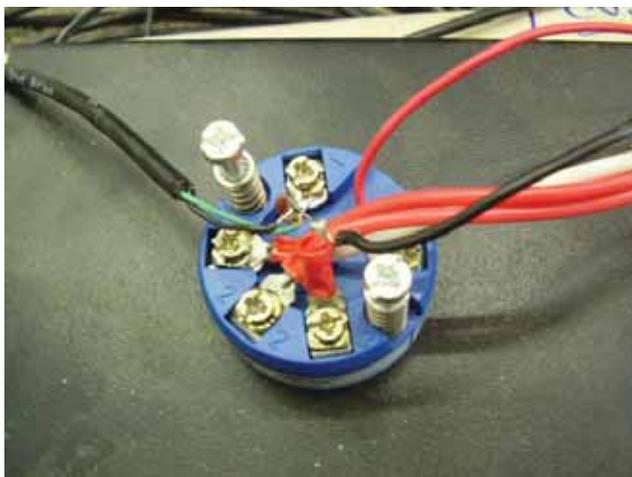


Figura 5.22. Medidor de Temperatura T24 da Wika.

#### **d) Sistema de aquisição de dados**

O sistema de aquisição de dados contou com um microprocessador Pentium 3, 750 MHz, 128 Mb de memória RAM e disco rígido de 20 Gb, no qual estava acoplado uma placa de aquisição de dados (marca ComputerBoard), para a leitura de 16 canais (9 tensiômetros, 4 transdutores de poro-pressão, dois TDR e um medidor de temperatura). Tanto a placa de aquisição quanto o microcomputador foram os mesmos utilizados por AVELAR (2003).

O programa de aquisição de dados foi desenvolvido pelo Engenheiro Ricardo Gil e permite a leitura de até 16 canais. O programa gera um arquivo de dados com os valores de poro-pressão, sucção, umidade e temperatura do solo (a partir de uma constante e valor de leitura zero obtido da curva de calibração do equipamento), e dá uma saída gráfica destas variáveis com o tempo, como pode ser visto na Figura 5.23.

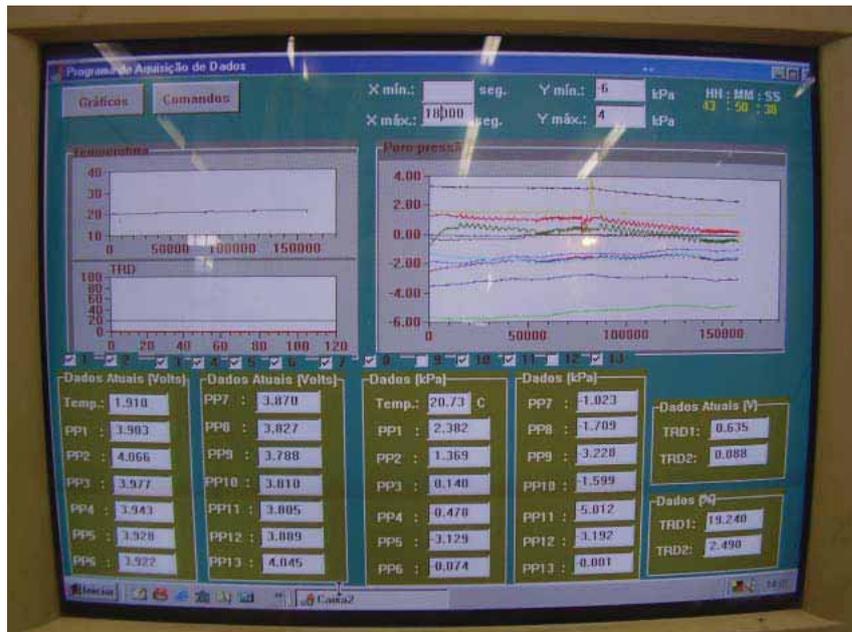


Figura 5.23. Detalhes do sistema de aquisição de dados (desenvolvido no Laboratório de Geotecnia, COPPE/UFRJ).

### e) Medidor de umidade (TDR)

Para a medição da umidade do solo foram utilizados TDR<sub>s</sub> (Time Domain Reflectometry), modelo ThetaProbe ML1 (Delta-T Devices, 2000). Estes instrumentos são robustos, confeccionados em PVC (corpo) e aço inox (hastes), de boa acurácia (2% de  $\theta_v$ ) e permitem leituras contínuas de umidade (0-100%) através de um sistema de aquisição de dados. Detalhes do funcionamento deste equipamento já foram apresentados no item 2.5.3 (pág. 38). As curvas de calibração para cada instrumento são apresentadas no anexo B. A Figura 5.24 mostra detalhes do instrumento.



Figura 5.24. TDR usado, modelo ThetaProbe ML1.

## **6 RESULTADOS E ANÁLISES**

### **6.1 Considerações Iniciais**

Neste capítulo serão apresentados inicialmente os resultados obtidos experimentalmente e posteriormente comparados com uma simulação numérica. Na parte experimental, mostram-se os dados de poro-pressão no fundo da caixa, sucção nos perfis verticais (seções 1, 2 e 3), vazão no dreno a jusante do talude e umidade volumétrica. Posteriormente, na análise numérica, na simulação do fluxo, são apresentados os resultados de poro-pressão, sucção, umidade e a elevação do lençol quando o talude atinge ou não um regime de fluxo estacionário. Na parte de estabilidade, os perfis de poro-pressão obtidos através da simulação do fluxo servem para alimentar o programa de estabilidade, sendo possível calcular a variação do fator de segurança para diversos tempos, considerando algumas variáveis, como a intensidade e duração da chuva, a condição inicial de umidade e a condição de contorno a jusante do talude (condições de drenagem).

### **6.2 Ensaio na Caixa Experimental**

Foram realizados 12 ensaios de simulação de chuva artificial na caixa experimental. A intensidade de chuva aplicada na superfície foi inferior à condutividade hidráulica saturada do material (cerca de 34 vezes menor). Com isso, para todos os casos, a chuva que incidiu sobre a superfície do solo se infiltrou para dentro do talude, não havendo escoamento superficial ("run-off"). A diferença de cada ensaio foi a variação de alguns parâmetros, que podem ser vistos na Tabela 6.1. O sistema de aquisição de dados permaneceu ligado durante o intervalo entre os ensaios de umedecimento (secagem), medindo os valores de sucção, temperatura e umidade.

A pluviação do solo na caixa foi feita uma vez e todos os ensaios seguiram uma ordem cronológica a partir do primeiro ensaio sem modificação da estrutura.

Tabela 6.1 - Ensaios realizados na caixa experimental.

| Ensaio nº | Drenagem | Inclinação | I. chuva (mm/h) | Duração da chuva | Condição inicial |
|-----------|----------|------------|-----------------|------------------|------------------|
| 1         | Sim      | 25°        | 10              | 6:30h            | Seca             |
| 2         | Sim      | 25°        | 10              | 6:30h            | 9 dias s/ chuva  |
| 3         | Sim      | 25°        | 9               | 9:30 h           | 1 sem.s/ chuva   |
| 4         | Sim      | 25°        | 9               | 8:30h            | 1 sem.s/ chuva   |
| 5         | Sim      | 25°        | 11              | 5:40h            | 1 sem.s/ chuva   |
| 6         | Sim      | 25°        | 11              | 5:40h            | 2 dias s/ chuva  |
| 7         | Sim      | 25°        | 9-11            | 2:40h            | 2 dias s/ chuva  |
| 8         | Sim      | 25°        | 9-11            | 4:30h            | 2 dias s/ chuva  |
| 9         | Sim      | 25°        | 11-14           | 6:20h            | 1 sem. s/ chuva  |
| 10        | Não      | 25°        | 11              | 2:00h            | 2 dias s/ chuva  |
| 11        | Não      | 38,5°      | 11              | 1:30h            | -                |
| 12        | Não      | 42,3°      | 11              | 1:00h            | -                |

Para cada ensaio, mediu-se a vazão do dreno até que este atingisse o regime de fluxo estacionário (vazão constante). A vazão medida ( $m^3/h$ ) dividida pela área da superfície molhada ( $1,3224 m^2$ ) se iguala à intensidade de chuva, quando se atinge o regime de fluxo estacionário. Dados de vazão são apresentados (ensaios 3-6) na Figura 6.1.

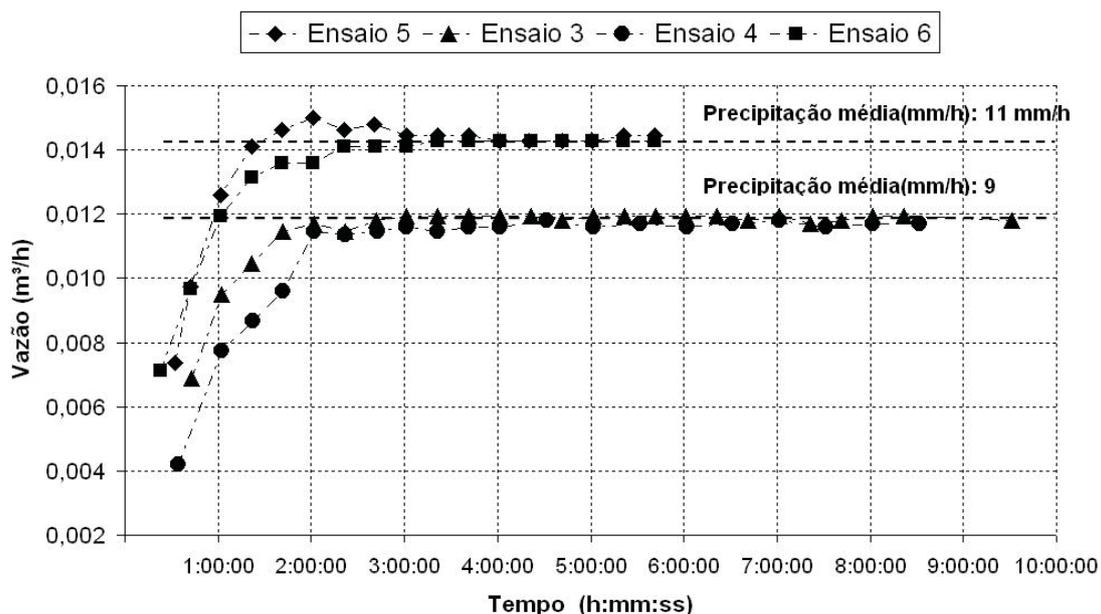


Figura 6.1. Vazões medidas no dreno a jusante do talude em  $m^3/h$  (tempo de estabilização: 3horas)

A seguir serão apresentados os resultados experimentais obtidos para cada ensaio individualmente.

### **6.2.1 Ensaio 1 - Perfil Seco**

Este ensaio foi realizado após colocação da areia seca por pluviação. As medições iniciais dos tensiômetros não foram consideradas válidas como condição inicial. Após a pedra porosa de cada tensiômetro ter sido coberta pela areia de São Francisco, procedia-se um umedecimento da região ao redor da pedra porosa, criando um valor de sucção inicial, que não correspondia ao valor de sucção real do talude, que estava seco (na umidade higroscópica).

Antes da realização deste primeiro ensaio, a areia tinha sido pluvizada sobre os tensiômetros sem que fosse feito um umedecimento ao redor das pedras porosas. Como resultado, alguns instrumentos mediram sucções de até 50 kPa (foi o limite medido pelos transdutores, sem a visualização de bolhas de ar no reservatório, cujo intervalo de leituras é de até 34 kPa) e outros apresentaram bolhas de ar, que podem ter se formado no processo de saturação do reservatório, e as leituras de sucção caíram a zero. Neste caso, com a areia seca, há um fluxo contínuo da água do reservatório do tensiômetro para o solo (não havendo equilíbrio, pois a areia tenderia a “puxar” água do reservatório do tensiômetro até que ocorresse a cavitação ou as leituras excedessem a faixa de leitura dos transdutores). Antes que ocorresse a cavitação (leituras de 90 kPa), os valores de sucção excederam a faixa de leitura do transdutor (34 kPa), não sendo mais válidas. Se fosse usado um tensiômetro convencional para medidas de sucções de até 90 kPa, as leituras do tensiômetro chegariam até este valor, quando haveria a cavitação da água do reservatório. As bolhas de ar, ou ar dissolvido presente na água do reservatório, seja pela cavitação ou pela saturação incorreta do reservatório, tendem a aumentar de volume quando sobre pressão, interrompendo a continuidade de leitura do tubo, fazendo com que as leituras caiam a zero (MARINHO e CHANDLER, 1995).

Devido às razões acima expostas, para o ensaio 1, resolveu-se umedecer a região em torno das pedras porosas, que mediriam um valor de sucção que não corresponderia à sucção por todo o talude. Estes valores de sucção foram, portanto, “criados”, para impedir o mau funcionamento dos tensiômetros, antes do início do primeiro ensaio. Durante este ensaio não haviam sido instalados os medidores de umidade nem o medidor de temperatura. O tensiômetro da seção 6 (localizado na

seção 2) apresentou problema e não respondeu e as leituras do tensiômetro 4 estavam com muito ruído. A duração total do ensaio foi de 6:30 minutos. A Figura 6.2 mostra a variação das sucções com o tempo.

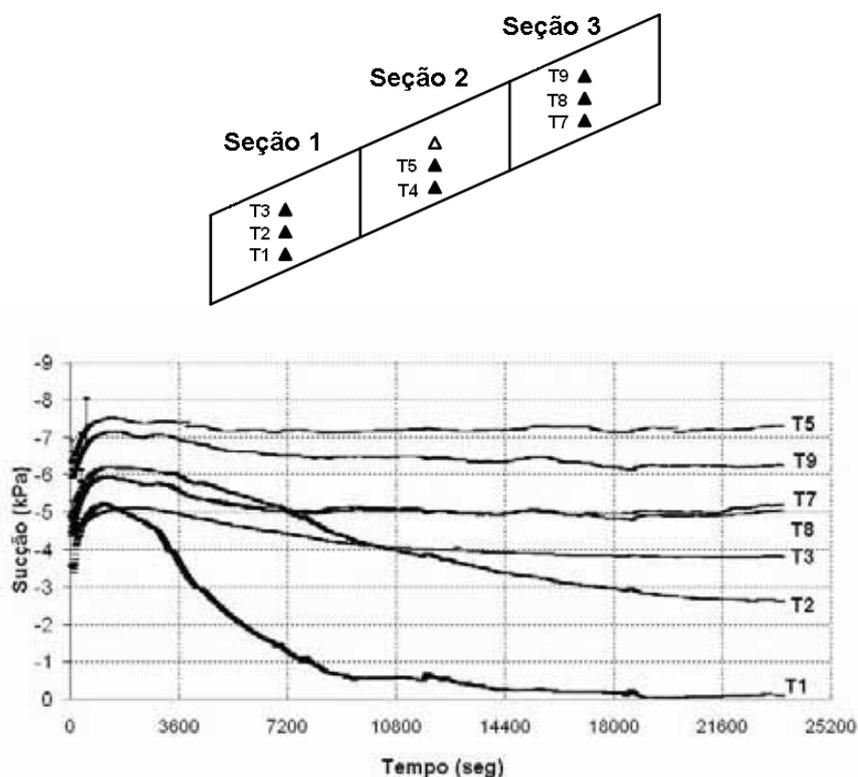


Figura 6.2. Sucções medidas com tempo para o ensaio 1 ( $i = 10 \text{ mm/h}$ ).

Com exceção dos tensiômetros situados no pé (T1, T2 e T3), valor final de sucção no regime de fluxo estacionário, não foi menor do que o valor inicial. No caso da seção 1, a redução é provavelmente devida à água de origem capilar, oriunda do lençol situado no pé. Durante este ensaio, houve também um problema com a bomba do sistema de borrifamento artificial que necessitou ser substituída. Neste intervalo, utilizou-se uma outra bomba de reserva, cedida pela empresa que comercializa o sistema de borrifamento artificial, enquanto a bomba substituta não estivesse disponível. A bomba reserva modificou os valores de intensidade de chuva, ainda que com a mesma pressão de serviço. Quando a bomba substituta foi instalada, a partir do ensaio 3, trabalhou-se com uma intensidade de chuva controlada.

## 6.2.2 Ensaio 2 - Ajuste do Modelo

Este ensaio foi realizado sem um controle da intensidade de chuva inicial (uso da bomba reserva ainda) e com uma condição inicial diferente do ensaio 1. O comportamento foi similar ao ensaio 1, no que se refere a evolução da sucção e das poro-pressões com o tempo. A intensidade de chuva foi a mesma do ensaio 1. Com a chegada da bomba nova, que foi usada a partir do ensaio 3, resolveu-se controlar todas as variáveis, sendo feitas comparações posteriores entre os resultados experimentais e a simulação numérica.

## 6.2.3 Ensaio 3 - Condições Controladas

Este ensaio partiu de uma condição inicial mais seca (1 semana sem chuva) e a intensidade de chuva aplicada na superfície de 9 mm/h. A drenagem no pé da caixa permaneceu aberta e o ensaio foi encerrado quando as leituras nos tensiômetros e a vazão no dreno não se modificavam mais significativamente com o tempo (condição de fluxo estacionário), que ocorreu em um tempo de 6:30h. A Figura 6.3 mostra a variação da sucção medida para cada seção, nos pontos correspondentes aos tensiômetros, e a Figura 6.5, a variação das poro-pressões dada pelos transdutores posicionados no fundo da caixa. Somente os transdutores *P0* e *P1* acusaram pressões positivas. A duração total do ensaio foi de 9:30h.

Durante este ensaio houve problemas com o medidor de temperatura e questiona-se a validade das medições. Posteriormente verificou-se, nos ensaios seguintes, que a temperatura pouco variava durante o umedecimento (no máximo 0,3 °C), e acredita-se que a influência da temperatura nos valores de sucção possa ser desconsiderada.

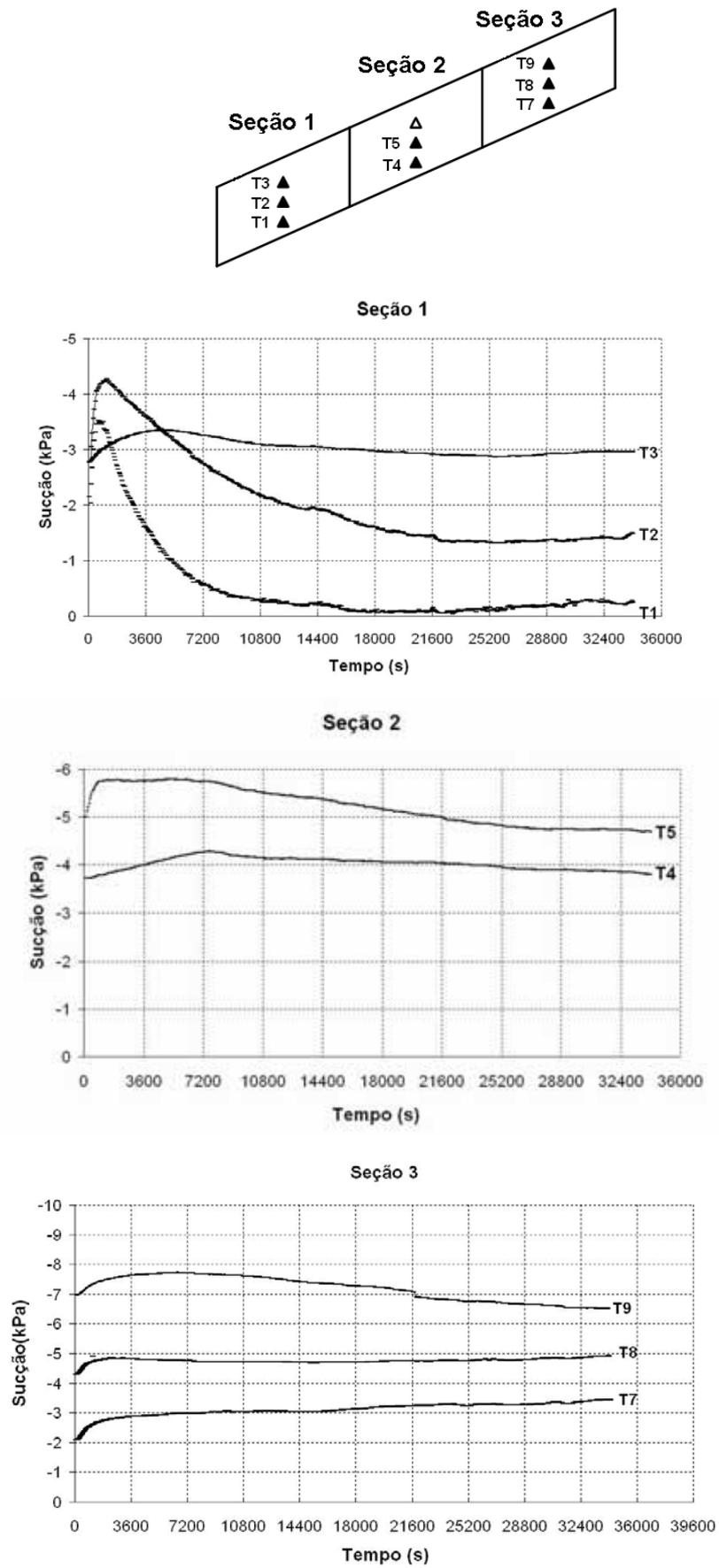


Figura 6.3. Variação da sucção com o tempo, ensaio 3: Seção 1, Seção 2 e Seção 3.

Nota-se um aumento no valor da sucção imediatamente após o início da chuva. Uma hipótese que talvez possa explicar este comportamento é o aumento da pressão de ar no solo com o início da infiltração. WANG & FEYEN (1995) mostraram, através de um experimento em uma coluna de solo sujeita a uma carga de pressão na superfície (em condições confinadas), que a pressão de ar aumenta no início da infiltração e após algum tempo cai para um valor constante (quando a taxa de infiltração é igual à taxa de saída do ar). Neste caso haveria a formação de uma frente de umedecimento e a taxa de infiltração decresceria com o aumento da pressão além da frente de umedecimento.

WANG & FEYEN (1995) mediram um aumento no valor da pressão de ar além da frente de umedecimento até alcançar um valor máximo, quando as bolhas de ar subitamente surgem na superfície do solo, fazendo com que a pressão do ar em todas as profundidades do solo decresça. No experimento proposto por esta tese, não há a formação de uma carga de pressão na superfície ( $i < K_{sat}$ ), mas acredita-se que a infiltração da água gere um aumento inicial na pressão do ar. Porém, seria necessário medir a pressão de ar no solo para confirmar esta hipótese.

Ao se analisar os dados de sucção, algumas considerações devem ser feitas. Primeiro: qual a umidade (e sucção), na superfície, que o talude estará após a aplicação de uma chuva de 9mm/h? Neste caso,  $i < K_{sat}$ , pode se encaixar nos caso 2 ou 3 (descritos no capítulo 3). Tomando a relação entre a condutividade hidráulica e a sucção da Areia de São Francisco (Figura 6.4), verificar-se que uma intensidade de chuva de 9 mm/h ( $2,5 \cdot 10^{-6}$  m/s) corresponde uma sucção em torno de 7,5 kPa e um teor de umidade volumétrico de 0,15. Isto quer dizer que, ao se aplicar uma intensidade de chuva desta magnitude, admitindo que não haja histerese, o teor de umidade deverá ir para 0,15 e a sucção para 7,5 kPa, na superfície, de acordo com os parâmetros hidráulicos da Areia de São Francisco, conforme pode ser visto na Figura 6.4. Esta variação na sucção é devida à infiltração vertical na superfície.

### Areia da Praia de São Francisco (Niterói-RJ)

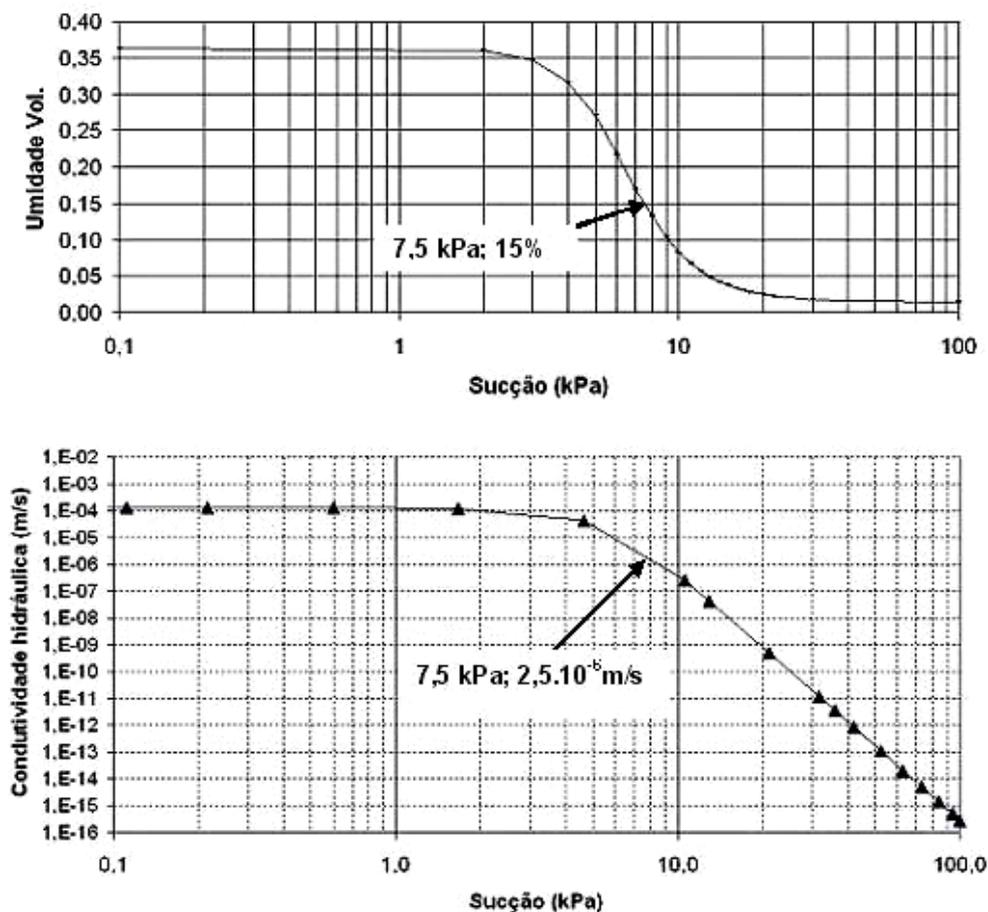


Figura 6.4. Sucção e teor de umidade devido à infiltração vertical quando sujeito a uma intensidade de chuva de 9mm/h, para a areia de São Francisco.

No entanto, há um outro efeito a ser considerado, o efeito capilar. Este efeito é devido à presença de um lençol no fundo, entre o talude e o dreno, ou seja, devido à condição de contorno. A presença de um lençol dá origem a uma franja capilar, onde o teor de umidade é próximo do teor de umidade volumétrico saturado. Então, com o surgimento do lençol, e a sua elevação, haverá uma variação da sucção, que será maior principalmente em regiões mais próximas ao lençol. Foi o que ocorreu no experimento. A água infiltrou no talude e formou um lençol no contato impermeável, próximo da região do pé do talude, chegando a uma condição estacionária a partir de um determinado tempo. Isto explica a queda maior da sucção dada na Figura 6.3 na seção 1.

Para a seção 1 notou-se que houve uma subida inicial da sucção que provavelmente deve ser atribuída ao aumento da pressão do ar início da precipitação

(já comentado). Com o decorrer da infiltração há uma queda nos valores de sucção, mais pronunciada em profundidades maiores, até atingir um valor estável, no regime de fluxo estacionário. Esta queda na sucção é provavelmente devido ao efeito capilar, pois é maior em profundidades mais próximas ao lençol.

Na seção 2 notou-se um leve aumento da sucção, seguida de uma leve queda, principalmente no tensiômetro 5. Na seção 2, o efeito da água capilar é muito menos pronunciado do que na seção 1, pois a distância ao lençol é maior, de acordo com as alturas capilares determinadas experimentalmente para a areia de São Francisco.

Os resultados experimentais da Seção 3 mostraram-se que não houve queda de sucção com a infiltração da água, exceto nas leituras dadas pelo tensiômetro 9, situado mais próximo da superfície. As sucções lidas nos tensiômetros 7 e 8 aumentaram e se mantiveram em um valor constante. Uma das explicações para este fato é que a água infiltrada não tenha chegado aos transdutores, ou seja, o fluxo não se deu como em um material homogêneo pela seção 3, ocorrendo um fluxo paralelo à superfície da encosta (cuja influência foi registrada no tensiômetro 9). Posteriormente, este assunto será discutido com maior profundidade, com a apresentação de dados de teor de umidade medido para cada seção. Por enquanto, as seguintes dúvidas serão deixadas no ar: ocorreu fluxo paralelo na seção 3? Em caso afirmativo, porque o fluxo foi paralelo nesta seção?

A variação das poro-pressões medida pelos transdutores posicionados no fundo da caixa é dada pela Figura 6.5. Apenas os transdutores 1 e 2 acusaram pressões positivas, mostrando que há a formação de um lençol na região do pé. Este comportamento ocorre em talude onde  $i < k_{sat}$  (MERIGGI et al., 2002).

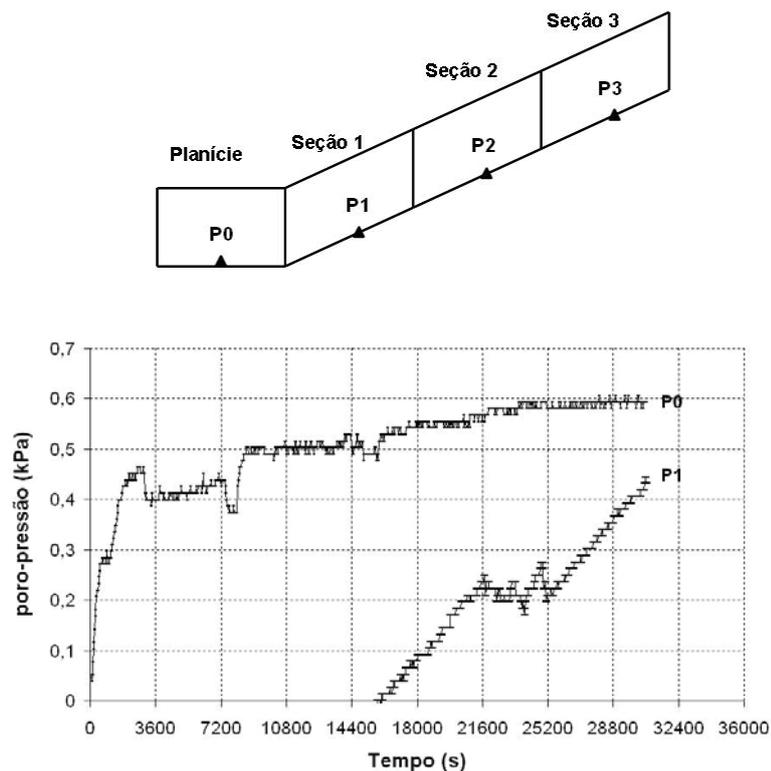


Figura 6.5. Variação das poro-pressões com o tempo, resultados experimentais, transdutores no fundo da caixa, ensaio 3.

## 6.2.4 Ensaio 4 - Repetibilidade

Este ensaio foi realizado nas mesmas condições do ensaio 3 (mesma intensidade de chuva, mesmas condições iniciais, inclinação e condições de contorno) e teve uma duração de 8:30 h. Este ensaio foi feito com o objetivo de verificar a repetibilidade do experimento. Os resultados não serão apresentados por serem muito próximos aos obtidos pelo ensaio anterior. A fim de ilustrar esta repetibilidade, a Figura 6.6 mostra a variação da sucção com o tempo na seção 1, que são semelhantes aos da Figura 6.3.

A partir deste ensaio foram obtidas leituras contínuas de umidade dadas pelos medidores de umidade (TDR) instalados nas seções 1 e 3, próximo à superfície. Nota-se que para a seção 1 há um acréscimo do teor de umidade principalmente na primeira hora do ensaio, indicando o efeito de aumento de umidade com a infiltração da água da chuva. Com relação ao TDR 2, o aumento não foi muito grande, o que leva a supor que a água escoou superficialmente, pois não houve um registro de aumento

significativo no teor de umidade volumétrica para esta profundidade (houve um aumento de cerca de 1%).

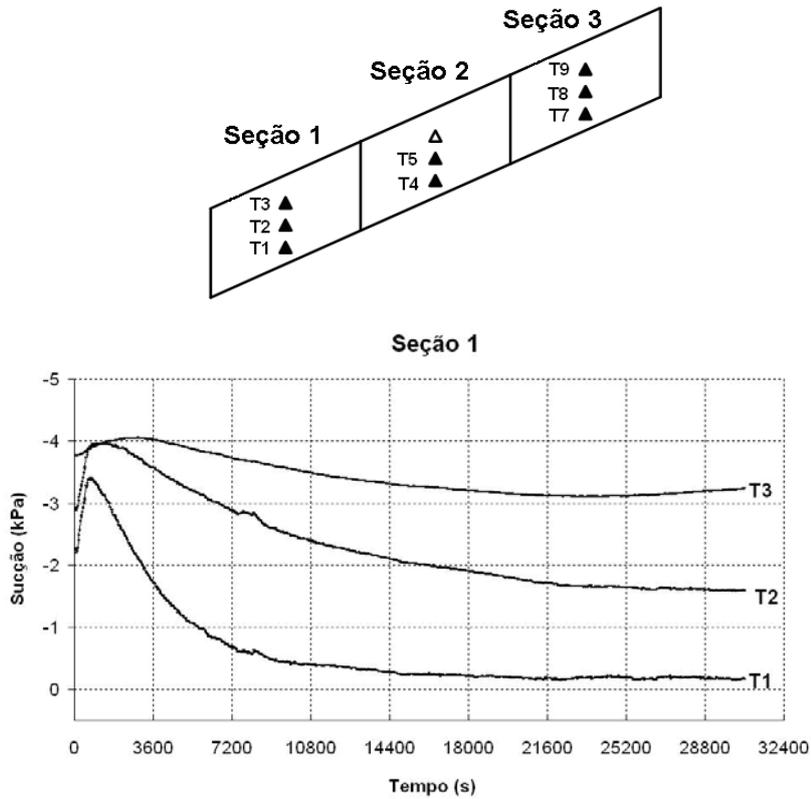


Figura 6.6. Variação da sucção com o tempo, ensaio 4, Seção 1.

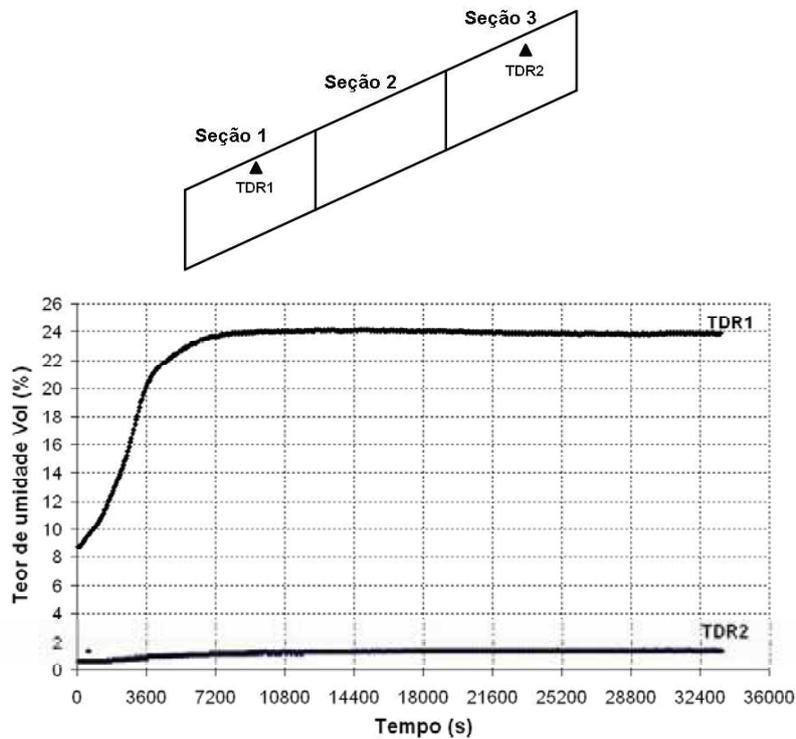


Figura 6.7. Variação da umidade volumétrica com o tempo, ensaio 4 (TDR1 e TDR2).

No período sem chuva entre os ensaios 3 e 4, o tensiômetro 9 parou de responder, e suas leituras caíram a zero (leitura da pressão do gás), indicando que houve expansão de bolhas de ar com o aumento da pressão da água no tubo do reservatório, que quebrou a continuidade de leituras do aparelho (Figura 6.8). Estas bolhas poderiam estar dissolvidas na água do reservatório (durante o processo de saturação ou por difusão da água solo, que não é deaerada, para dentro do tubo de reservatório), ou por entrada de ar em algum ponto de vazamento.

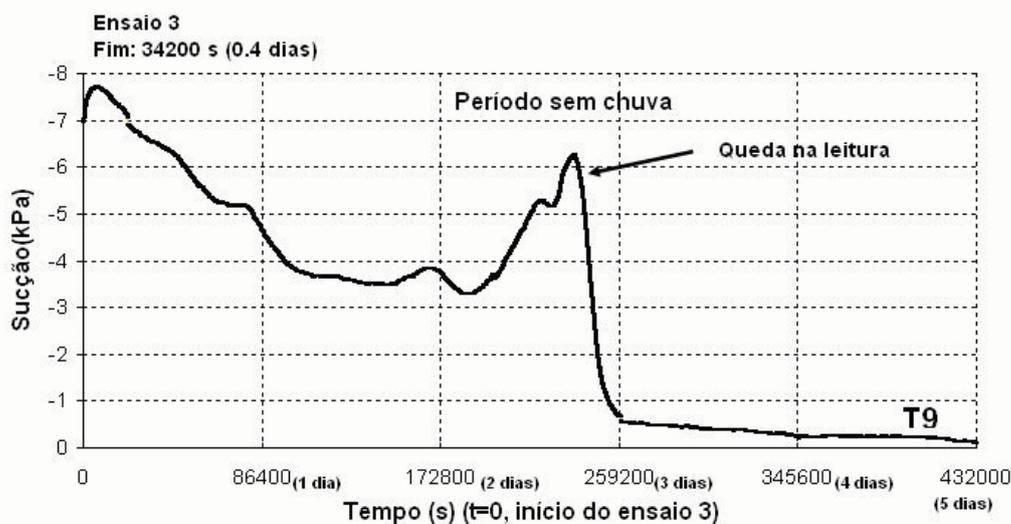


Figura 6.8. Queda nas leituras do tensiômetro 9, indicando a perda da continuidade da água do reservatório do tensiômetro, no período sem chuva entre os ensaios 3 e 4.

Uma vez realizados os ensaios 3 e 4 e verificada a sua repetibilidade, partiu-se para a segunda fase que foi a variação de alguns parâmetros, como: a intensidade de chuva, o perfil inicial de umidade, função de intensidade de chuva (chuva variável), condição de contorno a jusante do pé e inclinação.

## 6.2.5 Ensaio 5 - Intensidade de Chuva Maior

Neste ensaio, variou-se a intensidade de chuva, com inclinação de 25° e um perfil de umidade anterior à chuva aproximadamente igual aos ensaios 3 e 4 (1 semana sem chuva). A drenagem no pé do talude também foi permitida de modo a se atingir um regime de fluxo estacionário. A intensidade de chuva aplicada foi de 11 mm/h, ou seja, 22% maior que a anterior (conseguida regulando a válvula de pressão do sistema de chuva artificial). O ensaio durou 5:40h.

A evolução das leituras dos tensiômetros com o decorrer da chuva é apresentada na Figura 6.9 para as seções 1 e 2. A partir deste ensaio, os dados relativos à seção 3 foram desconsiderados, pois não havia resposta dos tensiômetros à infiltração da água e desconfiava-se que a água não estivesse passando pelos pontos de medição (tensiômetros 7 e 8). No caso do tensiômetro 9, mostrou-se anteriormente que houve uma quebra na continuidade das leituras. Por isso, suas leituras também foram desconsideradas. No final de todos os ensaios, os tensiômetros desta seção foram desenterrados e verificou-se a presença de ar no tubo do reservatório, indicando uma descontinuidade das leituras, confirmando as suspeitas.

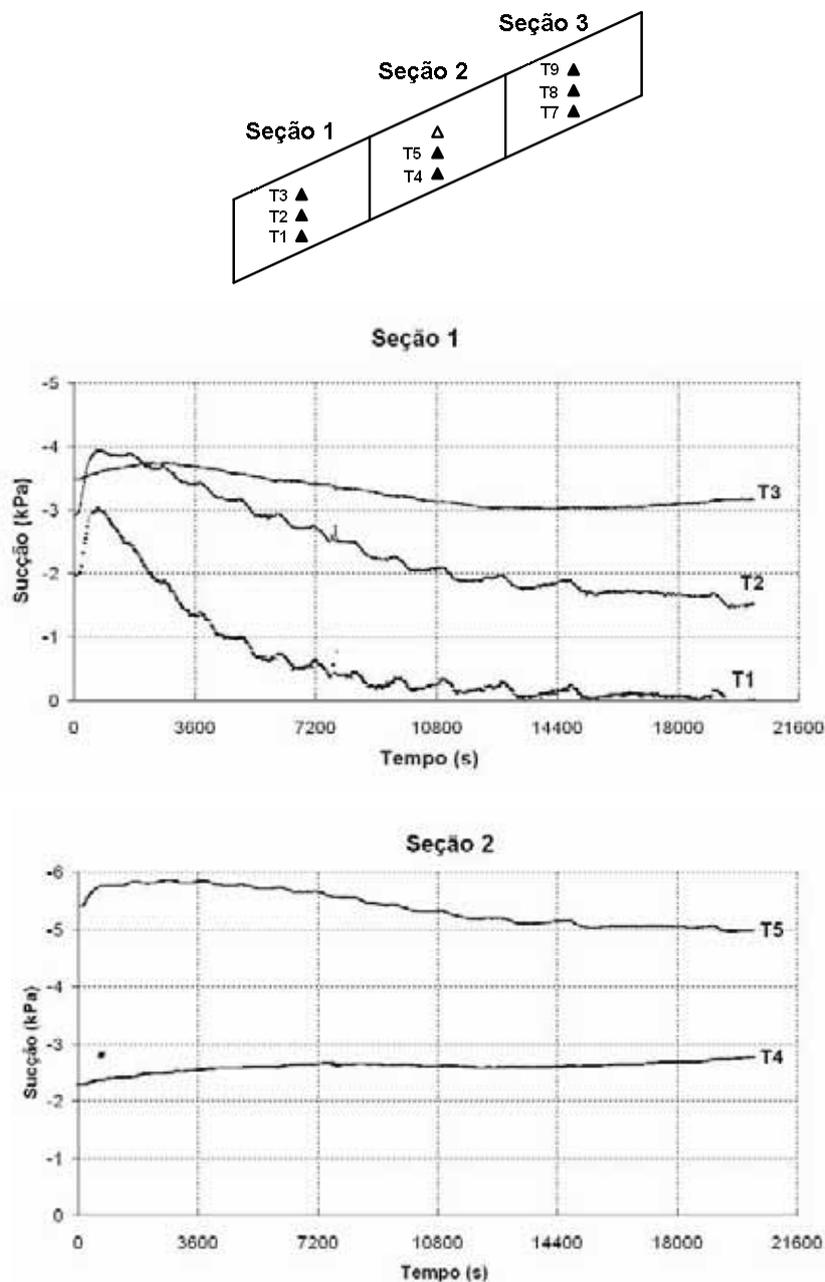


Figura 6.9. Variação da sucção com o tempo, ensaio 5: Seção 1 e Seção 2.

Com uma intensidade de chuva maior, a elevação do lençol foi maior, conforme pode ser visto na Figura 6.10, e as sucções medidas no regime de fluxo estacionário foram um pouco menores. Como nos ensaios anteriores, poro-pressões positivas só foram registradas nos transdutores P0 (planície) e P1 (seção 1), mostrando a formação de um lençol no pé do talude.

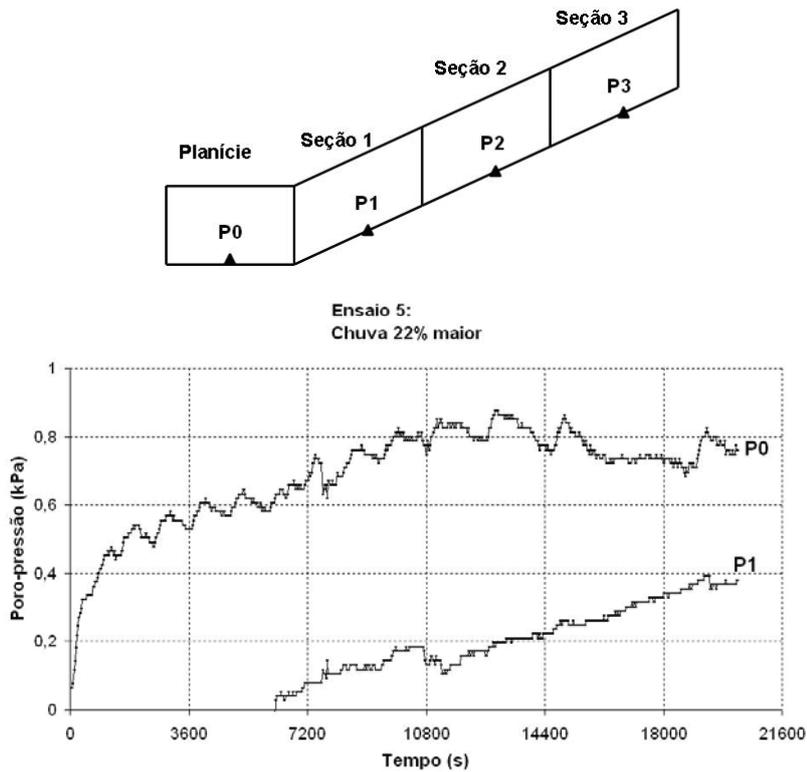


Figura 6.10. Variação das poro-pressões com o tempo, ensaio 5 (chuva 22% maior).

Com relação aos teores de umidade lidos pelos TDRs nas seções 1 e 3, houve pouca variação nos valores finais comparada com o ensaio anterior. O comportamento foi o mesmo, ou seja, um aumento maior no TDR1, mais próximo da região saturado, e pequeno no TDR2, localizado na seção 3, como pode ser visto na Figura 6.11.

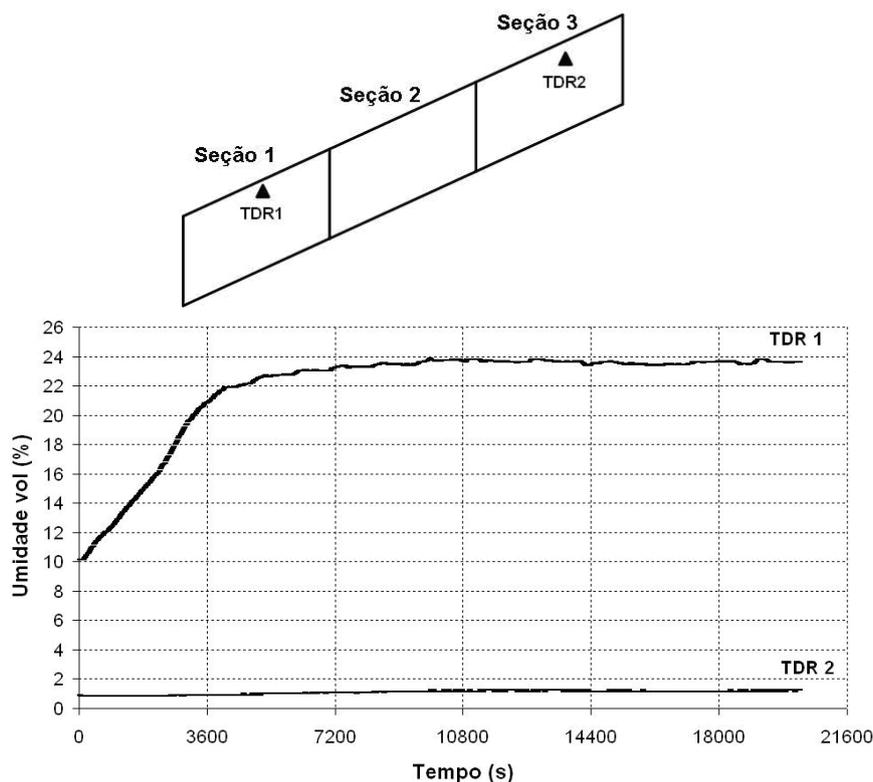


Figura 6.11. Variação da umidade volumétrica, ensaio 5 (TDR 1 e TDR2, chuva 22% maior).

## 6.2.6 Ensaio 6 - Perfil Inicial mais Úmido

O ensaio 6 foi idêntico ao ensaio 5, diferindo no perfil inicial, que foi mais úmido do que nos ensaios anteriores (2 dias sem chuva). A intensidade de chuva aplicada foi de 11mm/h. A Figura 6.12 mostra da sucção com o tempo, para as seções 1 e 2, e a Figura 6.13, a variação das poro-pressões com o tempo. Os instrumentos seguiram a mesma tendência dos ensaios anteriores, no que diz respeito à variação dos valores de poro-pressão, sucção e teor de umidade. Na seção 2, apenas o tensiômetro 5 pareceu responder. As poro-pressões mostraram, novamente, a formação de um lençol na região do pé. A elevação do lençol foi mesma dada pelo ensaio anterior, porque a intensidade de chuva foi a mesma. Porém, a queda da sucção foi mais rápida, atingindo um regime de fluxo estacionário em um tempo um pouco menor, entre 3:30 e 4:00 horas. O tempo para atingir a condição de fluxo estacionário não foi muito menor do que o ensaio anterior, pois a diferença entre as intensidades de chuva aplicadas foi relativamente pequena (22% maior). A variação da umidade volumétrica

com o tempo mostrou a mesma tendência dos ensaios anteriores, como pode ser visto na Figura 6.14.

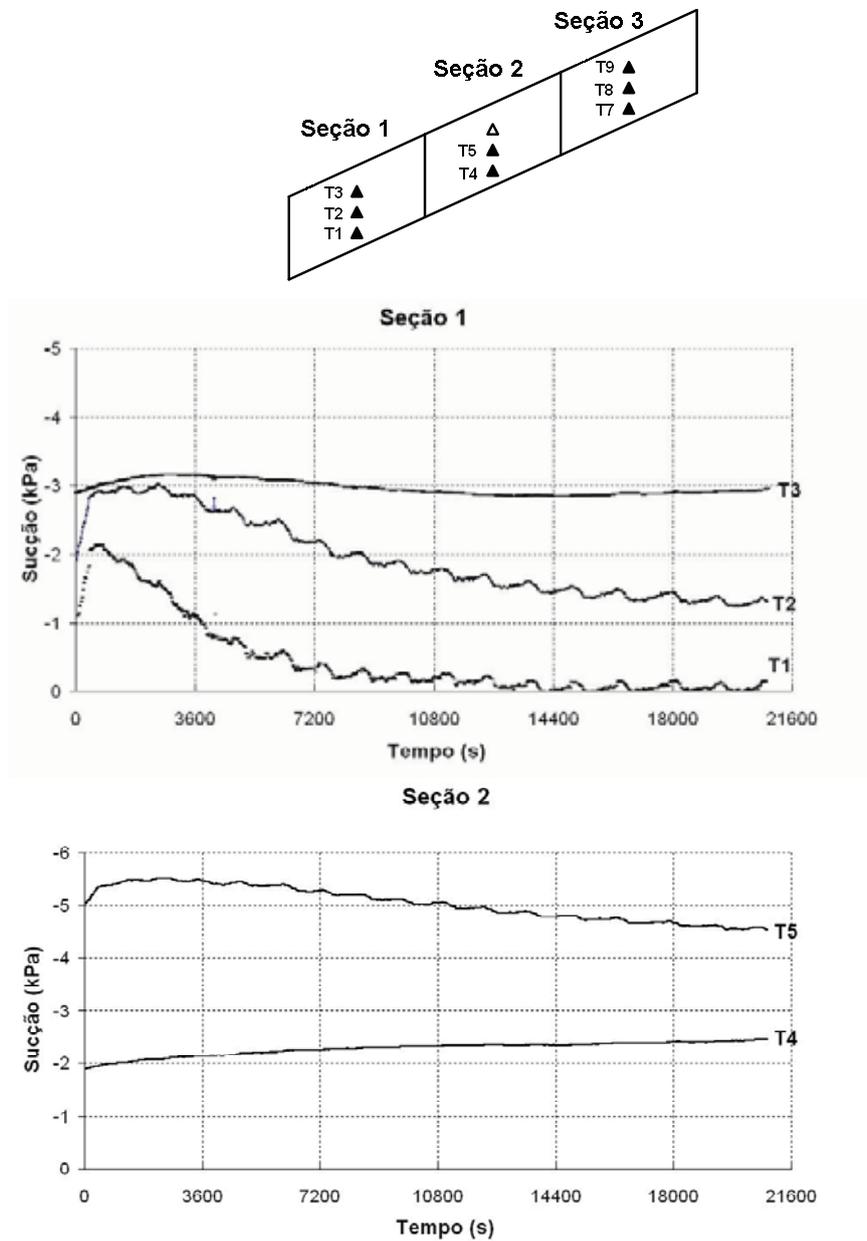


Figura 6.12. Variação da sucção com o tempo, ensaio 6: Seção 1 e Seção 2.

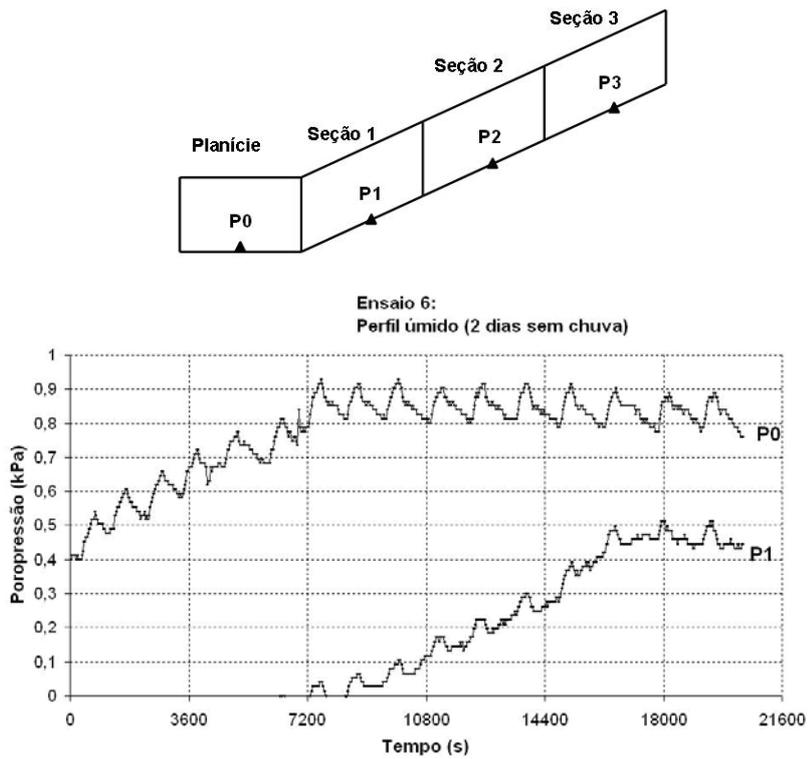


Figura 6.13. Variação das poro-pressões com o tempo, ensaio 6.

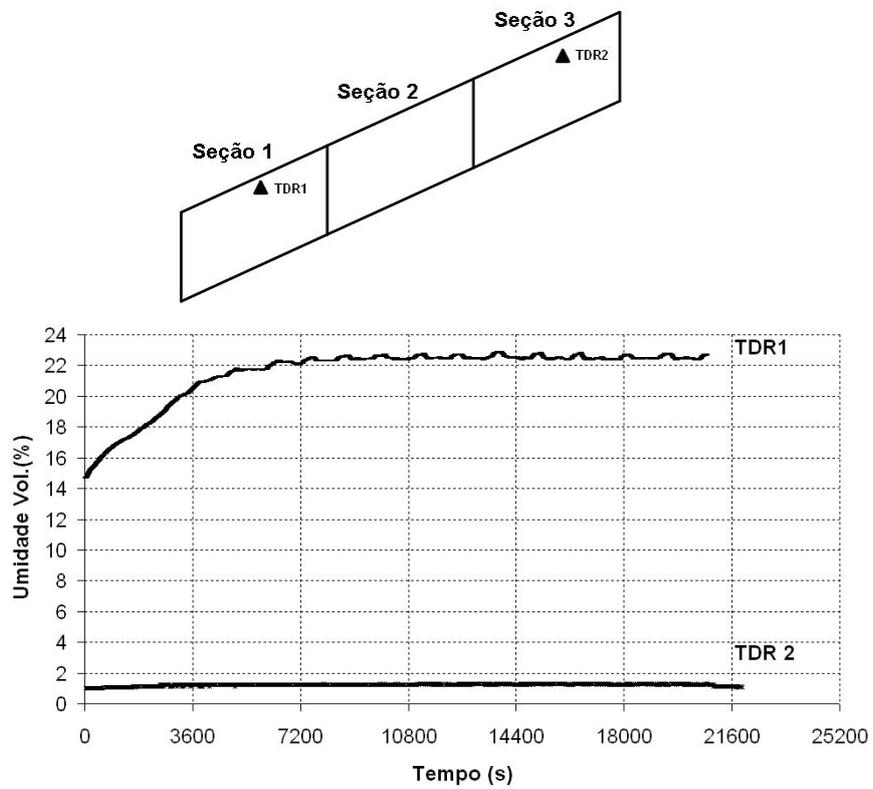


Figura 6.14. Variação umidade com o tempo, ensaio 6 (TDR1 e TDR 2).

## 6.2.7 Ensaio 7 e 8 - Chuva variável

Estes dois ensaios seguintes foram realizados com a variação da função de chuva aplicada na superfície. Aplicou-se uma intensidade de chuva variável. Inicialmente, se aplicou uma chuva anterior fina de maior duração, seguida de um intervalo de tempo sem chuva, e posteriormente, uma chuva mais intensa com menor duração.

No ensaio 7, aplicou-se uma chuva fina mais longa seguida por uma chuva mais intensa de menor duração, mas sem intervalo entre as chuvas. Com isso, não se notou diferença na transição entre as chuvas quando a variação das sucções e das poro-pressões. A sucção caiu até um determinado valor correspondente ao fim da chuva fina e início da chuva intensa, e continuou a decrescer, sem qualquer descontinuidade na variação da sucção com o tempo. Imaginava-se que haveria uma descontinuidade maior nos valores de sucção e poro-pressão na fronteira entre as chuvas. Mas isto não ocorreu, provavelmente porque a diferença entre as intensidades não foi muito grande. Resolveu-se não considerar este ensaio interessante para apresentação.

No ensaio 8 se aplicou uma intensidade de chuva mais fina, inicialmente de 9mm/h. Em seguida deixou-se o perfil durante 3 horas sem chuva. Passado este tempo foi aplicada uma chuva com intensidade de 11mm/h e com duração de meia hora. Após o fim do ensaio, resolveu-se fazer um outro ensaio de chuva variável (ensaio 9) com durações de chuvas maiores que o ensaio anterior e verificar se havia diferenças significativas. Um fato importante que o ensaio 8 mostra é que, mesmo após o fim da chuva fina, as poro-pressões no contato impermeável, dadas pelos transdutores de poro-pressão no fundo ( $P0$  e  $P1$ ), decrescem para o valor próximo condição da inicial. Contudo, para as sucções medidas pelos tensiômetros, isto não ocorre, elevação das sucções é lenta. Este fato pode ser visto nas Figuras 6.15 e 6.16. A umidade volumétrica na superfície da seção 1 aumentou com decorrer a chuva e diminuiu imediatamente após o término desta, formando picos de umidade ao final das precipitações, similares aos picos de poro-pressões observados no transdutor de pressão do fundo, conforme pode ser visto na Figura 6.17.

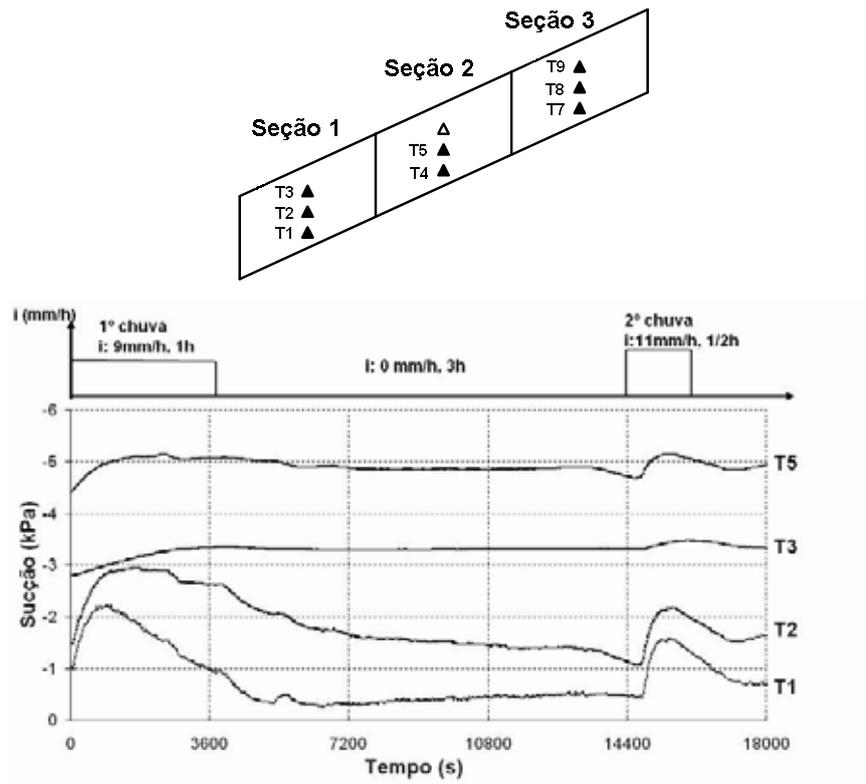


Figura 6.15. Variação da sucção com a profundidade e com o tempo, ensaio 8

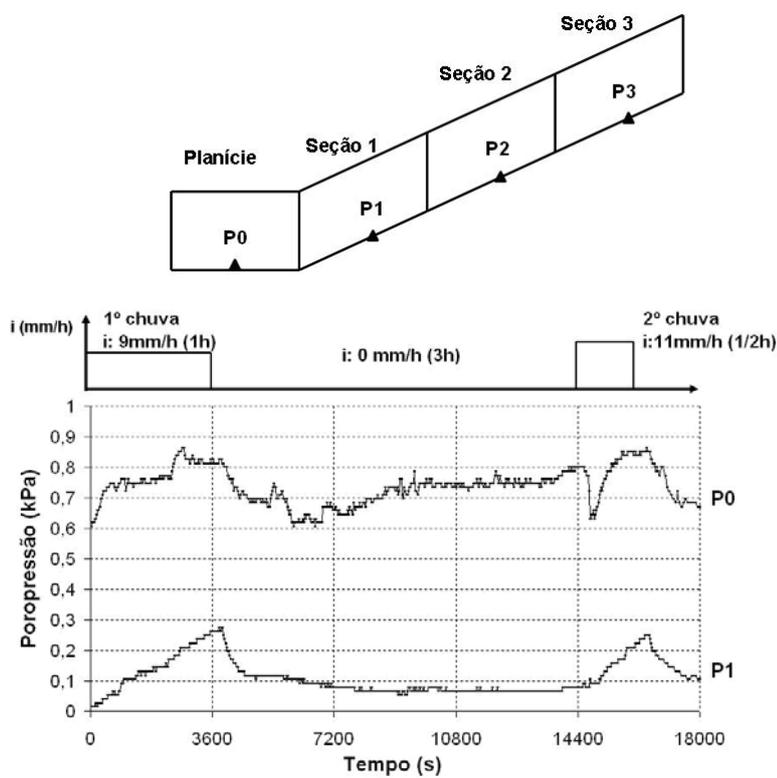


Figura 6.16. Variação das poro-pressões no fundo da caixa com o tempo, ensaio 8.

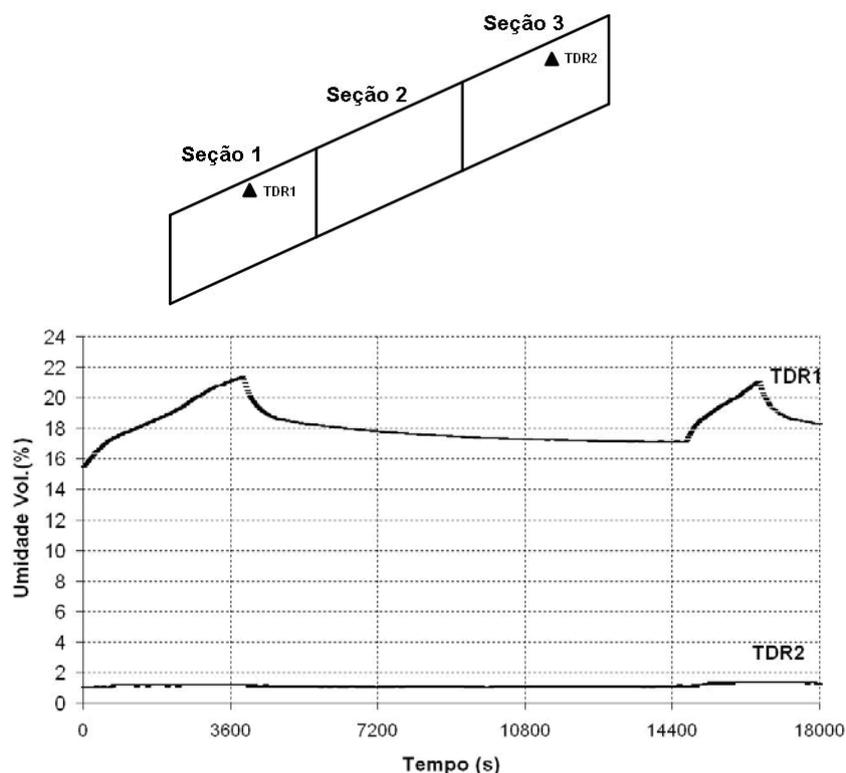


Figura 6.17. Variação da umidade com o tempo, ensaio 8 (TDR 1 e TDR2).

## 6.2.8 Ensaio 9 - Chuva variável

Este ensaio foi realizado com uma intensidade de chuva variável, como nos dois ensaios anterior, só que com durações maiores. Inicialmente se aplicou uma chuva de 11mm/h, por um período de 2h40min, não havendo precipitação nas duas horas seguintes. Após este período, procedeu-se a aplicação de uma intensidade de chuva 14mm/h (21% maior) e com duração menor (1h40min). As Figuras 6.18 e 6.19 mostram a variação das sucções e das poro-pressões com o tempo. Nota-se que as sucções caem até 2h40min, período de atuação da chuva mais fina. Uma vez cessada a chuva, por um período de 2 horas, as sucções voltam a subir, mas não tão significativamente, comparado com a queda das poro-pressões no fundo. Com a aplicação da chuva mais intensa (21% maior) o intervalo de tempo para a obtenção do estado estacionário foi um pouco menor devido ao umedecimento anterior do perfil. Comportamento similar foi observado nos medidores de umidade superficial (Figura 6.20). De uma maneira geral, este ensaio teve o mesmo comportamento do ensaio anterior.

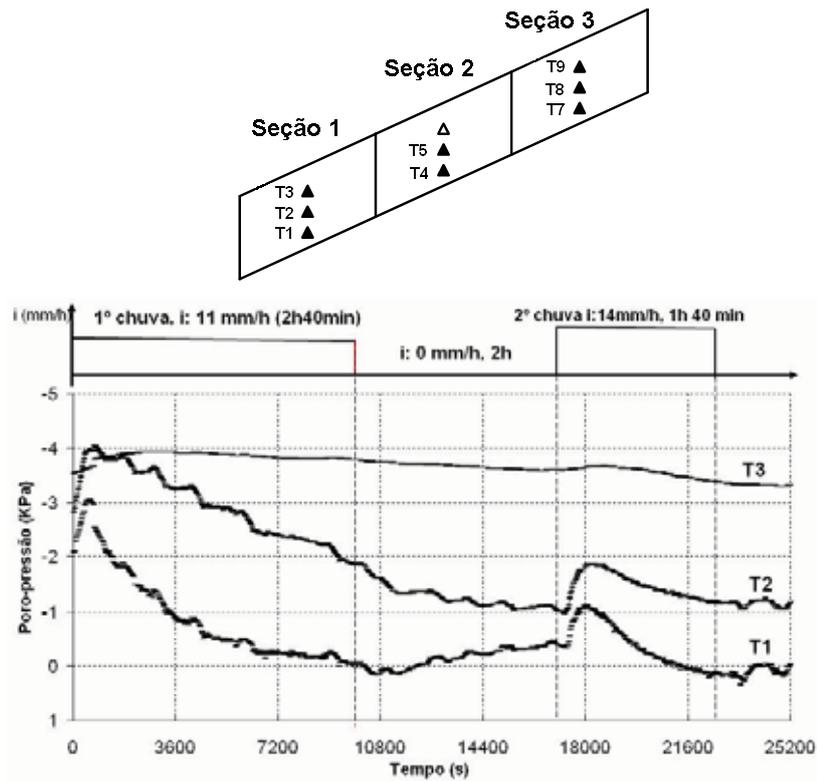


Figura 6.18. Variação das sucções com o tempo, ensaio 9.

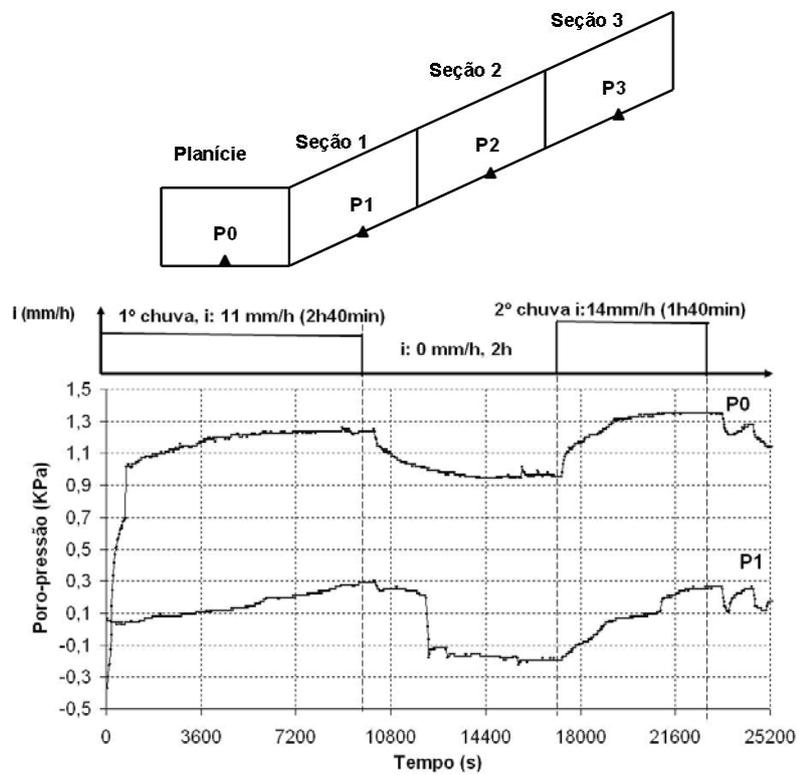


Figura 6.19. Variação das poro-pressões com o tempo, ensaio 9 .

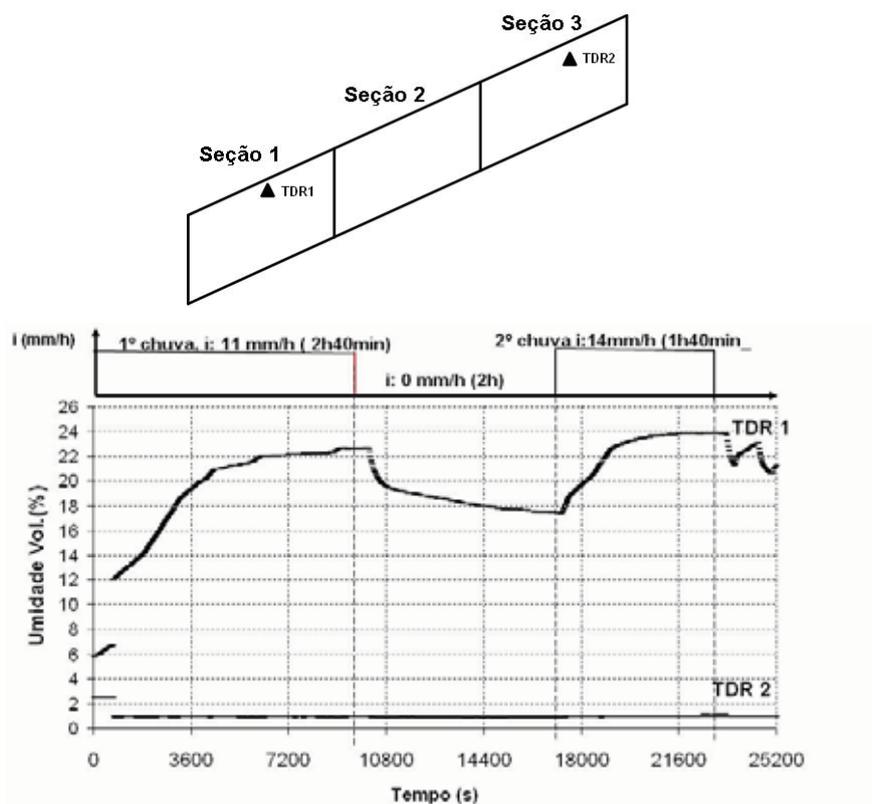


Figura 6.20. Variação da umidade com o tempo, ensaio 9 (TDR 1 e TDR2).

### 6.2.9 Ensaio 10 - Drenagem fechada

No ensaio 10 foi aplicada uma chuva de 11mm/h, mas com mudança da condição de contorno a jusante do pé, ou seja, fechou-se a drenagem fechada no pé do talude, permitindo assim uma subida mais rápida do lençol, até atingir a superfície do terreno. Este ensaio teve duração de 2 horas. A condição de umidade inicial foi a mesma do ensaio 6 (dois dias sem chuva). Apenas os tensiômetros T1 e T2 responderam e só estes resultados serão apresentados (Figura 6.21), juntamente com as poro-pressões lidas pelos transdutores de pressão no fundo (Figura 6.22) e umidade superficial (Figura 6.23). O ensaio terminou quando o lençol aflorou no pé do talude. A instrumentação respondeu, mostrando uma queda nos valores de sucção (se anulando no tensiômetro T2) e um aumento mais rápido nas poro-pressões, atingindo valores máximos em torno de 3 kPa (transdutor P0), indicando a saturação da planície. O teor de umidade na seção 1 atingiu valores próximos ao teor de umidade saturado, coerente com a altura do lençol. Na região superficial da seção 3 não houve aumento

significativo da umidade como nos ensaios anteriores, indicando que a água capilar não tem influencia esta região.

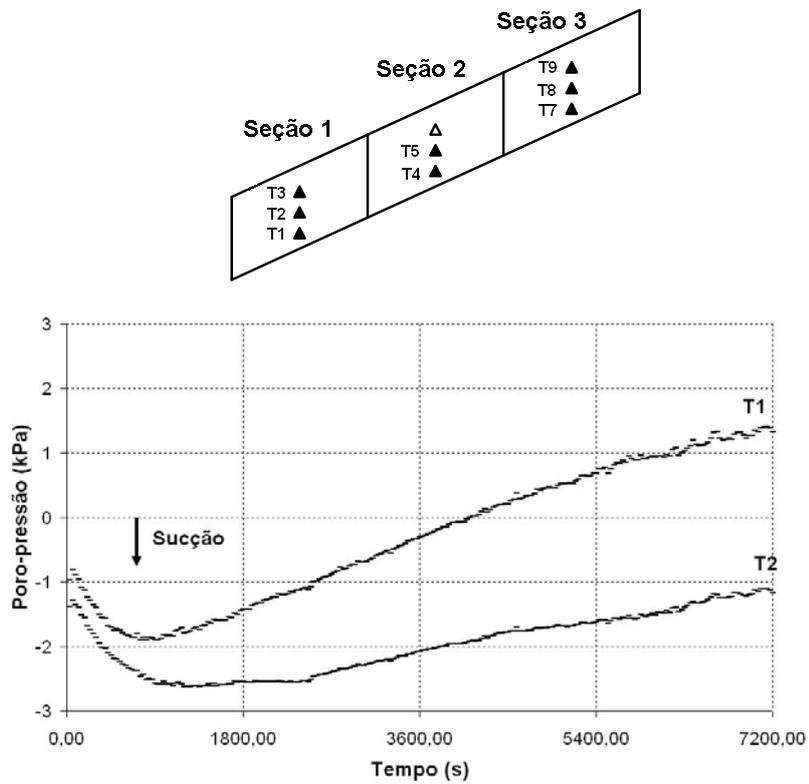


Figura 6.21. Variação das sucções com o tempo, ensaio 10.

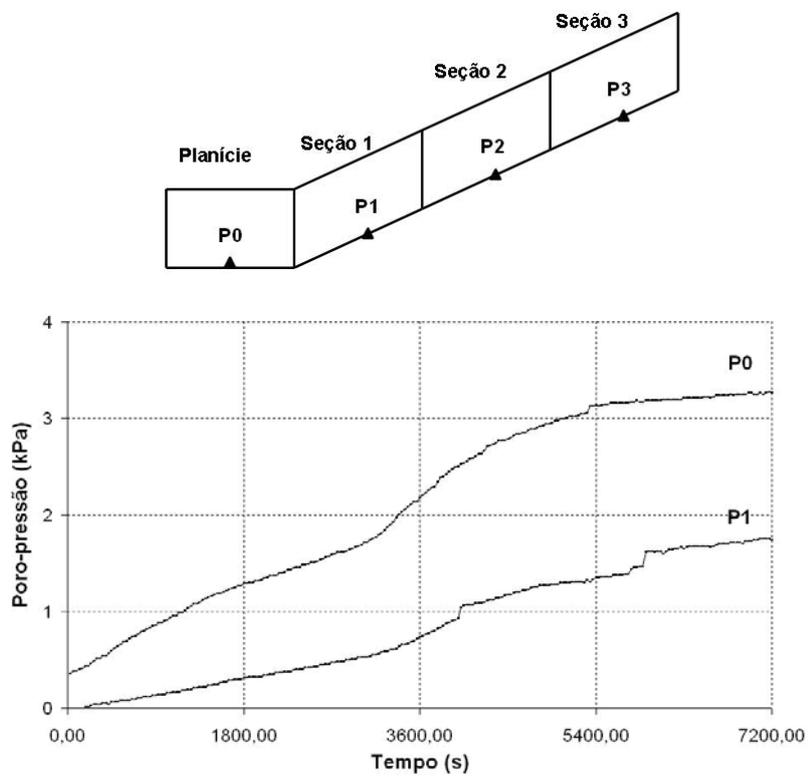


Figura 6.22. Variação das poro-pressões com o tempo, ensaio 10.

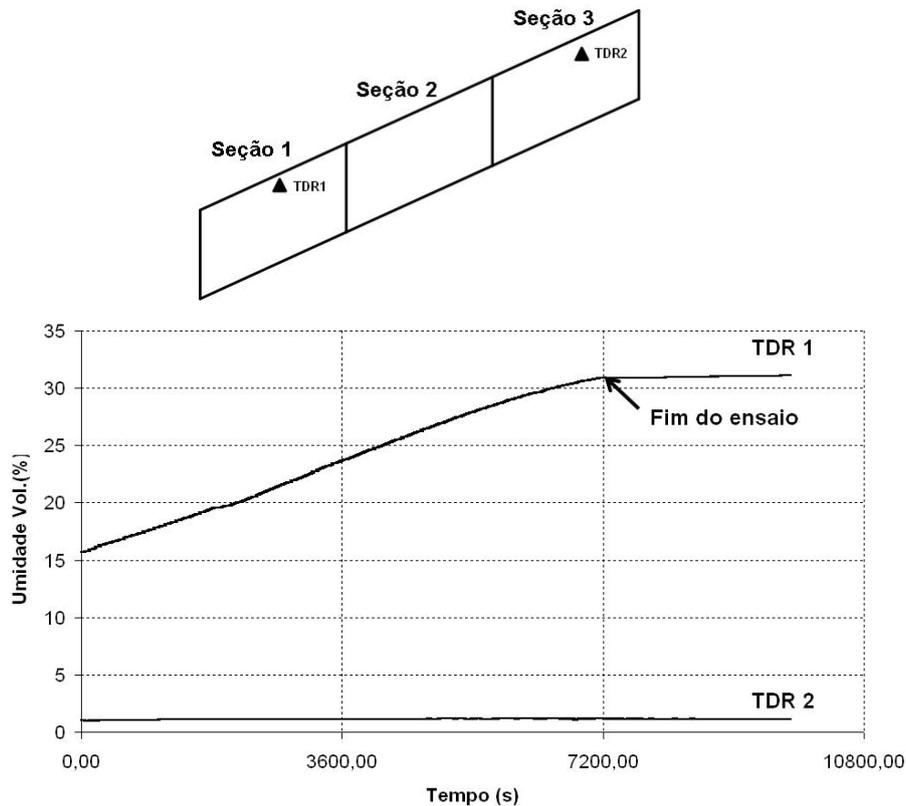


Figura 6.23. Variação da umidade com o tempo, ensaio 10 (TDR 1e TDR 2).

### 6.2.10 Ensaio 11 - Inclinação de 38,5°

Este ensaio manteve a condição de contorno do ensaio anterior, ou seja, drenagem fechada, mas com diferente inclinação do talude que passou para 38,5°. A mudança na inclinação gerou uma mudança na condição de contorno a jusante do talude, como pode ser visto na Figura 6.24.

A partir da elevação final do lençol obtida no ensaio 10, manteve-se a fechada a drenagem no pé, erguendo-se a caixa para uma inclinação maior, modificando assim a posição do lençol e a conseqüentemente a condição inicial. Este ensaio durou 1h30min, tempo em que água começou a extravasar da caixa de acrílico, no pé do modelo. Não ocorreu ruptura, devido ao alto ângulo de atrito da areia, pois o mecanismo que deflagraria a ruptura seria diminuição a da tensão efetiva devido ao aumento das poro-pressões na região do pé, próximo ao contato impermeável. Porém, o lençol só pôde subir até determinada altura. A região da crista do talude estava mais seca e a chuva aparentemente tem papel estabilizador, criando uma coesão aparente.

Neste ensaio houve pouca variação nas leituras dos instrumentos, como pode ser visto na Figura 6.25 que mostra a variação das poro-pressões no fundo.

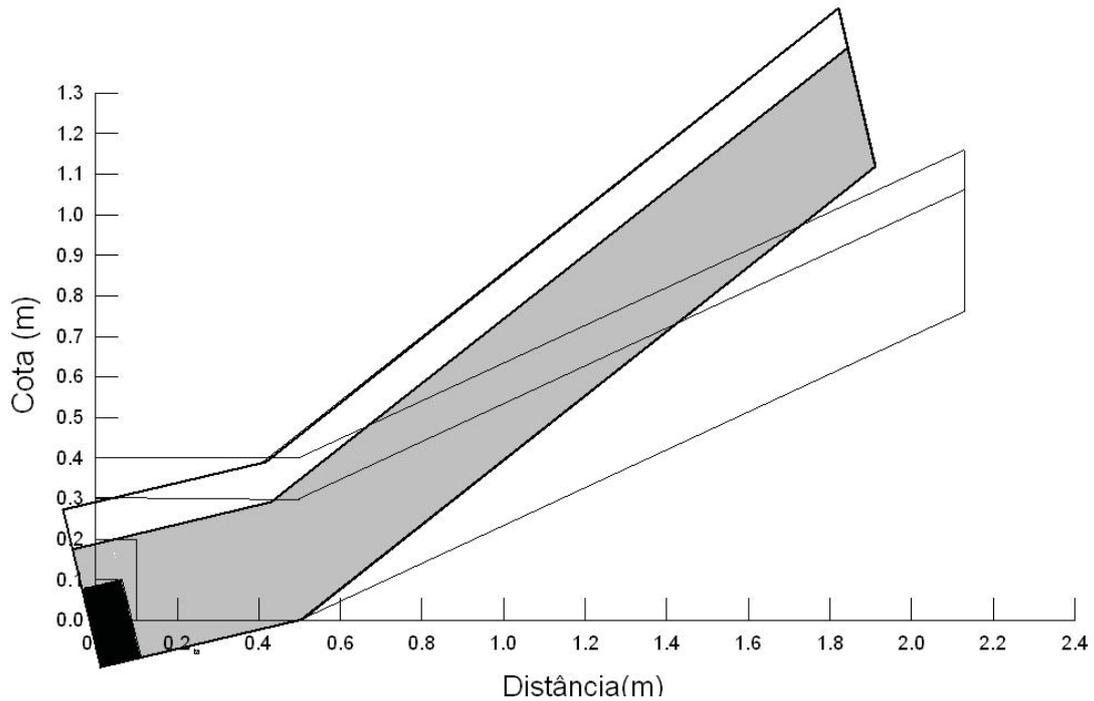


Figura 6.24. Mudança da inclinação da caixa e variação da condição de contorno.

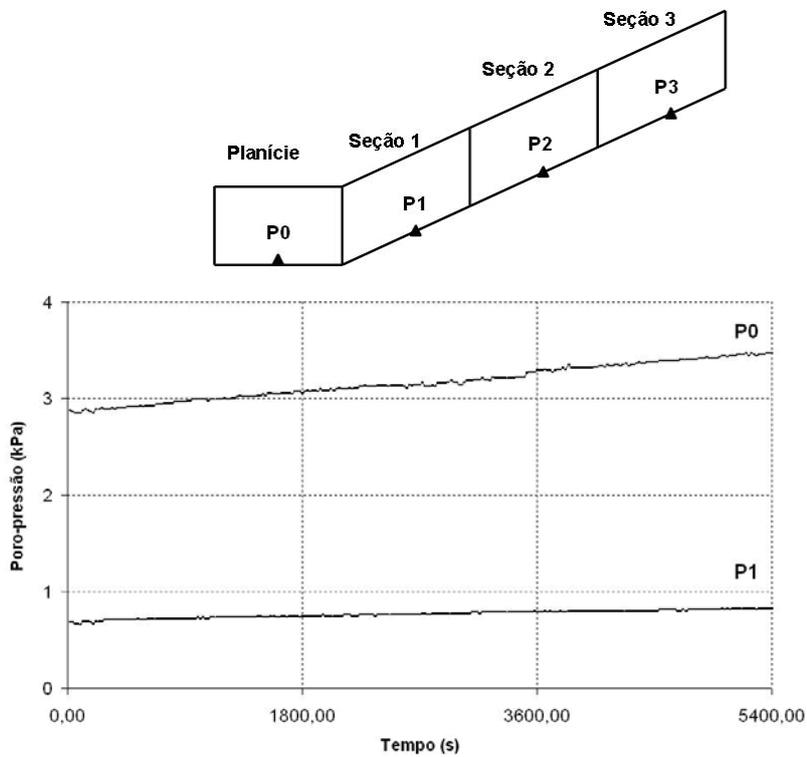


Figura 6.25. Variação das poro-pressões no fundo da caixa para uma inclinação de 38,5°.

### 6.2.11 Ensaio 12 - Inclinação de 42,5°

Este ensaio foi idêntico ao anterior, só que com uma inclinação maior que o ensaio anterior. Neste ensaio aumentou-se a inclinação até 42,5°, antes do início da precipitação. Porém, ao chegar a este ângulo de inclinação, o material localizado na crista (na seção 3) deslizou, porque nesta região areia estava praticamente seca. Este fato reforçou uma suspeita com relação à distribuição da umidade no talude, que talvez não fosse aquela que corresponde a um material homogêneo, podendo estar havendo fluxo paralelo à superfície do talude, seguindo caminhos preferenciais de percolação. O deslizamento do material seco pode ser visto na Figura 6.26.

Durante as precipitações foram visualizadas zonas de areia mais úmidas, aproximadamente paralelas à superfície do talude (Figura 6.27). Este fato levava a suspeitar de que estivesse ocorrendo um fluxo paralelo à superfície do talude. Porém, só havia a visualização nas laterais da caixa e não se sabia como era a distribuição de umidade dentro do talude.

Como o ensaio 12 foi o último ensaio realizado, resolveu-se, para cada seção, retirar um perfil de umidade, a fim de confirmar as suspeitas mencionadas. Diminuiu-se a inclinação da caixa para 25 graus, rebaixando-se o lençol até a condição final do ensaio 10.



Figura 6.26. Fluxo do material seco proveniente da crista devido ao aumento da inclinação (42,5°).



(a)



(b)

Figura 6.27. Provável fluxo paralelo da água (caminhos preferenciais de percolação).

Para a obtenção do perfil de umidade utilizou-se um amostrador constituído por um tubo de PVC, de 30 cm de comprimento, graduado de 5 em 5cm, contendo uma lixa antiderrapante fixada na parte interna, que facilitaria a retenção das amostras (Figura 6.28).



Figura 6.28. (a) “Amostrador” para a retirada de um perfil de umidade; (b) detalhe da cravação no solo.

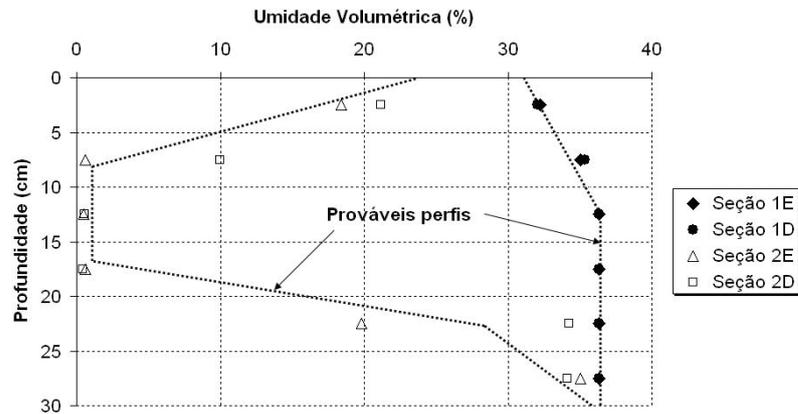
O amostrador era cravado manualmente no solo de 5 em 5cm. Uma vez cravado na profundidade desejada, este era puxado para cima de modo que uma amostra cilíndrica de solo de 5 cm ficava aderida nas paredes internas do amostrador. A amostra era utilizada para a medição da umidade gravimétrica, pelo método da estufa. Anotava-se a profundidade e cravava-se o amostrar novamente no furo, repetindo-se o procedimento. Para cada furo retirou-se 6 amostras ( $5 \times 6 = 30\text{cm}$ , altura do perfil de solo), possibilitando determinar o perfil de umidade.

A retirada de amostras seguiu duas condições de umidade: 1) lençol com baixa profundidade, localizado na superfície da planície e 2) lençol com uma profundidade maior (drenagem aberta a jusante do talude), localizado na cota de saída de água do dreno.

Foram retiradas, para as condições de umidade do talude, duas amostras por seção, uma à esquerda e outra à direita do centro, em planta. Não foi possível a retirada de amostras na seção 3, porque a areia estava em uma condição quase seca por toda a profundidade. Os resultados são apresentados nas Figuras 6.29 e 6.30, para situação 1 e situação 2, respectivamente.

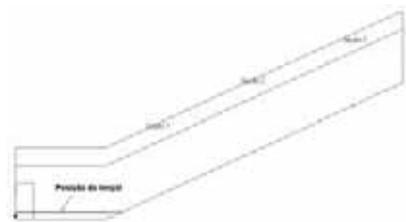


(a)

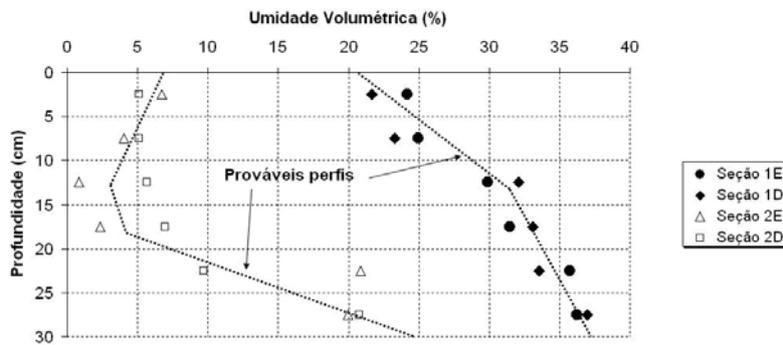


(b)

Figura 6.29. (a) Posição do lençol d'água e (b) umidades medidas x obtidas por simulação numérica, para as seções 1 e 2 (lençol no pé do talude).



(a)



(b)

Figura 6.30. (a) Posição do lençol d'água e (b) umidades medidas x obtidas por simulação numérica, para as seções 1 e 2 (lençol próximo ao dreno).

Nestes dois ensaios percebem-se claramente dois perfis diferentes. Na seção 1, nas duas condições de umidade, mostrou um aumento da umidade com o aumento da profundidade. Porém, no caso da seção 2, os resultados experimentais mostraram que havia uma região mais seca no centro do talude, sugerindo a ocorrência de caminhos preferenciais de percolação.

Adicionalmente à retirada de amostras deformadas para a determinação do perfil de umidade, foram retiradas amostras indeformadas, cravando-se pequenas cápsulas de volume conhecido para a determinação do peso específico aparente seco e do índice de vazios. Foi possível retirar amostras nas seções 1, 2 e na parte plana do modelo. Os resultados são mostrados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Índices físicos da Areia de São Francisco na caixa.

| Local           | Prof.(cm)  | w (%) | $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$ | $\gamma_d (\text{kN/m}^3)$ | e     |
|-----------------|------------|-------|---------------------------|----------------------------|-------|
| <b>Seção 1</b>  | Superfície | 18,6  | 19,6                      | 16,5                       | 0,617 |
| <b>Seção 1</b>  | Superfície | 17,1  | 19,3                      | 16,5                       | 0,61  |
| <b>Seção 2</b>  | Superfície | 6,8   | 17,6                      | 16,5                       | 0,61  |
| <b>Planície</b> | 10cm       | 14,7  | 18,8                      | 1,64                       | 0,612 |
| <b>Planície</b> | 15cm       | 7,2   | 17,6                      | 1,65                       | 0,611 |
| <b>Planície</b> | 20cm       | 16,4  | 19,2                      | 1,65                       | 0,605 |
| <b>Média</b>    |            |       |                           | 1,65                       | 0,609 |

De acordo com os dados coletados, nota-se que o peso específico aparente seco e o índice de vazios são praticamente constantes, independente da seção ou da profundidade. O índice de vazios foi um pouco maior do que o obtido pela pluviação (0,57). Como a pluviação sobre a caixa foi manual, pode ter havido uma variação do índice de vazios depositado na caixa em relação ao calibrado nas cápsulas (Figura 5.7, pág. 132), pois um aumento do índice de vazios após os ensaios parece improvável. Não se controlou, por exemplo, a velocidade de deposição da areia. De qualquer forma, considerou-se, inicialmente, para efeito de cálculo de modelagem numérica, que esta variação é pequena (próxima do estado mais compacto) e não modifica significativamente os parâmetros hidráulicos do solo determinados em laboratório. Este valor de índice de vazios determinado na Tabela 6.2 é muito próximo do índice de vazios dos corpos de prova moldados para a obtenção da curva característica da Areia de São Francisco, utilizando pela técnica do papel filtro. Com relação ao peso específico seco, o valor médio obtido é muito próximo do calculado para a caixa, que pode ser visto no Anexo C.

## 6.3 Simulação numérica

A simulação numérica do fluxo foi feita com auxílio do programa SEEPW e a análise da estabilidade utilizando o programa SLOPEW (ambos da GEOSLOPE). O SEEPW é um programa que usa o método dos Elementos Finitos para modelar o movimento da água e a distribuição das poro-pressões em meios porosos (solos e rochas). Pode ser utilizado em problemas de fluxo transiente e estacionário em meios saturados e parcialmente saturados. O Programa SLOPEW permite o cálculo do fator de segurança utilizando Métodos de Equilíbrio Limite, para superfícies de deslizamento circular, não circular e composta, a partir de uma condição inicial de poro-pressões. Os programas da GEOSLOPE são amplamente usados e suas potencialidades muito conhecidas e por isso, não serão descrito aqui nesta tese.

Procurou-se gerar um perfil de condições iniciais, o mais próximo possível das condições iniciais observadas antes do início da chuva. Após a definição da condição inicial, foi feita uma simulação do fluxo transiente considerando uma intensidade de chuva aplicada sobre a superfície do talude. Posteriormente, foi feito um exercício de estabilidade do modelo numérico e a variação dos fatores de segurança com o tempo foi obtida a partir dos perfis de poro-pressões gerados pelo programa SEEPW, em determinados intervalos de tempo, que foram exportados para o programa SLOPEW.

### 6.3.1 Malha Utilizada

Os resultados experimentais obtidos indicaram que ocorreu fluxo preferencial da água infiltrada durante o umedecimento do talude. Uma das possíveis explicações para o fato pode ter sido a ocorrência de uma anisotropia com relação à condutividade hidráulica não saturada, pelo processo de deposição da areia em camadas; a condutividade hidráulica seria maior, em determinada região, no sentido paralelo à superfície do talude. Por isso utilizaram-se duas malhas diferentes nas simulações numéricas, que serão descritas nos próximos parágrafos.

A primeira malha utilizada para as simulações é apresentada na Figura 6.31, sendo composta de 390 elementos (26x15) na planície e 1350 elementos (90x15) no talude, totalizando 1740 elementos. Os elementos são todos quadriláteros com 9 nós e não houve problemas de convergência associados a esta malha, que é bastante refinada. Em uma análise considerou-se o talude anisotrópico com toda a camada de

areia, apresentando:  $k_1 = 10 k_3$  (relação que gerou resultados numéricos mais próximos dos experimentais). Sendo:  $k_1$  a condutividade hidráulica não saturada na direção paralela à superfície do talude e  $k_3$  a condutividade hidráulica não saturada na direção perpendicular à superfície do talude. Em outra análise, considerou-se o talude isotrópico com a sua condutividade hidráulica não saturada igual nas duas direções (malha 1).

A segunda malha considerou que havia uma camada anisotrópica na parte superior do talude, que se prolongava até o dreno, conforme pode ser visto na Figura 6.32. Esta é composta por 530 elementos quadriláteros na planície, 10 elementos triangulares na planície e 1350 elementos quadriláteros no talude (relação  $k_1/k_3 = 10$ ).

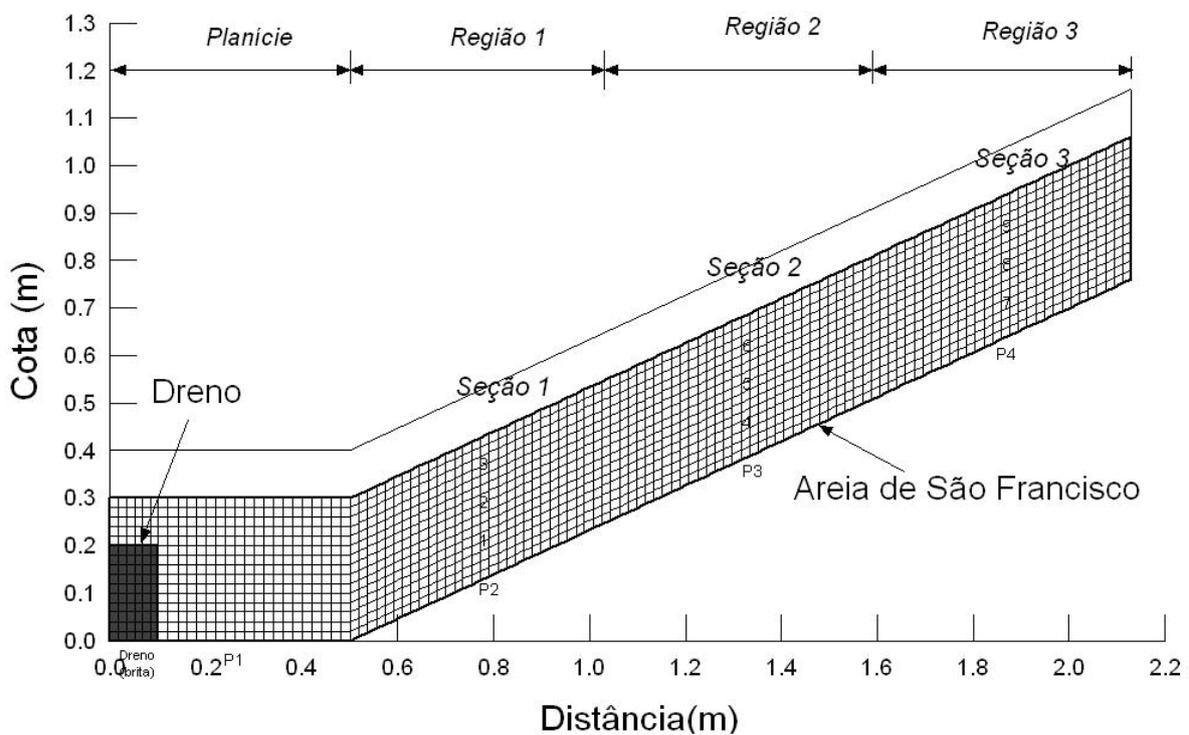


Figura 6.31. Malha utilizada (“malha 1”).

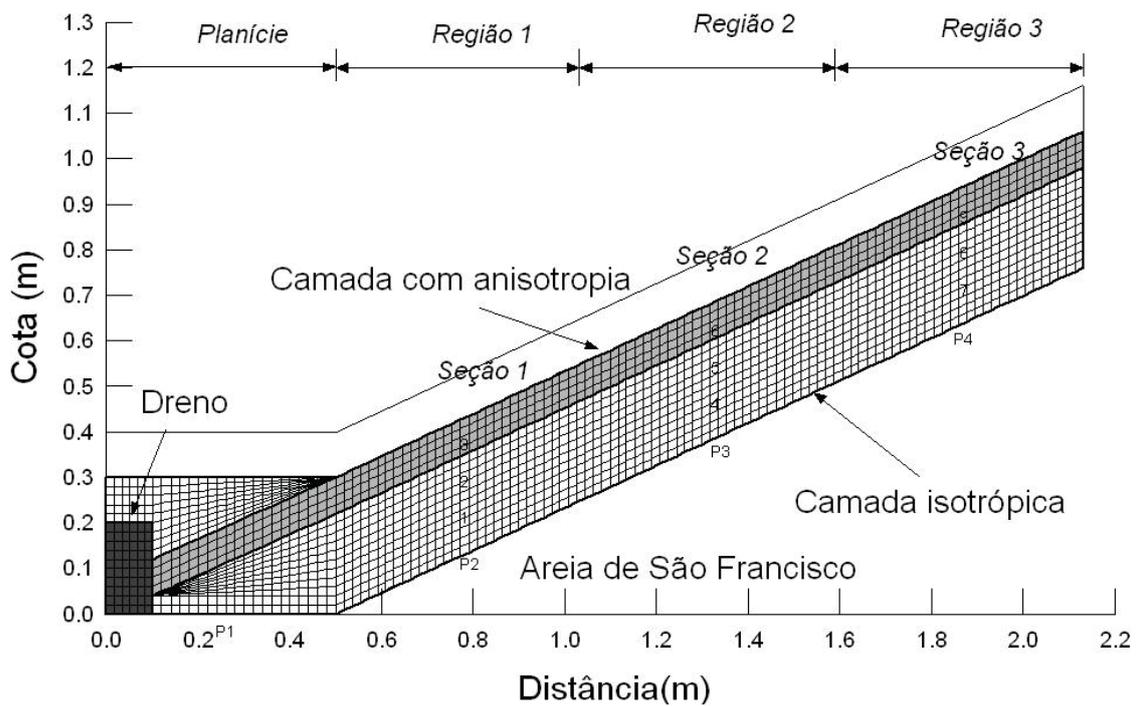
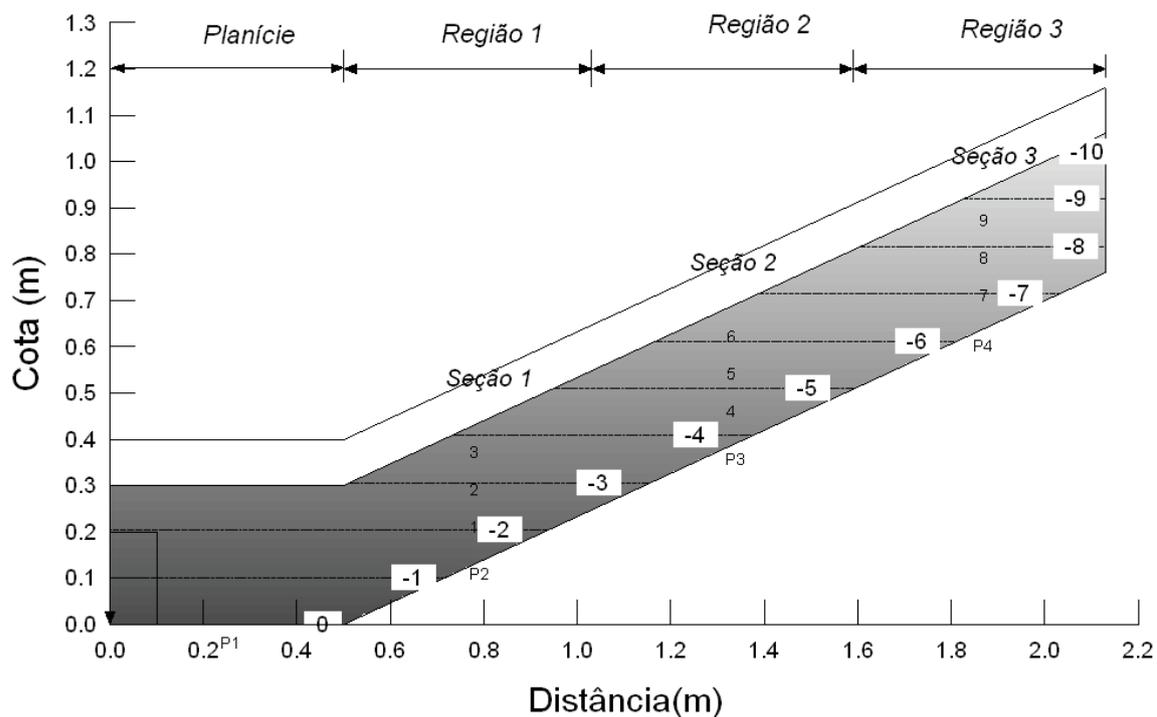


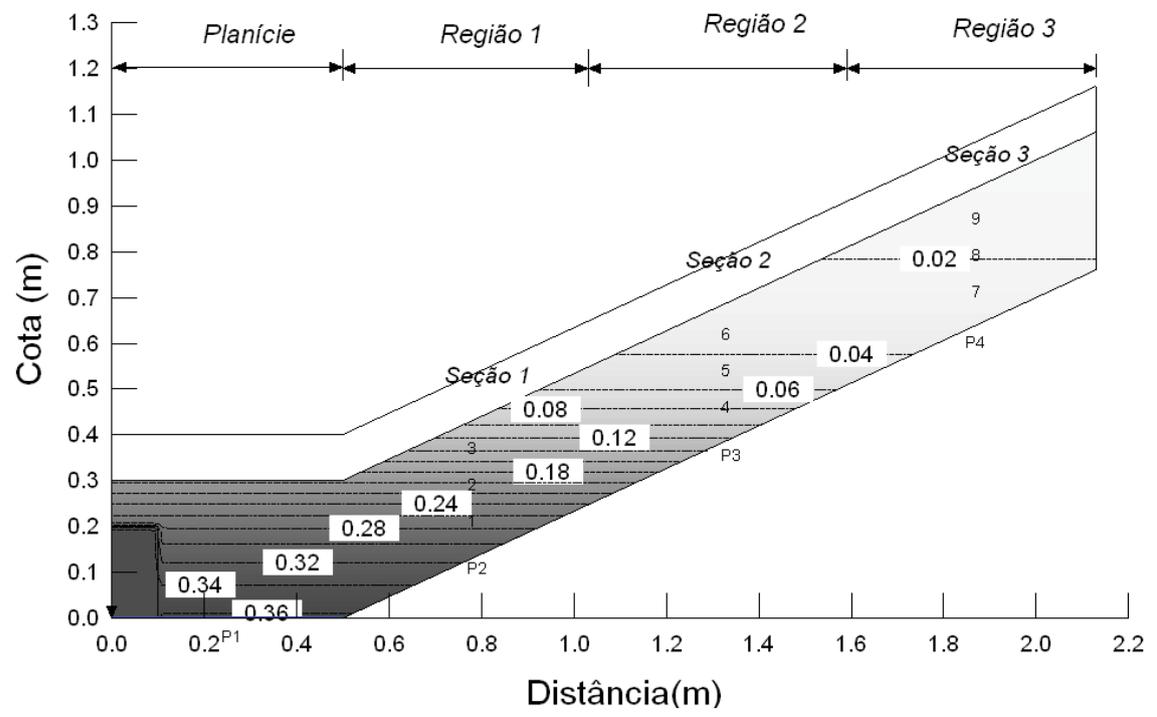
Figura 6.32. Malha utilizada ("malha 2").

### 6.3.2 Condições Iniciais e de Contorno

As condições iniciais adotadas variaram conforme o tipo de ensaio simulado. Nas simulações numéricas utilizaram-se duas condições iniciais, consideradas representativas do experimento: com uma semana sem chuva (condição inicial 1) e com dois dias sem chuva (condição inicial 2). Anteriormente haviam sido adotadas quatro condições iniciais, somando-se às anteriores, com inclinações maiores que  $25^\circ$  ( $38^\circ$  e  $42,5^\circ$ ). Como não foram feitas análises transientes para estas duas últimas inclinações, resolveu-se desconsiderar sua apresentação. As duas condições iniciais adotadas para as análises são apresentadas nas Figuras 6.33 a 6.34.

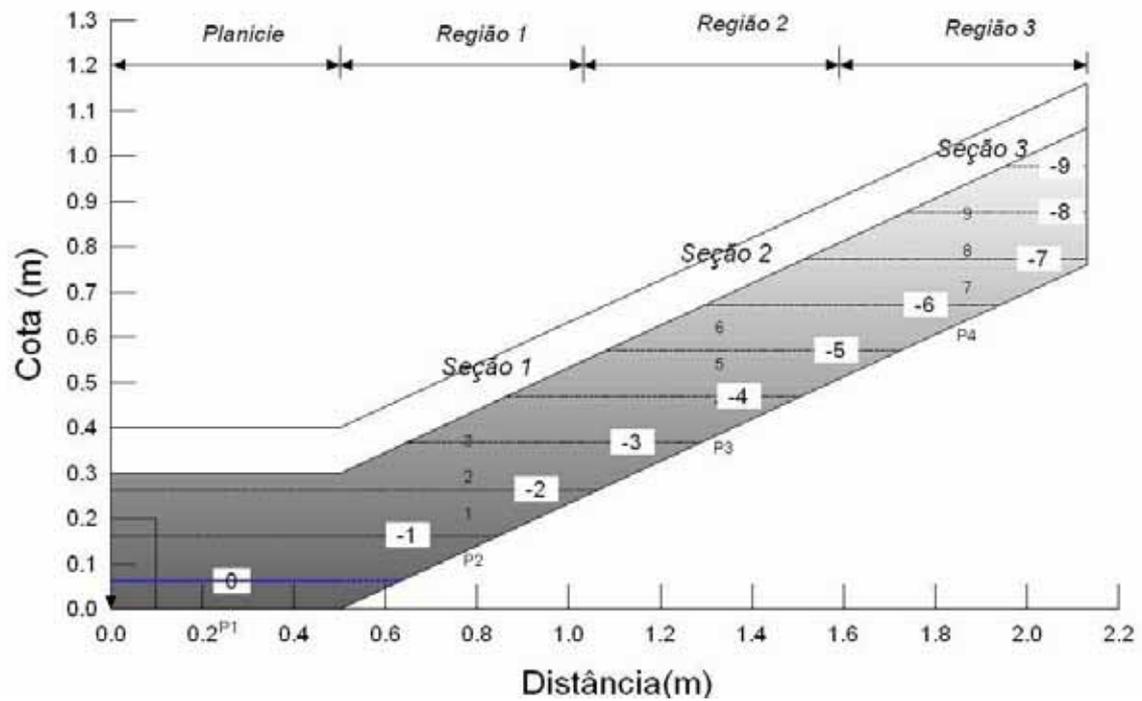


(a)

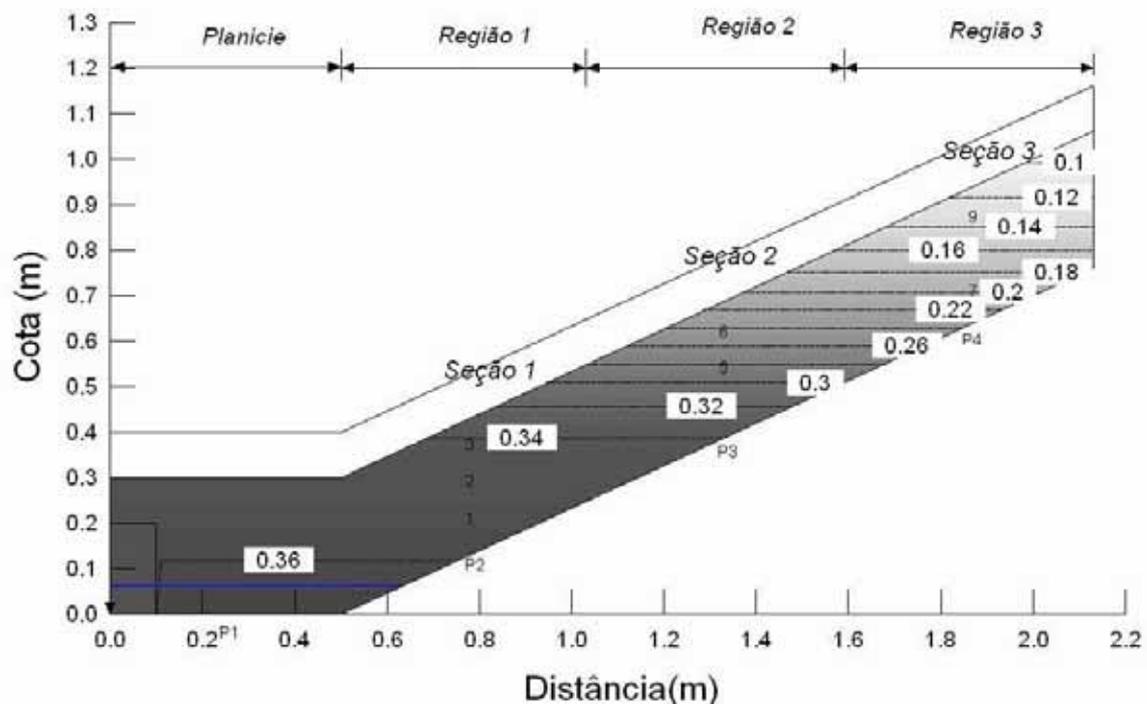


(b)

Figura 6.33. Condição inicial 1: (a) contornos poro-pressão (kPa) e (b) teor de umidade volumétrico.



(a)



(b)

Figura 6.34. Condição inicial 2: (a) contornos poro-pressão e (b) teor de umidade volumétrico.

O programa SEEPW permite definir valores de carga total, carga de pressão ou vazão nos nós como condição de contorno. Os valores iniciais de sucção gerados pela simulação numérica foram próximos dos lidos experimentalmente, antes da chuva, principalmente em regiões mais próximas do lençol. Contudo, os valores iniciais reais de sucção em regiões mais distantes do lençol (principalmente na seção 3 e para profundidades maiores do perfil), devem ser um pouco maiores que os definidos na simulação numérica, pois nesta região a areia estaria mais seca, próxima da umidade higroscópica. A atribuição de valores maiores de sucção em regiões distantes do lençol pela simulação numérica (pela definição de sucções nos nós), gerou gradientes de pressão que com o início da infiltração provocaram um fluxo ascendente em direção à crista, que parece ser uma incoerência. Por isso, optou-se em não se definir valores de sucção maiores em regiões distantes do lençol, definindo-se um lençol na base como condição inicial (obtendo um equilíbrio de carga total).

Finalmente, as condições de contorno definidas foram: impermeável por todo o contorno inferior do talude e da planície; impermeável na crista; impermeável ou com drenagem permitida a jusante da planície; e com uma intensidade de chuva (constante ou variável) no contorno superior do talude e da planície.

### **6.3.3 Resultados obtidos**

#### **a) Análise de fluxo**

Os resultados obtidos pela simulação numérica do fluxo serão apresentados neste item juntamente com os resultados experimentais. Para a simulação do fluxo no talude utilizaram-se as condições iniciais e de contorno apresentadas anteriormente e os parâmetros hidráulicos da Areia de São Francisco.

Inicialmente a simulação numérica do fluxo será comparada com os valores de sucção (dados pelos tensiômetros) e poro-pressão (dados pelos transdutores), obtidos experimentalmente, para o ensaio 3, e umidade (TDR) para o ensaio 4. Os demais ensaios tiveram a mesma tendência. A variação das poro-pressões no contato impermeável e das sucções nos perfis do solo dada pela simulação numérica, seguiu a mesma tendência dos resultados experimentais, principalmente em regiões mais

próximas ao lençol. Com relação aos teores de umidade, utilizando a curva característica determinada com o papel filtro, observou-se uma diferença entre os dados da simulação numérica e os resultados experimentais. Por isso, resolveu-se montar uma curva característica da caixa, a partir dos dados de umidade e sucção lidos. A nova curva característica obtida apresentou, para mesmos valores de umidade, sucções inferiores às obtidas pelo ensaio do papel filtro, como pode ser visto na Figura 6.35. Como resultado, os valores de teor de umidade da simulação numérica se aproximaram dos resultados experimentais. A Figura 6.35 ilustra esta diferença na umidade volumétrica dada pelo TDR1, para o ensaio 4, comparada com as curvas geradas pela simulação numérica, considerando as duas curvas características (obtida pelo papel filtro e na caixa experimental). Por este motivo, nas simulações numéricas, utilizou-se a curva característica medida experimentalmente na caixa.



Figura 6.35. Curva característica ajustada (VG\_caixa) a partir dos pontos experimentais de sucção e teor de umidade lidos na caixa experimental (Ensaio-Caixa) comparada com a curva característica obtida por papel filtro (VG\_P.filtro).

Tais diferenças entre as curvas características do ensaio de papel filtro e da caixa experimental podem ter ocorrido por algumas razões. No caso do papel filtro, as amostras foram compactadas estaticamente, a partir de um teor de umidade inicial, de modo que tivessem uma coesão aparente que permitisse a sua moldagem, obtendo uma densidade relativa máxima por compactação de 88% ( $e=0,60$ ). No caso do material depositado na caixa, a densidade relativa foi de 100% ( $e=0,57$ ) e o solo foi depositado seco, em camadas, e posteriormente umedecido. Esta forma de deposição foi manual e sem controle da velocidade de deposição, podendo ter

ocorrido variações na compactidade de areia. Na prática, pode-se considerar que a densidade do solo depositado na caixa está entre 100% ( $e=0,57$ ) e 88% ( $e=0,60$ ). Em termos de condutividade não saturada, esta variação de densidade relativa não produziu variações significativas na modelagem, mas pode ter influído na forma curva característica.

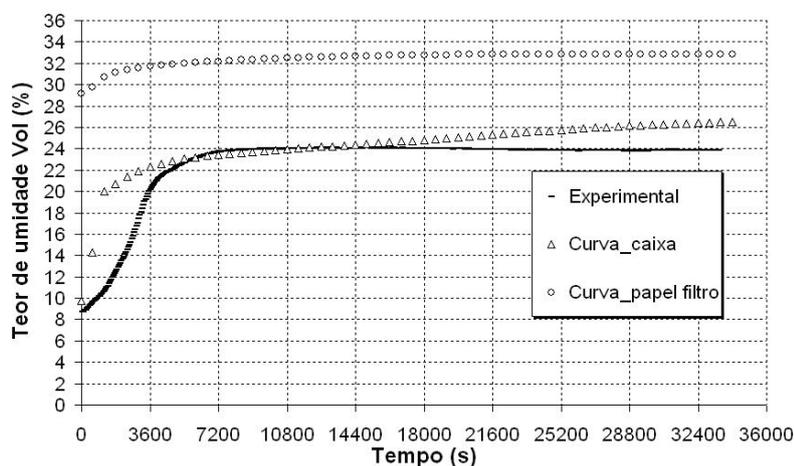


Figura 6.36. Variação da umidade volumétrica com o tempo, para diferentes para curvas características (papel filtro e experimental-caixa) e resultados experimentais (TDR1), considerando o talude com anisotropia da camada superior.

Os perfis de teor de umidade medidos ao final dos ensaios, apresentados nas Figuras 6.29 e 6.30 mostram que na região central do talude o teor de umidade tende a ser maior nas extremidades (fundo e superfície) e menor na metade do perfil. Tal comportamento pode ser explicado por a uma anisotropia quanto à condutividade hidráulica não saturada, que seria maior no sentido paralelo ao talude. Tal anisotropia poderia ter ocorrido durante o processo de pluviação da areia na caixa. Por esta razão, resolveu-se simular três casos diferentes quanto à condutividade hidráulica não saturada:

- 1) Talude isotrópico, utilizando a malha 1 (Figura 6.31);
- 2) Talude anisotrópico,  $k_1 = 10 k_3$ , utilizando a malha 1 ( $k_1$  = condutividade hidráulica na direção da superfície do talude e  $k_3$  = condutividade hidráulica na direção perpendicular à superfície do talude);
- 3) Talude anisotrópico em uma camada superficial, utilizando a malha 2 (Figura 6.32).

A fim de verificar qual dos três casos acima reproduziu melhor os resultados experimentais, selecionou-se medições de um tensiômetro (T1), um transdutor de

poro-pressões ( $P_0$ ) e um medidor de umidade (TDR1), para comparar os resultados obtidos com os três casos da simulação numérica anteriormente descritos, conforme pode ser visto nas Figuras 6.37 a 6.39.

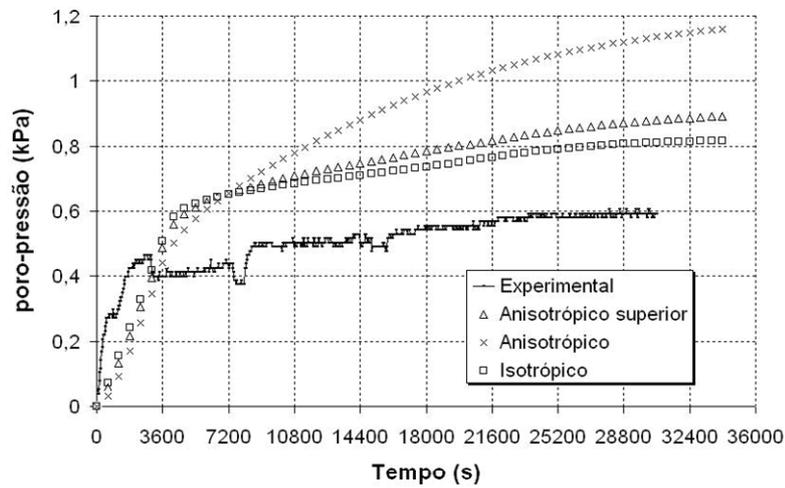


Figura 6.37. Comparação entre as poro-pressões medidas no transdutor de pressão  $P_0$  com as geradas nos três casos de simulação numérica.

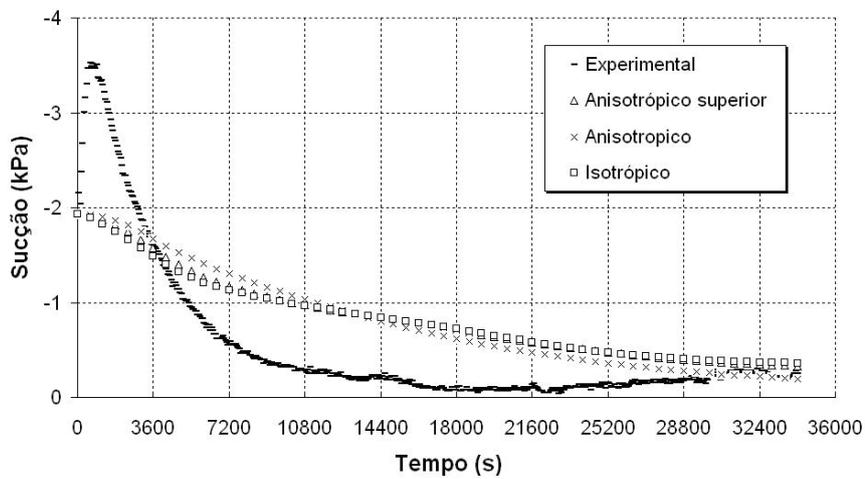


Figura 6.38. Comparação entre as sucções medidas no tensiômetro T1 e as geradas nos três casos de simulação numérica.

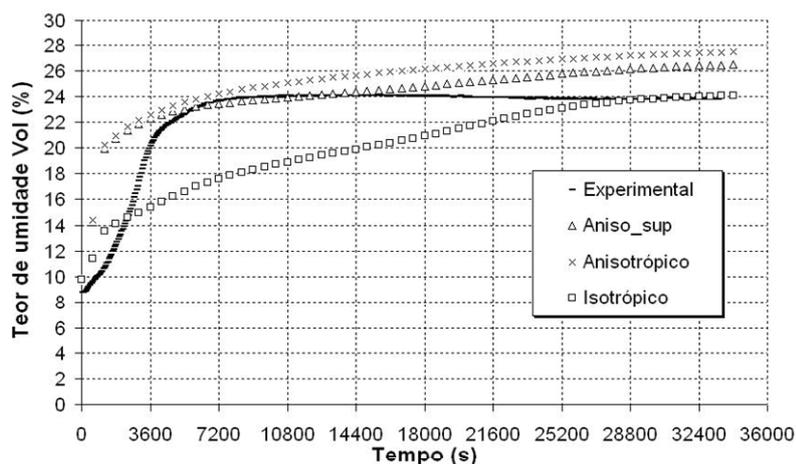


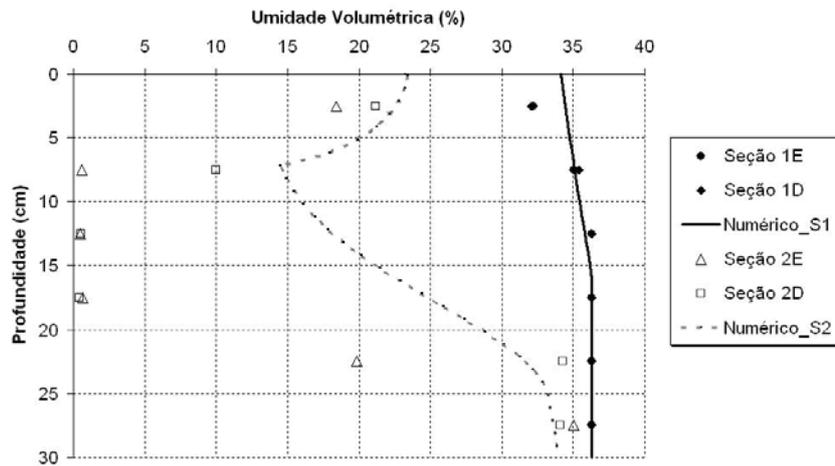
Figura 6.39. Umidades medidas no TDR1 e as geradas nos três casos de simulação numérica.

Nota-se que, com relação às sucções, não há uma diferença significativa na consideração da anisotropia no fluxo. O talude modelado com uma camada superior anisotrópica apresentou uma variação mais próxima dos resultados experimentais, no que diz respeito à variação do teor de umidade volumétrica e poro-pressões com o tempo, comparado aos outros casos. Além disso, os perfis de umidade volumétrica são mais próximos dos medidos experimentalmente, quando se considera uma camada superior anisotrópica, como pode ser visto nas Figuras 6.40 e 6.41. Por estas razões, as comparações entre a simulação numérica e os resultados experimentais serão feitas considerando o talude anisotrópico em uma camada superficial utilizando a malha 2.

Na figura 6.42 serão apresentados os resultados experimentais de sucção lidos pelos tensiômetros e comparados com a simulação numérica, considerando uma camada anisotrópica na região superior do talude e utilizando a curva característica baseada na caixa experimental, ao final dos ensaios, com os dados de sucção e umidade.

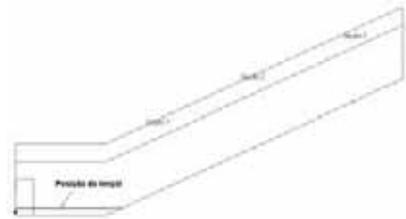


(a)

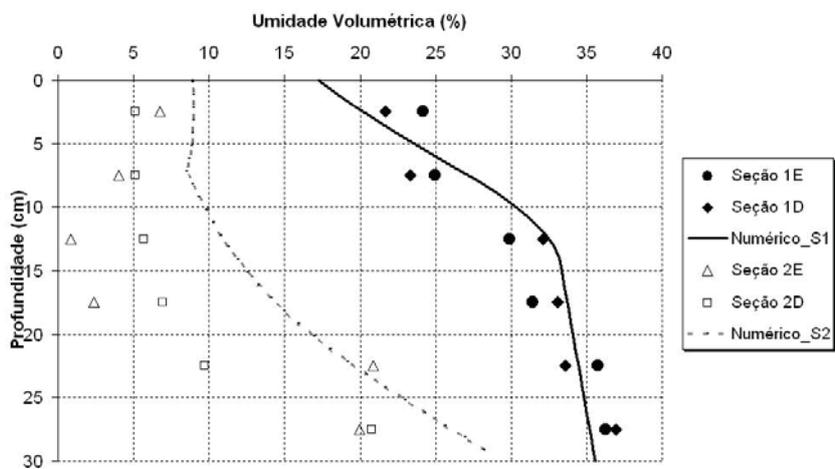


(b)

Figura 6.40. (a) Posição do lençol d'água e (b) umidades medidas x obtidas por simulação numérica, para as seções 1 e 2 (lençol no pé do talude).



(a)



(b)

Figura 6.41. (a) Posição do lençol d'água e (b) umidades medidas x obtidas por simulação numérica, para as seções 1 e 2 (lençol próximo ao dreno).

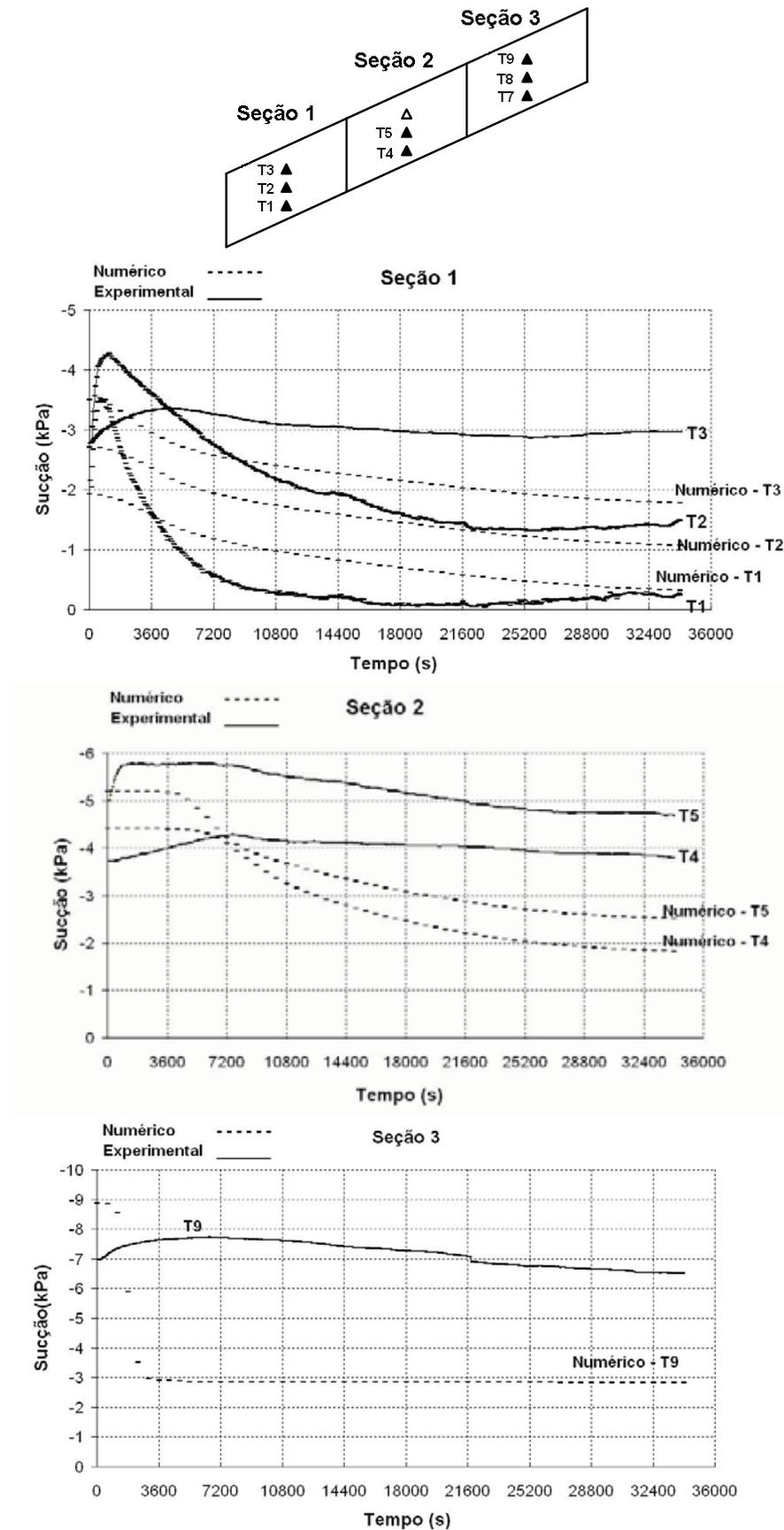


Figura 6.42. Variação da sucção com o tempo, ensaio 3 (linhas “cheias”, resultados experimentais; pontilhadas, numéricos).

Neste ensaio utilizou-se a condição inicial 1, definida na simulação numérica, considerada representativa de 1 semana sem chuva no modelo experimental. De uma maneira geral os resultados obtidos pela simulação numérica representaram bem os dados experimentais, principalmente para regiões mais próximas do lençol. Na região 3 só se pôde comparar os resultados experimentais com os numéricos do tensiômetro T9, pois a partir deste ensaio, ele parou de responder. As leituras dos demais tensiômetros da seção 3 (T7 e T8) foram consideradas não confiáveis e não foram comparadas com a modelagem numérica. A figura 6.43 mostra a variação das sucções com a profundidade e com o tempo para as três seções comparadas com resultados experimentais.

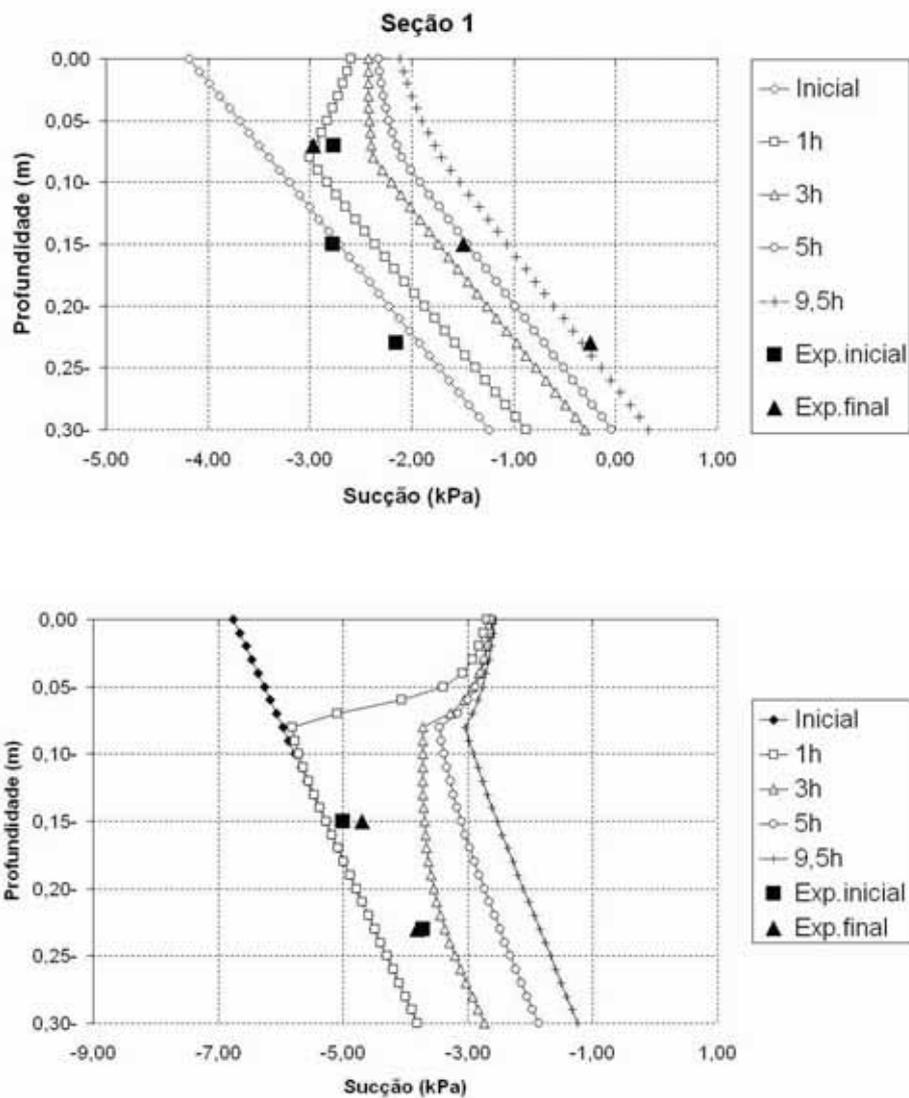


Figura 6.43. Variação da sucção com a profundidade (ensaio 3) e com o tempo (linhas “cheias”, dados experimentais; pontilhadas, numéricos); (a) Seção 1; (b) Seção 2.

Observou-se uma boa correlação entre os resultados experimentais e a simulação numérica na seção 1. Na seção 2, a condição inicial da simulação numérica não diferiu muito dos resultados experimentais, diferente da condição final nesta seção. Isto não quer dizer que as leituras dos tensiômetros estejam incorretas, pois a modelagem considera que o fluxo se dá por todo o talude. Na prática, isto não parece não ter ocorrido, sendo que algumas profundidades da seção a água pode ter “infiltrado menos”, seguindo caminhos preferenciais mais úmidos. Este fato é claramente notado na seção 3, para o tensiômetro 9. De acordo com a simulação numérica, o teor de umidade deveria aumentar até 15 % e a sucção reduzir-se para um valor em torno de 3,5 kPa (para a intensidade de chuva aplicada na superfície, de acordo com os parâmetros hidráulicos). As leituras indicaram uma sucção ao final do ensaio de 6,5 kPa e um teor de umidade em torno de 2%. A água infiltrada deve ter seguido caminhos preferenciais nesta região (paralelo à superfície) e a redução da sucção foi menor na profundidade de leitura do TDR2 e T9, conforme foi demonstrado pelos dados experimentais.

Quanto à variação das poro-pressões com o tempo, o modelo numérico previu que as pressões positivas surgem no pé e acompanham a tendência das leituras dos instrumentos (Figura 6.44). A diferença observada entre os dados de poro-pressão gerados na simulação numérica e os resultados experimentais do transdutor P0 ocorreu somente neste ensaio.

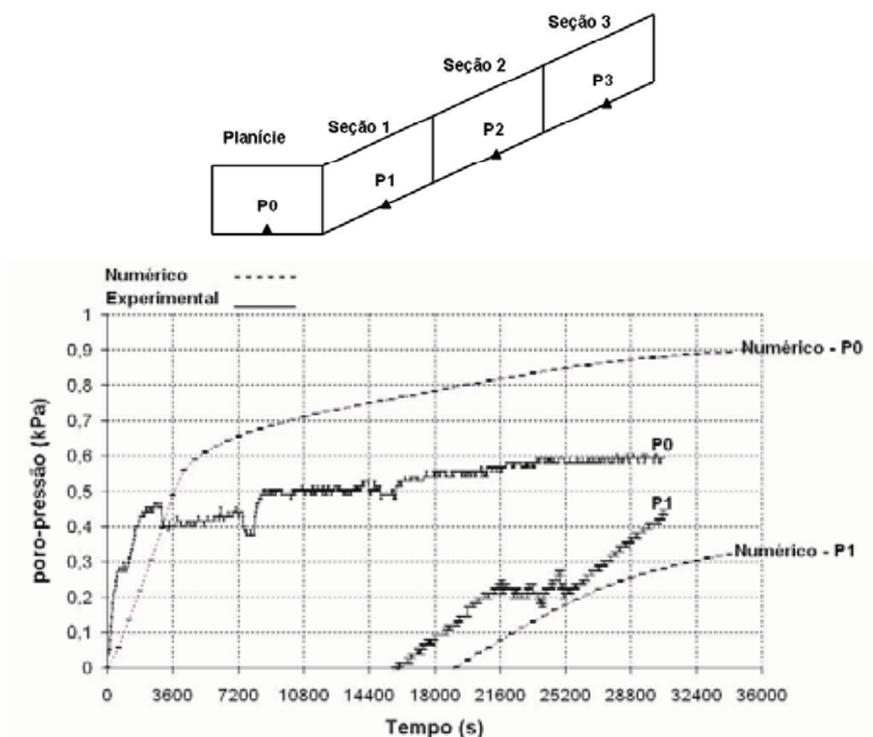


Figura 6.44. Variação das poro-pressões com o tempo (“linhas cheias”=resultados experimentais e linhas pontilhadas=dados numéricos).

Para outras seções, houve uma boa correlação, não sendo observado grandes diferenças, como pode ser visto na Figura 6.45.

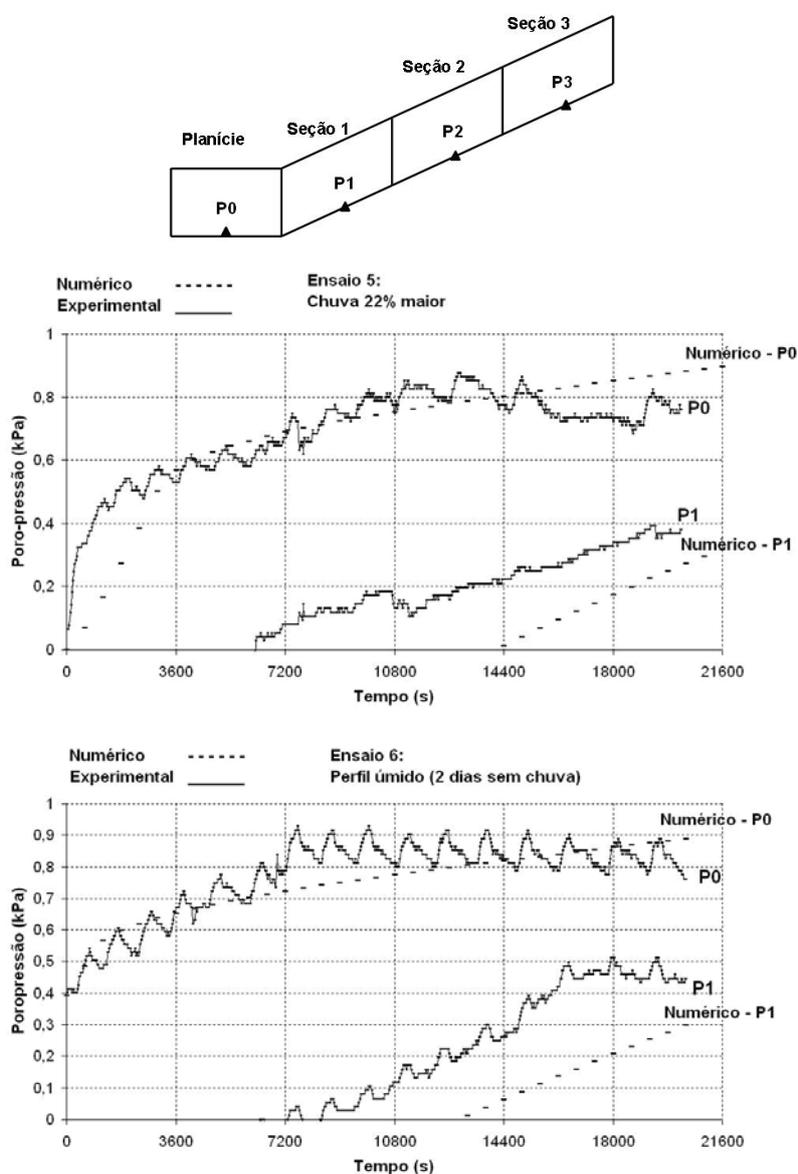


Figura 6.45. Variação das poro-pressões com o tempo (“linhas cheias”=resultados experimentais e linhas pontilhadas=dados numéricos).

Nos demais ensaios, a variação das sucções gerada na simulação e sua comparação com os resultados experimentais seguiram a mesma tendência e seus resultados não serão apresentados. Ao final de todos os ensaios somente os tensiômetros T1 e T2, localizados na seção 1, estavam respondendo.

A partir do ensaio 4, houve medições de teor de umidade com o tempo. A Figura 6.46 mostra a variação do teor de umidade dados pelos TDR, instalados a uma profundidade de 5cm, comparados com os dados gerados pela simulação numérica.

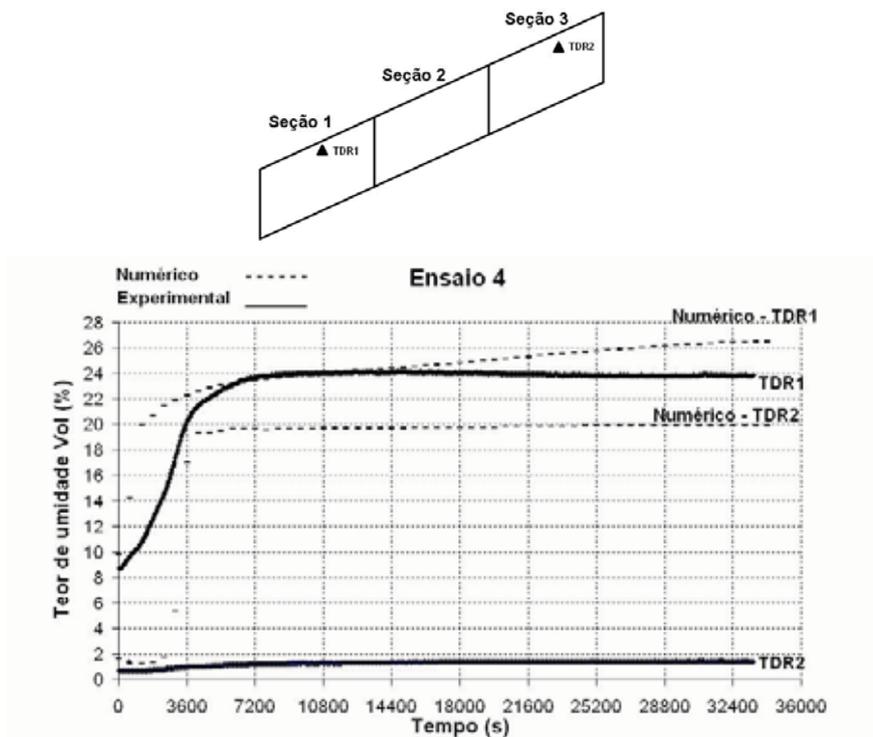


Figura 6.46. Variação do teor de umidade volumétrica com o tempo (linhas “cheias”, dados experimentais; pontilhadas, numéricos); (a) Seção 1; (b) Seção 2; (c) Seção 3.

Uma vez utilizados os parâmetros corretos, a modelagem numérica deve ser capaz de prever o comportamento do fluxo. As condições iniciais dadas pela modelagem foram próximas das medidas pelos tensiômetros, nas seções 1 e 2 (Figura 6.43). Na seção 3 não foi possível fazer tal comparação. Os valores de sucção final da modelagem se aproximaram dos resultados experimentais somente na seção 1, que está em uma região mais próxima do lençol. Nas seções 2 e 3 houve diferenças entre os valores de sucção final da modelagem e os experimentais, que foram maiores em pontos mais distantes do lençol. Este comportamento ocorreu devido à presença de caminhos preferenciais de percolação. A infiltração da água não foi uniforme e a modelagem numérica não é capaz de prever isto. Neste caso, podem-se minimizar as diferenças entre o comportamento real e previsto pela modelagem, pela definição de uma anisotropia na parte superior do talude, mas uma representação fiel da variação das sucções neste caso é difícil, para regiões mais distantes do lençol, devido a grande heterogeneidade do fluxo.

Com relação às poro-pressões, a modelagem conseguiu prever a elevação do lençol coerente com os resultados experimentais, a partir da curva característica usada, com a formação de um lençol na base do modelo, que é função da relação  $i/k_{sat}$ . A seguir, nas Figuras 6.47 a 6.49, é mostrada a elevação do lençol, dada pela

modelagem numérica, para alguns ensaios selecionados: ensaio 3 (chuva 9mm/h, perfil com 1 semana sem chuva), ensaio 5 (chuva 9mm/h, perfil com 2 dias sem chuva) e ensaio 10 (drenagem fechada, chuva 11mm/h, perfil com 2 dias sem chuva). Todos eles mostraram a tendência de formação de um lençol na base do modelo, concordando com os resultados experimentais.

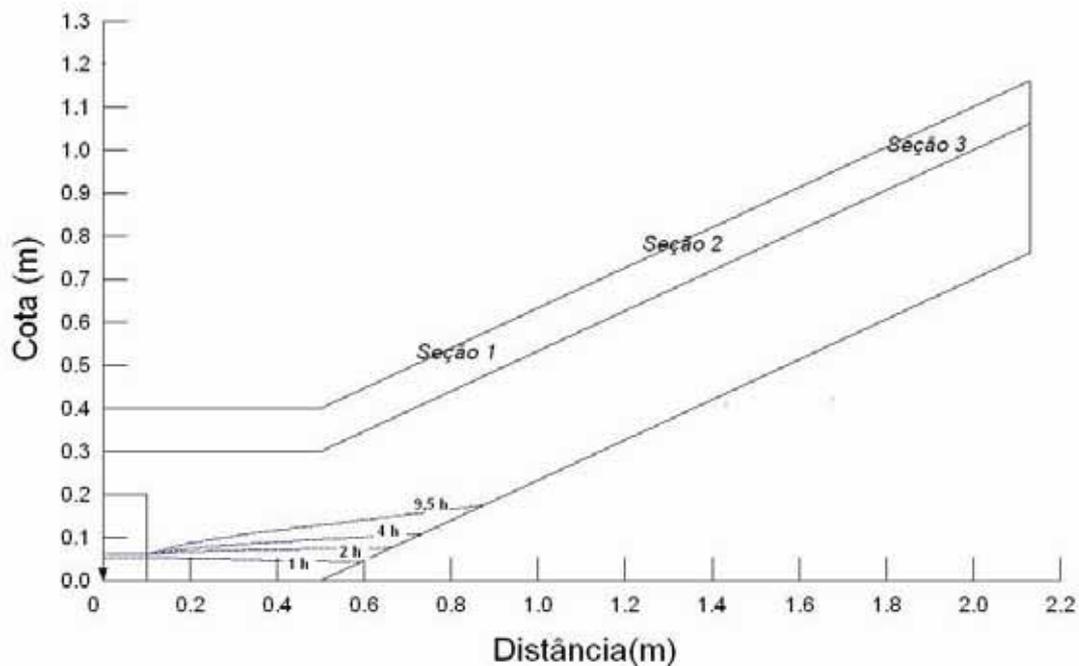


Figura 6.47. Elevação do lençol dada pelo SEEPW para o ensaio 3 (Condição inicial 1, intensidade de chuva de 9mm/h e drenagem aberta à jusante do pé).

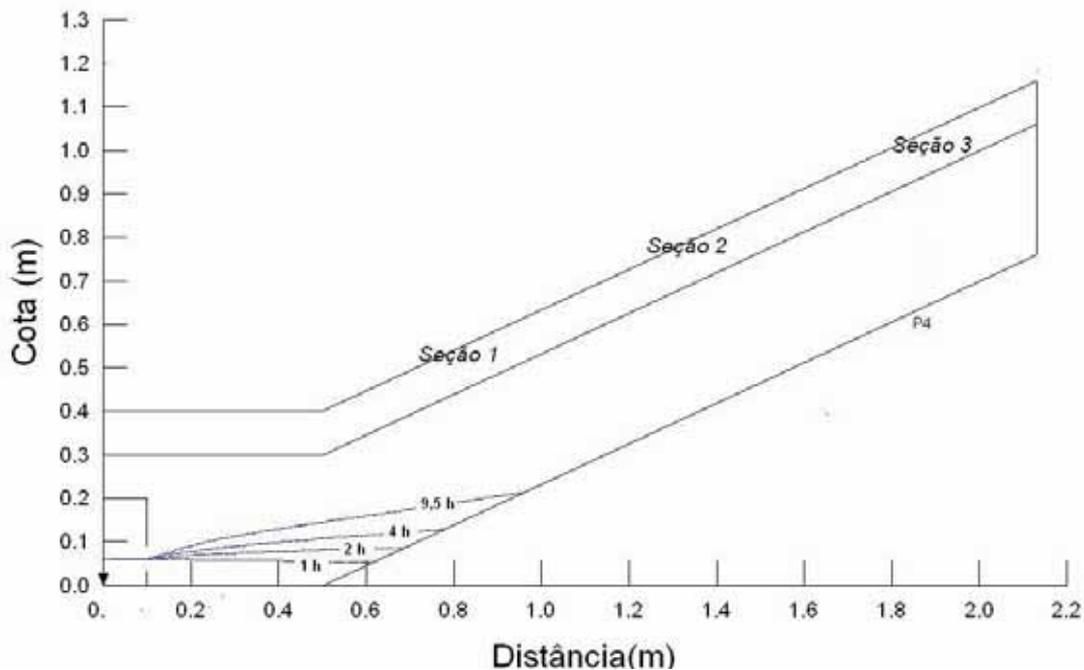


Figura 6.48. Elevação do lençol dada pelo SEEPW para o ensaio 5 (Condição inicial 1, intensidade de chuva de 11 mm/h e drenagem aberta à jusante do pé).

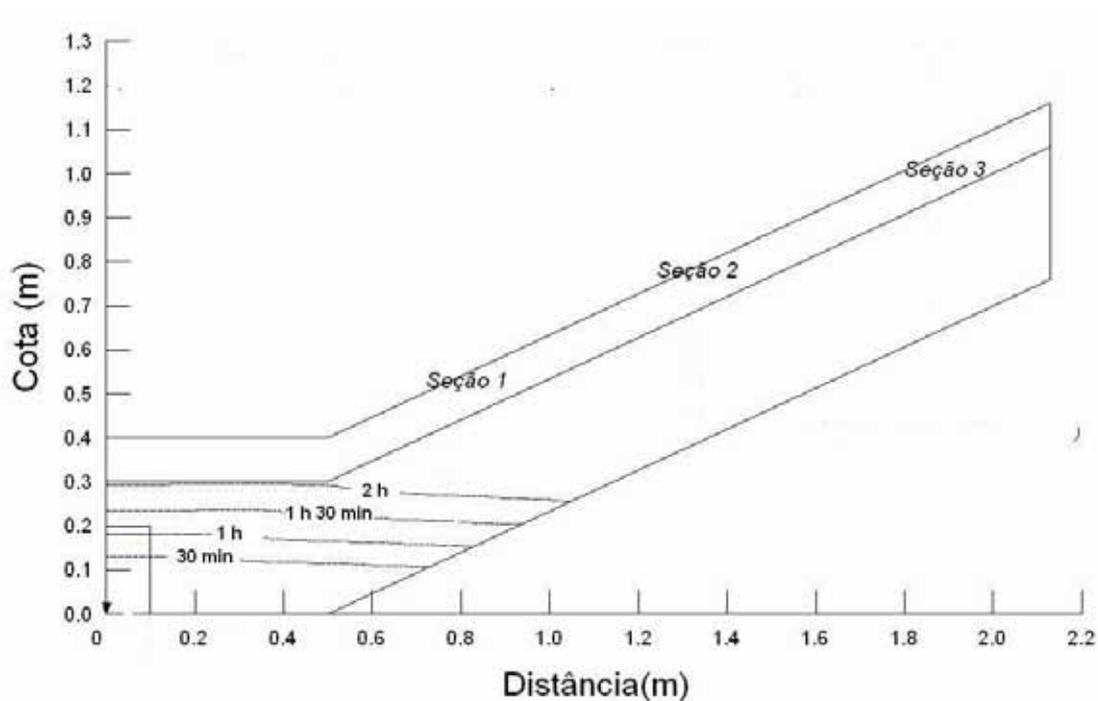


Figura 6.49. Elevação do lençol dada pelo SEEPW para o ensaio 10 (Condição inicial 2, intensidade de chuva 11 mm/h e drenagem fechada à jusante do pé).

### 6.3.4 Análise de Estabilidade

Os resultados anteriores mostraram que a simulação numérica baseada em parâmetros hidráulicos do material é capaz de simular a subida do lençol freático no pé do talude e a variação da sucção em regiões mais próximas ao lençol. Baseado nesta constatação seria possível, com auxílio dos perfis de poro-pressão obtidos pela simulação numérica, obter uma estimativa da variação do fator de segurança no tempo. Trata-se, portanto, de um exercício de estabilidade e espera-se obter resultados coerentes com os observados na bibliografia.

Na análise de estabilidade, foram utilizados os seguintes parâmetros de resistência:

$\gamma'$  (abaixo do lençol freático): 18.5 kN/m<sup>3</sup> (calculado);

$\gamma'$  (acima do lençol freático): 17 kN/m<sup>3</sup> (médio, depende da umidade);

$\phi' = 42,5^\circ$  (adotado, ângulo em que ocorreu o deslizamento do material);

$\phi^b = 20^\circ$  (adotado, não se dispunha deste valor para a densidade relativa do solo).

O peso específico do material é variável depende da umidade do solo, mas em geral varia de 17 a 19,5 kN/m<sup>3</sup>. Para o uso do programa de estabilidade adotou-se um peso específico de 18,5 kN/m<sup>3</sup> por todo o talude.

O valor de ângulo  $\phi^b$  foi adotado constante e igual 20°, valor este já medido em areias para sucções inferiores a 100 kPa (CALLE, 2000).

A variação dos fatores de segurança com o tempo foi feita considerando os seguintes casos:

- (a) Ensaio 4 ou 3 (ensaio inicial);
- (b) Ensaio 5 (variação da intensidade de chuva);
- (c) Ensaio 6 (variação do perfil de umidade inicial);
- (d) Ensaio 9 (aplicação de uma chuva variável);
- (e) Ensaio 10 (variação da condição de contorno, drenagem fechada).

Primeiramente é mostrado o gráfico dos fatores de segurança para os ensaios 4 e 5. Estes ensaios foram realizados nas mesmas condições diferindo na intensidade de chuva (no ensaio 5 foi aplicada uma intensidade 22% maior). Uma chuva de 11mm/h apresentou em todos os instantes de tempo, fatores de segurança menores, e também quando obtido o regime de fluxo estacionário (Figura 6.50) . O fator de segurança menor é reflexo de um lençol d'água menos profundo, inclusive na condição estacionária (queda da tensão efetiva no contato). A Figura 6.51 mostra o círculo crítico obtido na condição estacionária para o ensaio 5, que tangencia o contato impermeável.

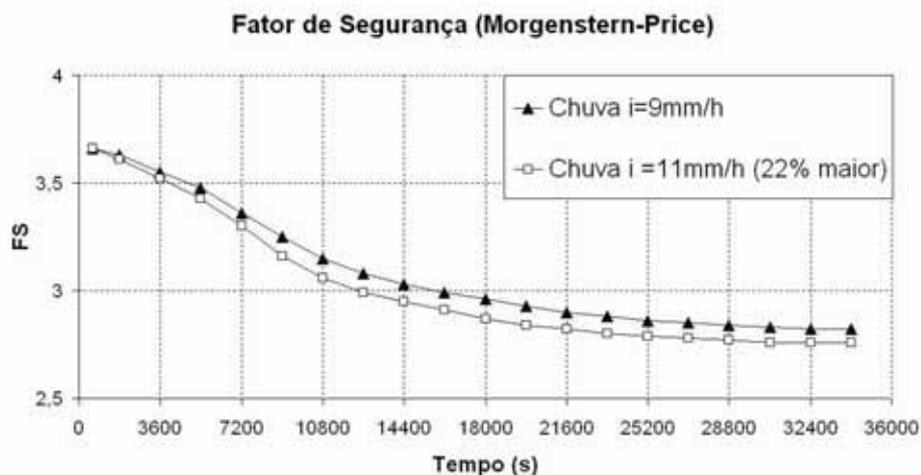


Figura 6.50. Variação do fator de segurança com diferentes intensidades de chuva.

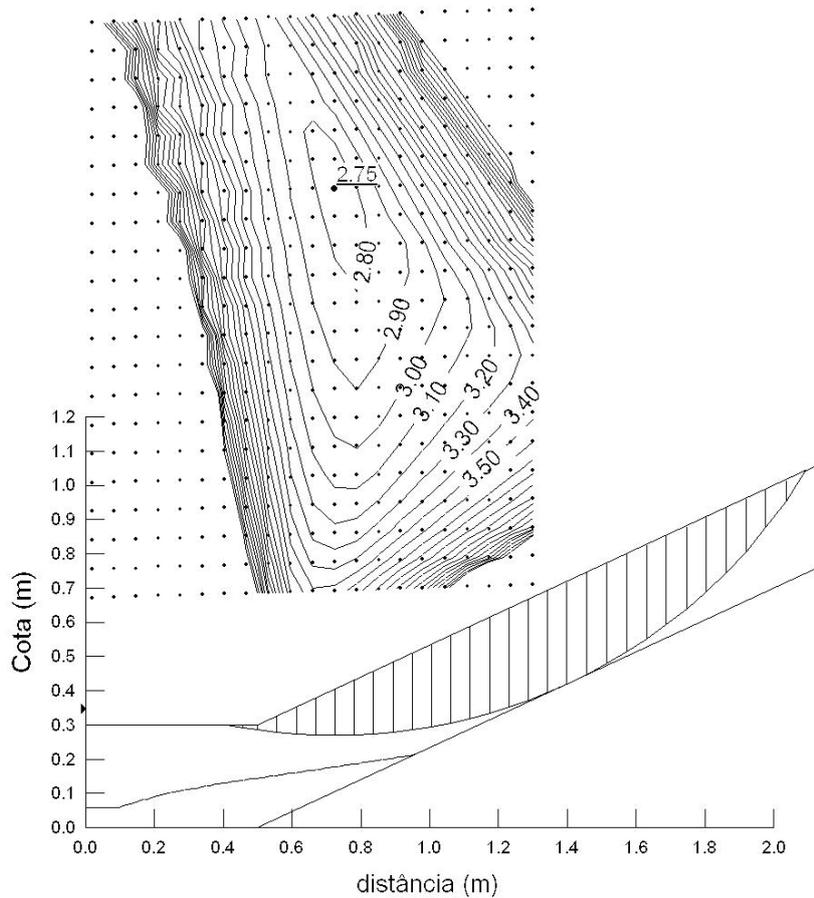


Figura 6.51. FS mínimo e superfície crítica, pelo método de MORGENSTERN e PRICE (1965), no regime de fluxo estacionário (Ensaio 5,  $i=11\text{mm/h}$ )

O segundo gráfico mostra a variação do fator de segurança nos ensaios 5 e 6, que foram realizados nas mesmas condições, porém com perfis de umidade inicial diferentes. No ensaio 5 o talude estava menos úmido do que no ensaio 6.

#### Fator de Segurança (Morgenstern-Price)

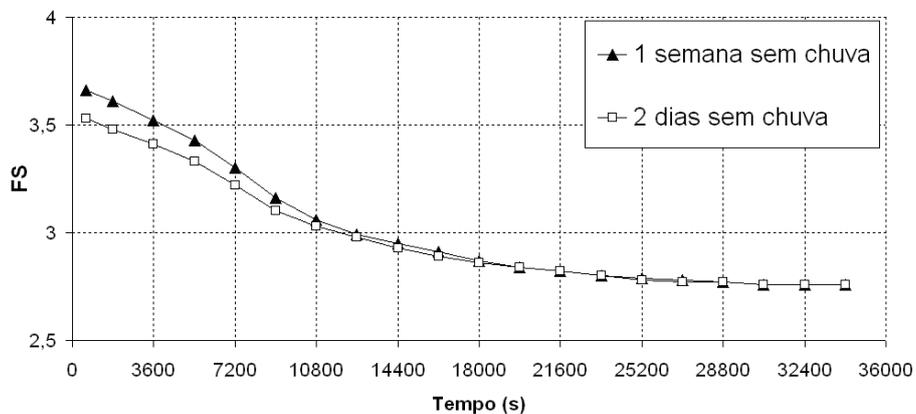


Figura 6.52. Variação do fator de segurança para diferentes condições iniciais.

Neste caso, para os mesmos tempos, os fatores de segurança são menores no perfil mais úmido (do ensaio 6), convergindo a um valor único no regime de fluxo estacionário, pois a intensidade de chuva aplicada era a mesma.

O terceiro gráfico mostra variação do fator de segurança obtido no ensaio com uma função de intensidade, ou seja, com uma chuva de intensidade e duração variável aplicada no perfil. Inicialmente aplicou-se uma intensidade de chuva de 11 mm/h por um intervalo de tempo de 1h40min. Durante este período, o fator de segurança teve uma queda mais acentuada. Após este período, cessou a chuva, por duas horas, e ocorreu um leve aumento do fator de segurança, sendo este aumento bem menor do que a queda anterior, considerando um mesmo intervalo de tempo. Ao final das duas horas, aplicou-se uma intensidade de chuva maior e com uma duração menor (14 mm/h, por 1h40min). O fator de segurança iniciou uma nova queda. Percebe-se que no fim da chuva o talude não havia atingido um regime fluxo estacionário. Como pôde ser visto na Figura 6.53, uma chuva anterior, nas mesmas condições do ensaio, produz um decréscimo no fator de segurança, que não se “recupera” da mesma forma que a sua queda.

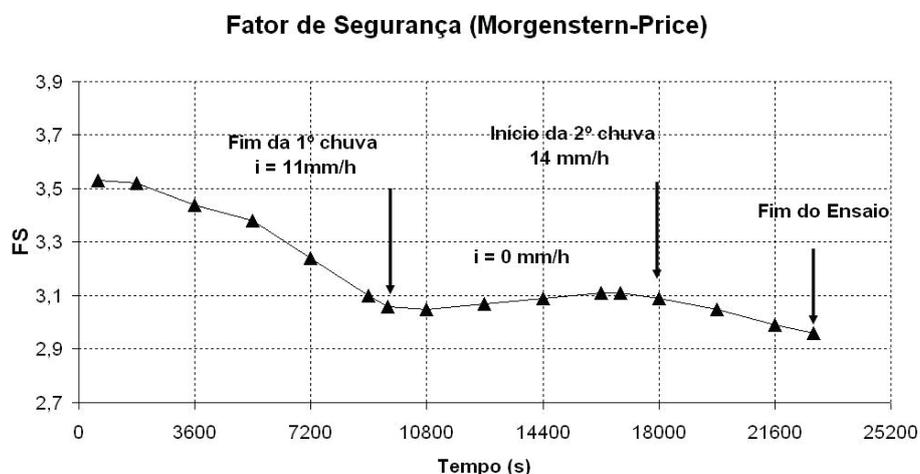


Figura 6.53. Variação do fator de segurança no ensaio 9 (chuva variável).

A Figura 6.54 compara os ensaios 6 e 10 que diferem nas condições de contorno. No ensaio 10 foi fechada a drenagem e permitida a subida do lençol até o pé do talude, diferente do ensaio 10 onde a drenagem foi permitida e um lençol mais profundo foi obtido.

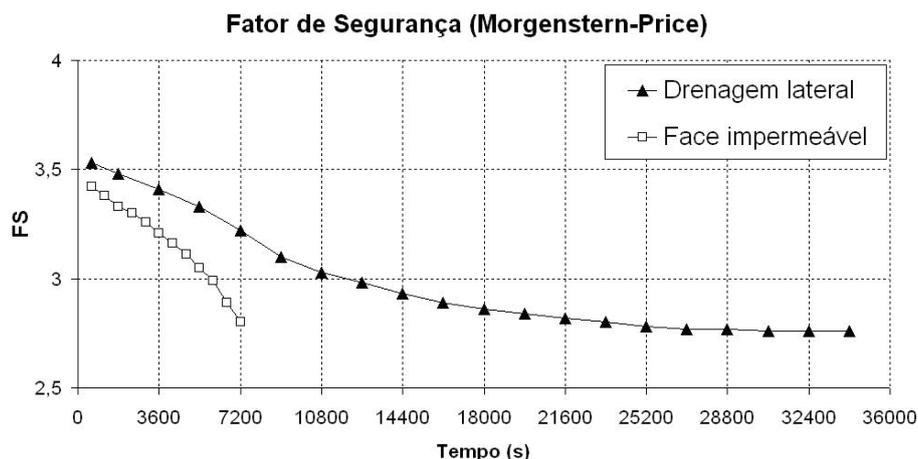


Figura 6.54. Variação do fator de segurança com e sem drenagem permitida

No caso da drenagem não permitida, o talude não tinha chegado à condição estacionária, mas percebe-se claramente que o decréscimo do fator de segurança é maior e seu valor é menor, devido ao decréscimo da tensão efetiva no contato impermeável, pelo aumento das poro-pressões.

## 6.4 Discussão dos Resultados

Todos os ensaios realizados na caixa experimental foram descritos no início do capítulo. Os ensaios 1 e 2 serviram para mostrar como se comportaram as sucções, as poro-pressões e as umidades, através das leituras dos instrumentos, em função de uma infiltração imposta na superfície do talude. No ensaio 1 não foi possível controlar as condições iniciais de sucção, pois os valores foram “criados” para permitir um bom funcionamento do equipamento. No ensaio 2, não foi possível controlar a intensidade de chuva (pois a bomba foi trocada e as intensidades, ainda que para a mesma pressão foram diferentes), de modo que não foi possível obter uma repetibilidade do ensaio para fins de comparação.

A partir dos ensaios 3 e 4, e com a experiência ganha nos ensaios anteriores, procurou-se verificar a repetibilidade das leituras dos medidores, que foram posteriormente comparadas com uma modelagem numérica, utilizando o programa SEEPW, baseada em parâmetros hidráulicos do solo, que são a curva característica (obtida experimentalmente pela técnica do papel filtro) e curva de condutividade hidráulica não saturada em função da sucção (obtida por correlação com a curva

característica, por VAN GENUCHTEN, 1980). Esta curva característica diferiu da curva característica observada na caixa (obtida através de dados de umidade e sucção nas seções transversais), apresentando, para os mesmo valores de umidade, sucções superiores a esta curva característica. As amostras usadas para a determinação da curva característica pela técnica do papel filtro foram compactadas estaticamente com um teor de umidade inicial, que diferiu da forma de colocação da areia na caixa, que foi pluviada seca e posteriormente umedecida, sendo que a distribuição da umidade após uma precipitação na superfície não foi homogênea por todo o talude. A forma de colocação da areia na caixa e a distribuição de umidade pelo perfil parecem ter influenciado na forma da curva característica. Por esta razão, nas simulações numéricas, utilizou-se a curva característica obtida na caixa experimental que reproduziu valores mais próximos dos experimentais.

Baseado nos resultados dos ensaios pode-se dizer que a simulação numérica foi capaz de reproduzir o padrão de fluxo que ocorre em talude onde a intensidade de chuva é muito menor (pelo menos uma ordem de grandeza) que a condutividade hidráulica saturada. Segundo MERIGGI et al. (2002) para este caso, devido à alta condutividade hidráulica do material não há a formação de um lençol freático paralelo à inclinação do talude e sim a formação de um lençol na base em uma região próxima ao pé. Os dados de poro-pressão indicaram a formação de um lençol pelas leituras de poro-pressões positivas nos transdutores P0 situado na base da “planície”, e transdutor 1, situado na base da seção P1, com uma boa correlação entre os dados medidos e os obtidos numericamente. Os demais transdutores, P2 e P3, situados nas seções 2 e 3, respectivamente, não acusaram medidas de pressões positivas.

A intensidade de chuva aplicada, de 9mm/h ( $2,5 \cdot 10^{-6}$ m/s), corresponde a uma sucção de 3,5 kPa e a um teor de umidade volumétrico de 15%, de acordo com os parâmetros hidráulicos medidos na caixa para a areia de São Francisco. Aplicando esta intensidade de chuva a sucção na superfície deverá cair para um valor de 3,5 kPa, nas regiões onde a sucção for maior que este valor. Se a sucção for menor, as sucções tenderão a este valor de 3,5 kPa.

Outra questão a ressaltar é a queda inicial dos valores de sucção com o início da chuva. A provável explicação para este fenômeno é o aumento da pressão de ar com o avanço da infiltração. Este aumento foi medido por WANG & FEYEN (1995). A pressão de ar aumentava até um valor máximo, quando as bolhas de ar subitamente surgem na superfície do solo, fazendo com que a pressão do ar em todas as profundidades do solo decrescesse. Para confirmar esta hipótese seria necessário medir a pressão de ar em diversas profundidades.

O talude foi dividido em três faixas longitudinais de igual comprimento e na metade de cada faixa foram estabelecidas as seções: (a) a seção 1, próxima ao pé; (b) seção 2, na metade do talude; e (c) seção 3, próxima à crista.

A seção 1 está localizada em uma região mais úmida com relação às demais por estar mais próxima do lençol freático. A variação das sucções a partir de uma condição inicial até a obtenção de um regime de fluxo estacionário lida pelos tensiômetros foi coerente com a simulação numérica. Nesta seção a queda da sucção está associada principalmente à água de origem capilar, pela presença do lençol.

No caso da seção 2, a queda da sucção lida pelos tensiômetros com a infiltração da água da chuva foi menor por dois motivos. Primeiro, a distância do lençol é maior e, de acordo com as alturas de ascensão capilar determinadas para a areia de São Francisco, a influência da água capilar nesta região deve ser pequena. Segundo, a distribuição da umidade medida posteriormente ao ensaio mostrou que não houve uma uniformidade das umidades ao longo do perfil do solo. A umidade foi maior no topo e no fundo do perfil e menor no meio. A formação deste perfil de umidade pode ter ocorrido devido a uma anisotropia do fluxo na parte superior do modelo (pode ter ocorrido durante a deposição do solo na caixa).

Na seção 3, não houve influência da água de origem capilar e ocorreu um fluxo paralelo à superfície de acordo com as leituras dos tensiômetros e do TDR instalado nesta seção. A água seguiu caminhos preferenciais de percolação. Ao final dos ensaios, constatou-se que esta região estava praticamente seca (em maiores profundidades).

Com relação à simulação numérica, o programa SEEPW gera um perfil inicial de sucção crescente com o aumento da distância do solo ao lençol (carga hidráulica constante). Esta hipótese não leva em conta o valor da altura de ascensão capilar, que é diferente para cada tipo de solo, e que a distribuição da umidade, durante e após a chuva, possa não ser uniforme. Nas seções 1 e 2 os valores de sucção inicial lidos pelos tensiômetros foram próximos dos gerados pela simulação numérica, sendo que a queda da sucção foi devida à água de origem capilar. Na superfície, devido à intensidade de chuva imposta, a sucção deve cair para 3,5 kPa, de acordo com os parâmetros hidráulicos do solo observados na caixa experimental. Como a seção 2 está um pouco mais distante do lençol, os efeitos de origem capilar devem ser pequenos. Os resultados experimentais mostram uma pequena queda no valor inicial

de sucção (antes de uma subida, atribuída provavelmente ao aumento da poro-pressão do ar) e parecem ser bem coerentes. No caso da simulação numérica, a sucção decresce a valores abaixo de 3,5 kPa, sugerindo a uma influência do lençol na queda das sucções nesta seção. Porém, na realidade, o fluxo não foi uniforme por toda a seção (de acordo com o perfil de umidade medido) e a simulação numérica não é capaz de prever isto. Por esta razão, principalmente para regiões mais distantes do lençol, é difícil que a modelagem numérica corresponda aos resultados de sucção final, devido à heterogeneidade do fluxo. Contudo, foi possível minimizar as diferenças com a atribuição de uma camada anisotrópica na superfície, com condutividade hidráulica maior no sentido paralelo à superfície.

Com relação à seção 3, a queda da sucção observada no tensiômetro 9, localizado mais próximo à superfície, ocorreu devido à infiltração da água da chuva e cuja intensidade incidente na superfície não foi a mesma para esta profundidade, de acordo com os dados umidade lidos pelo TDR2 localizado nesta seção, que mostraram um pequeno acréscimo no teor de umidade (menor do que seria produzido pela intensidade de chuva de 9mm/h), indicando que a água não se infiltrou verticalmente nesta profundidade e teria divergido lateralmente pela superfície. A queda na umidade é coerente com a queda da sucção registrada no tensiômetro 9. Como a seção 3 é a região mais afastada, a sucção não deve decrescer devido ao efeito capilar e sim pela infiltração vertical. A simulação numérica foi capaz de prever esta queda. Porém, na realidade, a água não se infiltrou em profundidades maiores (infiltração não foi uniforme), sendo que a modelagem não é capaz de prever isto, gerando diferenças entre as sucções medidas experimentalmente e geradas numericamente. Não significa que a modelagem esteja errada, pois esta considera que o fluxo se dá por toda a seção, o que, de fato, não ocorreu.

Com relação à elevação do lençol freático, o programa SEEPW produziu resultados coerentes com as leituras dos transdutores de pressão, como também no regime de fluxo gerado, que é função da relação intensidade de chuva e condutividade hidráulica saturada do material.

Na análise de estabilidade, os fatores de segurança mostram uma queda inicial mais acentuada, tendendo a um valor constante. Esta queda inicial é mais pronunciada em solos com maiores condutividades hidráulicas saturadas (ALONSO et al., 1995; MERIGGI et al., 2002; SANTOS e VILLAR, 2004, CARDOSO e FUTAI, 2005). Se houver ruptura (que vai depender da geometria e dos parâmetros de

resistência do solo), a superfície de deslizamento é localizada no pé, seguida de uma ruptura geral, com superfície de deslizamento na transição de materiais.

Uma vez que a modelagem numérica foi capaz de reproduzir razoavelmente os resultados experimentais, principalmente em regiões mais próximas da saturada, foi possível obter uma estimativa da variação do fator de segurança com o tempo, a partir de perfis de poro-pressão gerados pela simulação numérica. Tratou-se, portanto, de um exercício de estabilidade, já que alguns parâmetros não eram conhecidos e foram estimados. Foram variados alguns parâmetros:

- Intensidade de chuva: Uma intensidade de chuva 22% maior resultou em fatores de segurança menores em todos os tempos, inclusive no regime de fluxo estacionário, sendo mais crítico para a estabilidade, pois, neste caso, toda a água que incide na superfície infiltra ( $i < k_{sat}$ );
- Perfil de umidade anterior à chuva: o fator de segurança é menor quanto mais úmido estiver o talude antes da chuva, em qualquer tempo, com exceção no regime de fluxo estacionário;
- Chuvas finas e longas antecedentes a uma chuva mais intensa e de menor duração, levam a uma queda significativa do fator de segurança, que não se “recupera” na mesma proporção de sua queda, deixando o talude, antes do início da segunda chuva, em uma condição estabilidade bem mais crítica do que a anterior à chuva fina;
- A queda no fator de segurança foi mais pronunciada quando não ocorre há drenagem no pé, pois a água tende a acumular no pé do talude, sendo a principal causa da queda do fator de segurança;
- A mudança da inclinação do modelo experimental modificou a condição de contorno a jusante do pé, mas não resultou em um aumento maior do lençol. Neste caso, a instabilidade ocorreu na crista, com deslizamento do material seco, no momento em que a inclinação atingiu o ângulo de atrito do solo. Não foi possível analisar a variação do fator de segurança porque além da inclinação, mudou a condição de umidade inicial.

Ao final dos ensaios, procedeu-se a determinação do teor de umidade do talude com retirada de amostras. Na seção 1 houve um aumento do teor umidade com um aumento da profundidade. Na seção 2, o teor de umidade era maior na superfície e no fundo e menor no interior, evidenciando que a água, durante a infiltração seguiu caminhos preferenciais de percolação. Já na seção 3, não foi possível a retirada de amostras porque o perfil tinha uma umidade muito baixa, próxima à higroscópica. A

partir destes resultados pode-se concluir que um solo arenoso, mesmo em condições homogêneas de compactidade, quando sujeito a uma infiltração na superfície constante e inferior à sua condutividade hidráulica, a distribuição da umidade pelo perfil de solo poderá não ser uniforme. As razões para este fato já foram discutidas por HILLEL (1971). A condutividade hidráulica é máxima quanto o solo estiver completamente saturado. Estando o solo parcialmente saturado, parte dos poros está preenchida por ar e a condutividade hidráulica é pequena, principalmente os poros maiores, os mais “condutivos”, e a água tenderá a passar pelos poros menores. Os poros maiores serão evitados, aumentando a tortuosidade do fluxo. Em solos mais grossos podem ocorrer estas discontinuidades, pois a água tenderá a seguir caminhos por onde a condutividade hidráulica for maior. Na saturação os solos de textura grossa conduzem a água mais rapidamente que solos mais finos. Contudo, o oposto também é verdadeiro. Em um estado não saturado, nos solos arenosos os grandes poros são rapidamente esvaziados e desenvolvem baixas condutividades hidráulicas com o aumento da sucção, diferentes de solos mais finos que mesmo em sucções mais altas conservam uma quantidade de água ao redor da partícula (por adsorção) de modo que a condutividade hidráulica não saturada não decresce tanto como no solo mais grosseiro. A representação deste padrão de fluxo pela modelagem numérica foi possível admitindo-se uma anisotropia na camada superior do talude, provavelmente decorrente do processo de deposição, sendo que os valores de gerados foram coerentes com os dados experimentais lidos, considerando duas profundidades do lençol.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 7.1 Comentários Finais

Pretendeu-se compreender o mecanismo de fluxo em taludes coluvionares sobrepostos a uma camada de condutividade inferior, quando sujeito a uma infiltração na superfície menor que a condutividade hidráulica do material. Utilizou-se um modelo experimental e seus resultados relativos ao comportamento do fluxo foram comparados com uma modelagem numérica, cujos resultados são obtidos com base nos parâmetros hidráulicos do material (curva característica e curva de condutividade hidráulica não saturada). Posteriormente, foi feita uma estimativa da estabilidade em função da variação de alguns parâmetros, tais como intensidade de chuva, perfil inicial de umidade, função de chuva (intensidade e duração), condição de contorno (elevação do lençol) e inclinação.

De uma maneira geral, o modelo experimental teve um bom desempenho. Os instrumentos instalados (transdutores de pressão, tensiômetros e TDR) responderam bem à aplicação da chuva no talude, registrando o aumento do lençol no pé, queda da sucção nos tensiômetros (devido ao efeito da água capilar e/ou infiltração vertical) e aumento da umidade. Nenhum transdutor de pressão ou TDR apresentou qualquer problema de funcionamento. No entanto, alguns tensiômetros apresentaram problemas de leituras, provavelmente devido à presença de bolhas de ar, principalmente os situados na região da crista. Pequenas bolhas de ar poderiam estar presentes no reservatório do tensiômetro durante o processo de saturação.

O modelo numérico representou razoavelmente bem os resultados experimentais com base nos parâmetros hidráulicos do solo. Da mesma forma que o modelo experimental, a modelagem numérica mostrou uma elevação do lençol no pé, sem a formação de um fluxo paralelo ao talude. Os resultados foram melhores em regiões mais próximas do lençol. Em regiões não saturadas mais afastadas do lençol a distribuição da umidade no talude não foi uniforme, sendo que ocorreram diferenças entre os resultados reais medidos e a modelagem numérica (que não é capaz de representar este padrão).

## 7.2 Conclusões

No que concerne aos resultados obtidos, chegaram-se às seguintes conclusões:

Quanto ao modelo experimental:

- 1) Os transdutores pressão utilizados possuem boa acurácia. Estes não apresentam problemas, desde que sejam corretamente manipulados;
- 2) Os tensiômetros responderam bem à infiltração da água da chuva, com exceção de alguns instrumentos que apresentaram problemas de leitura durante os ensaios (devido a bolhas de ar, impossibilidade de re-saturação da água do reservatório a cada ensaio);
- 3) O sistema de simulação de chuva artificial produz uma espécie de neblina (não há formação de gotas) que impede a erosão superficial no solo. A uniformidade obtida é coerente com os dados da literatura obtidos por outros pesquisadores (TAMI et al., 2004). Porém, não permite uma grande variação entre a máxima e mínima intensidade (regulando a válvula de pressão de saída da água). O uso de água com muitas impurezas (abastecimento público) pode causar entupimento aos bicos aspersores (solução: usar um filtro na saída da água de abastecimento). Para vazões maiores é necessário aumentar o número de bicos injetores;
- 4) Os TDR<sub>s</sub> são instrumentos com boa acurácia, robustos e que tiveram um bom desempenho durante os ensaios;
- 5) O medidor de temperatura não registrou variações de temperatura superiores a 0,3°C durante os ensaios, sendo que esta variação foi comparada com termômetros analógicos;
- 6) A caixa experimental foi feita em acrílico, que permite a visualização do fluxo e uma fácil instalação de instrumentos. Permite a variação da inclinação de 20° a 50°;

Quanto ao modelo numérico:

- 1) Os resultados obtidos pela modelagem numérica baseada na curva característica da Areia de São Francisco, obtida a partir de resultados de sucção e umidade determinados na caixa experimental, e na curva de condutividade hidráulica não saturada (obtida a partir da curva característica pelo método de VAN GENUCHTEN, 1980), concordaram com os resultados experimentais lidos pelos instrumentos. Os transdutores de poro-pressão situados no fundo da caixa experimental comprovaram, pela leitura de poro-pressões positivas, nos instrumentos P0 (localizado no centro da planície) e P1 (localizado na seção 1, próximo ao pé), a formação de um lençol nesta região, valores estes de acordo com a modelagem numérica, de um modo geral para todos os ensaios. Os demais transdutores, P2, situado na metade, e P3, situado próximo à crista, respectivamente, não acusaram pressões positivas em nenhum ensaio, mostrando que não houve formação de um lençol nesta região;
- 2) Com relação às sucções na região não saturada, a modelagem numérica representou melhor os dados experimentais em regiões mais próximas ao lençol. Em regiões mais afastadas, ocorreram diferenças entre um modelo e outro, devido à heterogeneidade observada nas condições de umidade, pela presença de caminhos preferenciais de percolação, sendo que estas diferenças puderam ser minimizadas atribuindo-se uma anisotropia em uma camada superior do talude, que pode ter ocorrido devido ao processo de deposição do solo na caixa;
- 3) Uma estimativa da estabilidade do modelo foi feita com base em perfil de poro-pressão gerado na simulação numérica do SEEPW, com o cálculo do fator de segurança considerando a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado (FREDLUND et al., 1978). Os fatores de segurança a partir de uma condição inicial decrescem de uma forma acentuada para tempos menores, que é típico em materiais com condutividade hidráulica mais elevada, conforme já foi salientado por diversos autores (ALONSO et al., 1995, MERIGGI et al., 2002, SANTOS e VILLAR, 2004, CARDOSO e FUTAI, 2005), porque nestas condições a água toda se infiltra e não há escoamento superficial. Depois de um determinado tempo os fatores de segurança tendem a um valor único, se o

regime de fluxo for estacionário, situação esta em que há drenagem da água no talude. Foram variados alguns parâmetros a fim de verificar a influência na queda do fator de segurança e que situações são mais críticas para a estabilidade. Foram variados os seguintes parâmetros: intensidade de chuva, perfil inicial de umidade, função de intensidade de chuva, condições de drenagem (condição de contorno e inclinação) e os resultados foram coerentes com a bibliografia;

Quanto aos resultados obtidos na Tese:

- 1) O fluxo em um talude coluvionar, homogêneo, sobreposto a uma camada de condutividade hidráulica inferior ao colúvio (solo residual ou rocha), quando sujeito a um intensidade de chuva inferior a sua condutividade hidráulica (no caso estudado 34 vezes menor), é não saturado e há formação de um lençol no próximo da região do pé, no contato entre os materiais. Não se forma um lençol em regiões mais elevadas, principalmente no contato, devido à alta condutividade hidráulica do material. Se a relação  $i/k_{sat}$  for maior ou próximo de 1, o mecanismo é diferente, pois há uma tendência de formação de um lençol paralelo à inclinação do talude, conforme foi salientado por MERIGGI et al. (2002);
- 2) Diferenças entre as curvas características obtidas pela técnica do papel filtro e a determinada posteriormente na caixa experimental mostraram que a forma de deposição e as condições de umidade inicial parecem ter influenciado a forma da curva característica e, conseqüentemente, desvios na simulação numérica em relação aos resultados experimentais, podem ocorrer, caso não se utilize os parâmetros corretos;
- 3) A relação intensidade de chuva ( $i$ ) e a condutividade hidráulica saturada do material dita diferentes comportamento de variação da sucção, a partir de um perfil inicial de umidade. Se  $i/k_{sat} \geq 1$ , sempre ocorrerá queda da sucção, estando o material não saturado, tendendo a zerar, com o avanço de uma frente de úmida, ou frente de umedecimento. Se  $i/k_{sat} \leq 1$ , não haverá necessariamente uma queda na sucção, devida exclusivamente ao efeito a infiltração da água da chuva, mas dependerá do teor de umidade anterior à chuva. A intensidade de chuva ( $i$ ) sobre a superfície corresponde a um valor de

sucção na curva de condutividade hidráulica não saturada e a um valor de teor de umidade na curva característica do material. Se a umidade inicial for superior a este valor, não haverá queda na sucção devido ao efeito de infiltração vertical. Caso contrário, a sucção irá cair até um valor de sucção correspondente a esta intensidade de chuva, conforme a curva de condutividade hidráulica não saturada;

- 4) A queda da sucção em profundidades mais próximas ao lençol freático, ocorre devido à ação da água de origem capilar, sendo observado neste experimento. As leituras dos tensiômetros localizados na seção 1, próximos ao pé, mostraram bem este comportamento. À medida que os pontos de medição se afastam do lençol, na seção 2, os tensiômetros indicaram um leve decréscimo das sucções com o aumento do lençol, por estarem menos sujeito aos efeitos da água capilar. A seção 3, não sofreu efeito, de acordo com a altura de ascensão capilar estimada para a areia de São Francisco.
- 5) A determinação do teor de umidade no talude após o experimento mostrou que o fluxo seguiu caminhos preferenciais de percolação, observado, principalmente, a partir do centro do talude, que apresentou na superfície e no fundo teores de umidade maiores do que em profundidades intermediárias. A região da crista estava praticamente seca, mostrando que a água não passou ali (ocorreu um fluxo paralelo à superfície na parte superior do talude). Conclui-se que um solo arenoso, embora em condições homogêneas de compactidade e sujeito a uma infiltração na superfície (menor do que a condutividade hidráulica saturada do material) não apresenta uma distribuição uniforme da umidade após a infiltração. O fluxo tenderá a seguir caminhos mais “úmidos”, que possuem condutividade hidráulica não saturada maior. Em solos arenosos a queda da condutividade hidráulica com a diminuição do teor de umidade é muito acentuada, fazendo com que, em regiões mais secas, o fluxo não seja “facilitado”, enquanto não houver um aumento da umidade na região considerada, com a infiltração.
- 6) Logo após o início da infiltração, as sucções dadas pelos tensiômetros sofreram um aumento, seguido de uma queda, alcançando um valor de sucção final no regime de fluxo estacionário inferior ao valor inicial. A provável explicação para este fato é o aumento da pressão de ar com o início da infiltração. Este aumento na pressão de ar com a infiltração da água foi

medido em uma coluna de solo sujeita a uma carga de pressão na superfície por WANG e FEYEN (1995). No caso do experimento desta tese, esta explicação trata-se apenas de uma hipótese e a comprovação só será possível através da medição da pressão de ar em um outro experimento considerando  $i < k_{sat}$ ;

- 7) Quando se leva em conta a estabilidade de taludes, considerando o caso de um colúvio sobreposto a um solo residual ou rocha, que possui condutividade hidráulica saturada menor que o colúvio, nas condições expostas nesta Tese, a relação intensidade de chuva e condutividade hidráulica saturada ditará o mecanismo de fluxo e as condições de estabilidade. Quanto menor a relação  $i/k_{sat}$ , mais propenso o talude estará a formação de um lençol na região próxima ao pé, sendo comprovado experimentalmente nesta tese, que é responsável por uma possível instabilidade desta região (a ruptura dependerá dos parâmetros de resistência e da geometria). Se  $i > k_{sat}$  ou estes valores forem próximos, a tendência é de formação de um fluxo paralelo ao talude e as rupturas se desenvolveriam no corpo do talude, na transição entre os dois materiais, conforme ressaltado por MERIGGI et al. (2002). A geometria (inclinação, espessura do pé), neste caso, desempenha um papel secundário na estabilidade. Por exemplo, quanto maior a espessura do pé, quando  $i < k_{sat}$ , melhor são as condições de estabilidade, porque a água levará um tempo maior para acumular no pé.

### 7.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

- ❖ Utilizar um material com condutividade hidráulica saturada inferior ou próxima da intensidade de chuva (aumentando o número de bicos ou utilizando um solo de textura mais fina) para verificar o mecanismo de fluxo;
- ❖ Uso de corantes para identificar as linhas de fluxo;
- ❖ Abordar a evaporação;
- ❖ Medir pressão de ar com o a infiltração da água da chuva, considerando uma

intensidade de chuva menor que a condutividade hidráulica saturada do solo e verificar se há um aumento no valor da sucção com o início da infiltração;

❖ Utilizar a caixa experimental para estudar os mecanismos geradores do fluxo de fluxo de massa em solos granulares, para outras configurações e camadas de solo;

❖ Quanto aos materiais utilizados:

- Utilizar um sistema mecânico que permita uma deposição da areia em camadas de forma contínua. Por exemplo, pode-se utilizar o aparato usado por WALKER e WHITAKER (1967), que consta de um reservatório móvel com abertura regulável, que permite a deposição do material granular em camadas, como uma “chuva” de areia. O grau de compactação do material é função da abertura do reservatório, da altura de queda e da velocidade deposição;

- Comparar as leituras dos tensiômetros com as de instrumentos comercialmente vendidos;

- Projetar um tubo de reservatório do tensiômetro que permita a re-saturação com água de-aerada, antes do início de cada ensaio.

## BIBLIOGRAFIA

- ABBO, A.J., SLOAN, S.W., 1996, "An Automatic Load Steping Algorithm with Error Control", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 39, pp. 1737-1759.
- ALONSO, E., GENS, A., LLORET, A., 1995, "Effect of Rain Infiltration on Stability of Slopes". In: *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil*, v. 1, pp. 241-248, Paris, September.
- ANDRADE, M.N.H., 1990, *Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactáreo, Jardim Botânico: Mecanismos de Ruptura*. Dissertação de M.Sc., PUC/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ARBHABHIRAMA, A., KRIDAKORN, C., 1968, "Steady Downward Flow to a Water", *Water Resources Research*, v. 4, n. 6 (December), pp. 1249-1257.
- ASTM, 1992, *D-5298-03, Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*, v. 15.09, pp. 1312-1316.
- AUBERTIN, M., RICARD, J.F., CHAPUIS, R.P., 1998, "A Predictive Model for the Water Retention Curve: Application to Tailings from Hard-rock Mines", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 35, n. 3(February), pp. 55-69.
- AVELAR, A.S., 1996, *Investigação Histórica e Geotécnica do Movimento de Massa do Soberbo*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- AVELAR, A.S., 2003, *Iniciação e Desenvolvimento de Fluxos Detríticos em Encostas: Ensaio Triaxiais de Choque e em Caixa Experimental abordando o Caso de Soberbo (RJ)*. Tese de D.Sc., COPPE-UFRJ/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BERNARDO, S., SOARES, A. A., MANTOVANI, E.C., 2005, *Manual de Irrigação*. 7 ed. Viçosa/MG, UFV.

- BEZERRA, R.L., 1996, *Desenvolvimento do Piezocone COPPE da Terceira Geração e sua Utilização em Argilas Moles*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BISHOP, A. W., 1955, "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", *Géotechnique*, v. 5, n. 1(September), pp. 7-17.
- BISHOP, A.W., ALPAN, I., BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B., 1960, "Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils", In: *ASCE Res. Conference on Shear Strength of Cohesive Soil*, pp. 503-532, Colorado.
- BOLDMAN, G.B., COLEMAN, E.A., 1944, "Moisture and Energy Conditions During Downward Entry of Water into Soils", In: *Soil Science Society. Am. Proceedings*, v. 8, pp. 116-122.
- BRANDÃO, V. S., PRUSKI, F.F., DA SILVA, D.D., 2004, *Infiltração da Água no Solo*. 2 ed. Viçosa/MG, UFV.
- BROOKS, H., COREY, A.T., 1964, "Hydraulics Properties of Porous Media", *Colorado State Univ. Hydrol. Paper*, n. 3 (March), 27 pp.
- CALLE, J.A.C., 2000, *Análise de Ruptura de Talude em Solo não Saturado*. Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil.
- CAMPOS, L.E.P., VARGAS JR., E.A., ROMANEL, C., 1983, "Um Estudo da Variação do Coeficiente de Segurança de um Talude em Solo Residual em Função da Intensidade de Chuva". In: *Congresso Latino Americano sobre métodos computacionais em Engenharia*, Santiago, Chile.
- CAMPOS, T. M. P, 1994, "Equipamentos e Técnicas para a Determinação da Sucção no Campo". In: *2<sup>nd</sup> Simpósio sobre Solos não Saturados*, pp. 9-18, Recife, Abril.
- CARDOSO Jr., C.R., FUTAI, M.M., 2005, "Simulação do Efeito do Fluxo Transiente na Estabilidade dos Taludes". In: *IV COBRAE*, v. 1, pp. 453-463, Salvador, Setembro.

- CASSEL, K. D., KLUTE, A., 1986, "Water Potencial Tensiometry". In: Klute, A. (ed), *Methods of Soil Analysis, Part 1, Physical and Mineralogical Methods*, 2 ed., Madison, Amer. Soc. of Agronomy, Soil Sci. Soc. of Amer.
- CHANDLER, R.J., GUTIERREZ, C., 1986, "The Filter-Paper Method of Suction Measurement", *Géotechnique*, v. 6, n. 2 (June), pp. 265-268.
- CHILDS, C., COLLIS-GEORGE, N., 1950, "The Permeability of Porous Materials", *Proc. Royal Soc.*, v. 201A, pp. 392-405.
- COELHO NETTO, A.L., 2003, "Hidrologia de Encosta na Interface com a Geomorfologia". In: GUERRA, A.J.T., CUNHA, S.B. (eds), *Geomorfologia - Uma Atualização de Bases e Conceitos*, 2 ed., capítulo 3, Rio de Janeiro, Bertrand Brasil.
- DAVIS, L. A., NEUMAN, S.P., 1983, *Documentation and User's Guide: UNSAT - Variably Saturated Flow Model*. In: Final Report, Division of Waste Management, Washington.
- DELTA-T Devices, 2000, *Instruments for Environmental and Industrial Measurement*. Instruções do Fabricante, <http://www.delta-t.co.UK>.
- DIENE, A. A., 2004, *Desenvolvimento de Tensiômetros para Sucção Elevada, Ensaídos em Lisímetros de Laboratório*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DINIZ, V.M.C., 1998, *Estabilidade de Colúvios Confinados*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DUKE, H. R., 1973, "Drainage Design Based upon Aeration", *Hydrology Paper*, n. 61 (June), Colorado State University, FT. Collins, C.O.
- DUNCAN, J. M., 1996, "State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 7 (July), pp. 577-596.
- ECKERSEY, D., 1990, "Instrumented Laboratory Flowslides", *Géotechnique*, v. 40, n. 3 (September), pp. 489-502.

- EDLEFSEN, N.E., ANDERSON, A.B.C., 1943, "Thermodynamic of soil moisture", *Hilgardia*, v. 15, pp. 31-298.
- ESCÁRIO, V., SAEZ, J., 1986, "The Shear Strenght of Partly Saturated Soils", *Géotechnique*, v. 36, n. 3 (September), pp. 453-456.
- FARREL, D.A., LARSON, W. E., 1972, "Modelling the Pore Structure of Porous Media", *Water Resources Research*, n. 3, pp. 699-706.
- FELDES, R.A. KABAT, P. VAN BAKEL, P.J.T., BRONSWIJK, J.J.B, HALBERTSMA, J., 1988, "Modelling Soil Water Dynamics in the Unsaturated Zone - State of the Art", *Journal of Hydrology*, v. 100, March, pp. 69-111.
- FELLENIUS, W., 1927, *Erdstatische Berechnungen mit Reibung un Kohasion*. Ernst, Berlim (in German).
- FELLNER-FELDEGG, H., 1969, "The Measurements of Dielectrics in the Time Domain", *Journal of Physical Chemistry*, n. 73, pp. 616-623.
- FLEMING, P. M., DE CAMPOS, T. M. P., VARGAS., E. A. & GUSMÃO, L. A. P, 1992, "Desenvolvimento de um Sistema Tensiométrico para Medidas Automáticas de Sucção em Encostas". In: 1º COBRAE, v. 1, pp. 293-306, Rio de Janeiro, Novembro.
- FONSECA, E.C., 1991, *Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada em Solos Não Saturados*. Dissertação de M.Sc., PUC/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FONSECA, A. P., 2000, *Compressibilidade e Resistência ao Cisalhamento dos Solos de uma Voçoroca em Ouro Preto-MG*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FONSECA, A.P. & MORAES SILVA, T.R., 2001, "Ensaio no Colúvio da Encosta Sul em Angra dos Reis". *Relatório COPPETEC para a Eletronuclear*.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R., 1977, "Stress State Variables for Unsaturated Soils", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering. Division*, v. 103 (GT5), n. 3, pp. 447-466.

- FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., WIDGER, R.A., 1978, "The Shear Strength of Unsaturated Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 1, n. 3 (August), pp. 313-321.
- FREDLUND, D.G., 1979, "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soil", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 16, n. 1-2 (October), pp. 121-139.
- FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H., 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York, John Wiley & Sons.
- FREDLUND, D.G. & XING, S.H., 1994a, "Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soil using the Soil-Water Characteristic Curve", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, n. 4 (March), pp. 533-546.
- FREDLUND, D. G., CHING, A., 1994b, "Equations for the Soil Water Characteristic Curve", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, n. 4 (March), pp. 521-532.
- FREDLUND, D.G., XING, A., FREDLUND, M.D., BARBOUR, S.L., 1995, "The Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength to the Soil-Water Characteristic Curve", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33, n. 3 (June), pp. 440-448.
- FREEZE, R.A., 1969, "The Mechanism of Material Groundwater Recharge and Discharge - One Dimensional, Vertical, Unsteady, Unsaturated Flow above a Recharging or Discharging Groundwater Flow System", *Water Resource Research*, v. 5, n. 1 (February), pp. 153-171.
- GAIDI, L., ALIMI, I., 2000, "Etudes des Caracteristiques Hydrodynamique dos Sols par lê Method TDR(Time Domain Reflectometry)", *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, v. 59, n. 3, pp. 247-255.
- GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 1998, *Seep/w for Finite Element Seepage Analysis*. User's Guide. Ver. 4.2, Canadá.

- GERSCOVICH, D. M. S., de CAMPOS, T. M. P., VARGAS JR., E. A., 1992a, "Influência de Aspectos 3D no Regime de Fluxo em Encostas". In: *1º COBRAE*, v. 2, pp. 559-575, Rio de Janeiro, Novembro.
- GERSCOVICH, D. M. S, VARGAS JR., E. A., CAMPOS, T. M. P., 1992b, "Avaliação dos Fatores que Influenciam a Modelagem Numérica do Regime de Fluxo em uma Encosta no Rio de Janeiro". In: *1º COBRAE*, v. 2, pp. 657-673, Rio de Janeiro, Novembro.
- GERSCOVICH, D. M. S., 1994, *Modelagem Numérica de Fluxo em Meios Porosos Saturados/Não Saturados com Aplicações ao Estudo de Encostas do Rio de Janeiro*. Tese de D.Sc., PUC/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GERSCOVICH, D. M. S., 2001, "Equações para a Modelagem da Curva Característica Aplicada a Solos Brasileiros". In: *4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, pp. 76-93, Porto Alegre, Março.
- GERSCOVICH, D.M.S., SAYÃO, A.S.F.J., 2002, "Evaluation of Soil-Water Characteristic Curves for Soil from Brazil". In: *Proceedings of the 3º Int. Conf. Unsaturated Soils*, v. 1, pp. 295-300, Recife, March.
- GERSCOVICH, D.M.S., GUEDES, M.N., FONSECA, E.T., 2004a, "Evaluation of Soil-Water Characteristic Curves for Problems of Unsaturated Flow in Soils from Brazil", *Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia*, v. 27, n. 1 (Janeiro-Abril), pp. 57-67.
- GERSCOVICH, D.M.S., GUEDES, M.N., 2004b, "Avaliação da Condutividade Hidráulica em Solos Brasileiros não Saturados". In: *5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, v. 1, pp. 249-254, São Carlos, Agosto.
- GOMES, D.M.B., 1996, *Correlações entre Precipitação, Movimentos, Piezometria e Fatores de Segurança em Encostas Coluvionares em Regiões Tropicais*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GOSH, R.K., 1980, "Estimation of Soil Moisture Characteristics from Mechanical Properties of Soil". *Soil Science*, v. 130, n. 2 (August), pp. 60-63.

- GUIDICINE, G., NIEBLE, C., 1984. *Estabilidade de Taludes Naturais de Escavação*. 2 ed., São Paulo, Edgard Blucher LTDA.
- HAMILTON, J.M., DANIEL, D.E., OLSON, R.E., 1981, "Measurement of Hydraulic Conductivity of Partially saturated Soils", *Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM Special Tech. Publ. 746*, pp. 182-196.
- HEDSTROM, W.E., COREY, A.T. & DUKE, H.R. (1971). "Models for Subsurface Drainage", *Hydrology Paper*, n. 48 (April), Colorado State University, FT. Collins, C.O.
- HORTON, R.E., 1933, "The Role of Infiltration in the Hydrological Cycle", *Trans. Am. Geophys. Union*, v. 14, pp. 446-460.
- HORTON, R.E., 1945, "Erosion Development of Streams and their Drainage Basins: Hydrophysical Approach to Quantitative Morphology", *Bulletin of Geological Society of America*, v. 56, March, pp. 275-370.
- HILLEL, D., 1971, *Soil and Water: Physical Principles and Processes*. New York and London, Academic Press, INC.
- JANBU, N., 1968, "Slope Stability Computation". *Soil Mechanics and Foundation Engineering Rep.*, pp. 47-86, Norway.
- JIAO, J.J., MALONE, W. A., 2000, "An Hypothesis concerning a Confined Groundwater Zone in Slopes of Weathered Igneous Rocks". In: *Symposium on Slopes Harzards and Their Prevention: Hong Kong*, pp. 165-170, Hong Kong, May.
- KLUTE, A., 1965, "Laboratory Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil", in: BLACK, C.A., EVANS, D.D., WHITE, J.L., ENSMINER, L.E., CLARK, F.E. (eds), *Methods of Soil Analysis*, Mono. 9, Part 1, pp 253-261, Madison, American Soc. of Agronomy.
- LACERDA, W.A., SANDRONI, S., 1985, "Movement of Colluvial Masses", In: *Simpósio de Encostas do Clube de Engenharia*, ABMS, Tema 3, pp. 1-19. Rio de Janeiro, RJ.

- LACERDA, W.A., 1997, "Aspectos Geotécnicos do Problema de Estabilidade de Encostas". In: *XXVI Congresso Brasileiro de Ciência do Solo*. pp. 1-34, Rio de Janeiro, RJ, Julho.
- LACERDA, W.A., MAHLER, C.F., FERREIRA, S.R.M., 1997, "Ensaio de Campo para a Determinação das Propriedades de Solos Não Saturados". In: *Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, v. 2, pp. 505-536, Rio de Janeiro, RJ, Abril.
- LACERDA, W.A., DINIZ, V.M.C., 2001, "Estabilidade em Três Dimensões de uma Língua Coluvionar Infinita e Estreita Confinada em Solo Residual". In: *3º Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, pp. 363-372, Rio de Janeiro, Novembro.
- LACERDA, W.A., 2002, "Comportamento Geotécnico de Massas Coluviais". In: *GEOSUL*, pp. 219-231, Porto Alegre, Junho.
- LACERDA, W.A., 2004, "The Behavior of Colluvial Slopes in a Tropical Environment", In: *Proc. of the 9º Int. Symp. On Landslides*, pp. 1315-1342, Rio de Janeiro, RJ, June.
- LAMBE, T., 1951, *Soil Testing for Engineers*. New York, John Wiley & Sons.
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., 1969. *Soil Mechanics*. New York, John Wiley & Sons.
- LEONG, E. C., LOW, B.K, RAHARDJO, H., 1999, "Suction Profiles and Stability of Residual Soil Slopes", *Slope Stability Engineering*, pp. 387-392, Balkema, Rotterdam.
- LIBARDI, P.L. (1995). *Dinâmica da Água no Solo*. São Paulo, CENA/USP.
- LOBO CARNEIRO, F., 1996, *Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos*. 2 ed., Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
- LOWE, J., KARAFIATH, L., 1960, "Stability of Earth Dams upon Draw-Down". In: *Proc., 1st Pan-Amer. Conf. on Soils Mech. and Found. Eng.*, v. 2 pp. 537-552, México, .

- LUMB, P., 1975, "Slopes Failures in Hong Kong", *Journal Engineering Geology*, v. 8, pp. 31-53.
- MAHLER, C. F., OLIVEIRA, L. C. D., 1997, "Determinação da Sucção Total in Situ de Solos Porosos de São Paulo através do Método do Papel Filtro". In: *3º Simpósio de Solos não Saturados*, v. 2, pp. 551-556, Rio de Janeiro, RJ, Abril.
- MAHLER, C.F., GONÇALVES, H. S., 2004. *Tensiometer for High Suction Measurement*. Patente nº PI 0403670-0, INPI.
- MAHLER, C. F., PACHECO, A. C. C., GONÇALVES, H., 2004 "Desenvolvimento de um Tensiômetro para Medições de Sucções Elevadas". In: *5º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, v. 1, pp. 69-72, São Carlos, Agosto.
- MAHLER, C.F., DIENE, A.A., 2006, "Cavitation and a New Instrument for Measuring Suction in Soils", *Revista Vadose Zone (submetido)*.
- MARINHO, F.A.M., 1994a, *Shrinkage Behaviour of Some Plastic Soils*. Ph.D Thesis, Imperial College of Science Technology and Medicinal, London.
- MARINHO, F. A. M., 1994b, "Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro". In: *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, v. 2, pp. 515-522, Foz do Iguaçu, Novembro.
- MARINHO, F.A.M., CHANDLER, R.J., 1995, "Cavitation and the Direct Measurement of Soil Suction", In: *Proc. of the First Int. Conf. on Unsaturated Soils*, v. 2, pp. 623-630, Paris, September.
- MARINHO, F. A. M., 1997, "Medição de Sucção em Solos" In: *3º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, v. 2, pp. 373-397, Rio de Janeiro, Abril.
- MARSHALL, T. J., HOLMES, J.W., 1981, *Soil Physics*. Cambridge U.K., Cambridge University Press.

- MATEUS, M. S. C., 1994, *Determinação em Laboratório, da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados*. Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil.
- MATEUS, M. S. C., VILAR, O. M., 1994, "Determinação Experimental da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados". In: *2º Simpósio de Solos não Saturados*, Recife, pp. 53-59, Abril.
- MCDUGALL, J.R., PYRAH, I.C., 1998, "Simulation Transient Infiltration in Unsaturated Soil", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 35, n. 6 (July), pp. 1093-1100.
- MCKEE, C.R., BUMB, A.C., 1987, "Flow-testing Coal Bed Methane Production Wells in the Presence of Water and Gas", *SPE Formation Evaluation*, pp. 599-608.
- MEIN, R., LARSON, C., 1973, "Modeling Infiltration during a Steady Rain", *Water Resources Research*, v. 9, pp. 384-394.
- MENDES, C.A.R, 2000, *Mensuração da Água no solo através da Instrumentação Automatizada em Mini Lisímetros de Laboratório para fins de Estudos Ambientais*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MERIGGI, R., DI MARCO, C., PAVONI, R., 2002, "A Parametric Analysis of Colluvial Slope Stability during Heavy Rainfalls". In: *Proc. 3º Int. Conf. on Unsaturated Soils*, v. 2, pp. 741-747, Recife, March.
- MIURA, S., TOKI, S., 1982, "A Sample Preparation Method and its Effect on Static and Cyclic Deformation Strength Properties of Sand", *Soil and Foundations*, v. 22, n. 1 (March), pp. 61-77.
- MORAES JR. L. J., 1975, *Algumas Considerações Práticas a Respeito da Análise de Estabilidade de Taludes*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MORAES SILVA, T.R., 2000, *Caracterização e Erodibilidade dos Solos de uma Voçoroca na Região de Ouro Preto, Minas Gerais*. Dissertação de MS.c., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- MORGENSTER, N. R., PRICE, V.E., 1965, "The Analysis of Stability of General Slip Surfaces", *Géotechnique*, v. 15, n. 1 (March), pp. 79-93.
- OKURA, Y., KITAHARA, H., OCHIAI, H., SAMMORI, T., KAWANAMI, A., 2002, "Landslide Fluidization Process by Flume Experiments", *Engineering Geology*, n. 66, pp. 65-78.
- OLIVARES, L., PICARELLI, L., 2006, "Modelling of Flowslides Behaviour for Risk Mitigation". In: 6<sup>th</sup> *Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 99-112, London.
- OLIVARES, L., DAMIANO, E., 2006. "Post-Failure Mechanics of Landslide: a Laboratory Investigation of Flowslides in Pyroclastic Soil", *Accept for Publication*.
- OLIVEIRA FILHO, W. L., 1987, *Considerações sobre Ensaios Triaxiais em Areias*. Tese de D.Sc., COPPE-UFRJ/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PACHECO, A. C., 2001, *Desenvolvimento de um Novo Tensiômetro para Medida de Sucção acima de uma ATM*. Tese de M.Sc., COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIC, L., 1999, *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. London, Thomas Telford.
- PRADEL, D., RAAD, G., 1993, "Effect of Permeability on Superficial Stability of Homogeneous Slopes", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 119, n. 2 (February), pp. 315-322.
- RAHARDJO, H., LEONG, E.C., GASMO, J.M., TANG, S.K., 2001, "Assessment of Rainfall Effects on Stability of Residual Soil Slopes". In: *Proceedings of the Second Conference on Unsaturated Soil*, v. 1, pp. 280-285, Beijing/China, August.
- RIDLEY, A. M., BURLAND, J. B., 1993, "A New Instrument for the Measurement of Moisture Suction", *Géotechnique*, v. 43, n. 2 (October), pp. 321-324.

- RIFAT BULUT, M., LYTTON, R.L., WRAY, W.K., 2001, "Soil Suction Measurements by Filter Paper". In: *Proceedings of Geo-institute Shallow Foundation and Soil Properties, ASCE, Geotechnical Special Publication*, n. 15, pp.243-261, Texas.
- RODRIGUEZ, T.T., 2005, *Proposta de Classificação Geotécnica para Colúvios Brasileiros*. Tese de D.Sc., COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SANTOS, L.A.O., GUIMARÃES, R.B., 1992, "Infiltração Vertical da Água em Solos Insaturados: Frente de Saturação ou Umedecimento?", In: *1º Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. 2, pp. 631-645, Rio de Janeiro, RJ, Novembro.
- SANTOS, C.R., VILLAR, O.M., 2004, "Análise Paramétrica da Estabilidade de Taludes em Solos não Saturados: A Influência do Tipo de Solo". In: *5º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, v. 1, pp. 181-188, São Carlos, Agosto.
- SANTOS DA ROCHA, J.C.C., ANTUNES, F.S., ANDRADE, M.H., 1992, "Geologic-Geotechnical Characterization of Vista Chinesa Landslides". In: *1º Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. 2, pp. 491-502, Rio de Janeiro, Novembro.
- SAVAGE, W.Z., GODT, J.W., BAUM, R.L., 2004, "Modeling Time-Dependent Areal Slope Stability". In: *Proc. of the 9º Int. Symp. on Landslides*, v. 1, pp. 23-36, Rio de Janeiro, June.
- SAXON, K. E., RAWLS, J. S., HOMBERGER, PAPENDICK, 1986, "Estimating Generalized Soil-Water Characteristics from Texture", *Soil Science Soc. Am. J.*, n. 50, pp. 1031-1036.
- SCHILLING, G.H., 1992, *Instrumentação e Análise dos Movimentos da Encosta do Soberbo - Alto da Boa Vista – RJ*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SILVEIRA, C.S., CORRÊA, R.S., JANSEN, R.C., BARBOSA, M.C., COELHO NETTO, A.L., 2001, "Fluxos Preferenciais em Ambiente Florestal: O Papel dos Sistemas Radiculares - Parque Nacional da Tijuca / RJ". In: *3º Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, pp. 171-176, Rio de Janeiro, Novembro.

- SKEMPTON, A. W., HUTCHINSON, J.N., 1969, "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations", In: *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, pp. 291-340, México.
- SMITH, P.G.C., ADDENBROOKE, T.I., POTTS, D.M., 2002, "Coupled Finite Element Analysis of Infiltration Unsaturated Soils", In: *Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils*, v.1, pp. 3-7, Recife, March.
- SOARES, J.E.S. & POLITANO, C.F., 1997, "Deslizamento de Massa de Solo de Grandes Dimensões, Encosta de Piraquara", In: *2<sup>nd</sup> Pan-Am. Symp. Landslides, 2<sup>nd</sup> COBRAE*, v. 1, pp. 475-484, Rio de Janeiro, Novembro.
- SOARES, A. B., 2000, *Aterros em Zonas Portuárias: Análise da Estabilidade e de Recalques devido a Presença de Depósitos de Argila Mole*. Dissertação de M.Sc., FURG/RS, Rio Grande, RS, Brasil.
- SOARES, A. P. A. L. CAMPOS, T. M. P., VARGAS JR., E. A., 2001, "Avaliação do Mecanismo de Ruptura da Encosta em Solo Residual Não Saturado da Vista Chinesa". In: *3<sup>o</sup> Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, pp. 409-417, Rio de Janeiro, Novembro.
- SPENCER, E., 1967, "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-slice Forces", *Géotechnique*, v. 17, n. 1 (March), pp. 11-26.
- STANNARD, D.I., 1992, "Tensiometers - Theory, Construction and Use", *Geotechnical Testing Journal*, v. 15, n. 1 (March), pp. 48-58.
- SUN, Y., NISHIGAKI, M., 2000, "A Study on Slope Stability in Rain/Evaporation Process", In: *An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, v. 1, n. 1(November), Melbourne, Australia (In CD).
- TAMI, D., RAHARDJO, H., LEONG, E., 2004, "Effects of Hysteresis on Steady-State Infiltration in Unsaturated Slopes". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, v. 130, n. 9 (February), pp. 956-966.

- TOP, G.C., DAVIS, J.L., ANNAN, A. P., 1980, "Electromagnetic determination of Soil Water Measurement in Coaxial Transmission Lines", *Water Resources Research*, v. 16, n. 3 (June), pp. 574-582.
- TOZZATO, J.H.F., 2005, *Contribuição ao Estudo da Influência de Pequenos dutos na Infiltração de Chuva e Instabilidade de Encostas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- VAN GENUCHTEN, M. Th., 1980, "A Closed form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil", *Soil Science. Am. Journal*, v. 44, n. 5, pp.892-898.
- VAN LIER, Q.J. & NETO, D.D., 1991, *Programa CURVARET versão 2.16*. Departamento de Física e Meteorologia/ Departamento de Agricultura, ESALQ-USP.
- VARGAS JR., E., BARBOZA de OLIVEIRA, A.R., COSTA FILHO, L.M., CAMPOS, L.E.P., 1986, "A Study of the Relationship between the Stability of Slopes in Residual Soils and Rain Intensity". In: *International Symposium Environmental Geotechnology*, pp. 491-500, USA.
- VARGAS JR., E. A., VELLOSO, R.C. & CAMPOS, T.M.P., 1990, "Saturated-Unsaturated Analysis of Water Flow in Slopes of Rio de Janeiro, Brazil", *Computer and Geotechnics*, v. 10, n. 3, pp. 247-261.
- VAUGHAN, P. R., 1985, "Poro Pressures Due to Infiltration into Partly Saturated Slopes", In: *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils (TropicalS'85)*, v. 2, pp. 61-71, Brasília, February.
- VAUGHAN, P.R., 1994, "34th Rankini Lecture: Assumption, Prediction and Reality in Geotechnical Engineering", *Géotechnique*, v. 44, n. 4 (December), pp. 571-609.
- VISSER, W. C., 1966, *Progress in the Knowledge about the Effect of Soil Moisture Content on Plant Production*. Tech. Bull, Inst. Land Water Management.
- WALKER, B.P., WHITAKER, T., 1967, "An Apparatus for Forming Uniform Beds of Sand for Model Foundation Test", *Géotechnique*, v. 17, n. 2 (June), pp. 161-167.

- WANG, Z., FEYEN, J., 1995, "Unsaturated Infiltration Properties Affected by Soil Air Pressure". In: *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil*, v. 1, pp. 417-422, Paris, September.
- WANG, C.H., 1999, "Salient Aspects of Numerical Analysis of Rainfall Induced Slope Stability", *Slope Stability Engineering*, pp. 435-440, Balkema, Rotterdam.
- WANG, G., SASSA, K., 2003, "Poro-pressure Generation and Movement of Rainfall-Induced Landslides: Effects of Grain Size and Fine-Particle Content", *Engineering Geology*, v. 69, pp.109-125.
- WHITMAN, R.V. & BAILEY, W.A., 1967, "Use of Computers, for Slope Stability Analysis", *Journal of Soil Mechanics Foundations Division, ASCE* 93, n. 4, pp. 475-478.
- WILLIAMS, J., PREBBLE, R. E., WILLIAMS, W.T., HIDNETT, C.T., 1983 "The Influence of Texture, Structure and Clay Mineralogy on the Soil Moisture Characteristic Curve", *Australian J. Soil Res.*, n. 21, pp. 15-32.
- WOLLE, M. C., CARVALHO, C. S., 1989, "Deslizamentos em Encostas na Serra do Mar - Brasil", *Solos e Rochas*, v. 12 , n. único (Outubro), pp. 27-36.
- WRIGHT, S. G., 1969, *A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength*. Ph.D Dissertation, University of Califórnia, Berkeley.
- WRIGHT, S. G., KULHAWY, F. H. & DUNCAN, J. M., 1973, "Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divison*, v. 99, n. SM10 (October), pp.783-791.

## ANEXO A

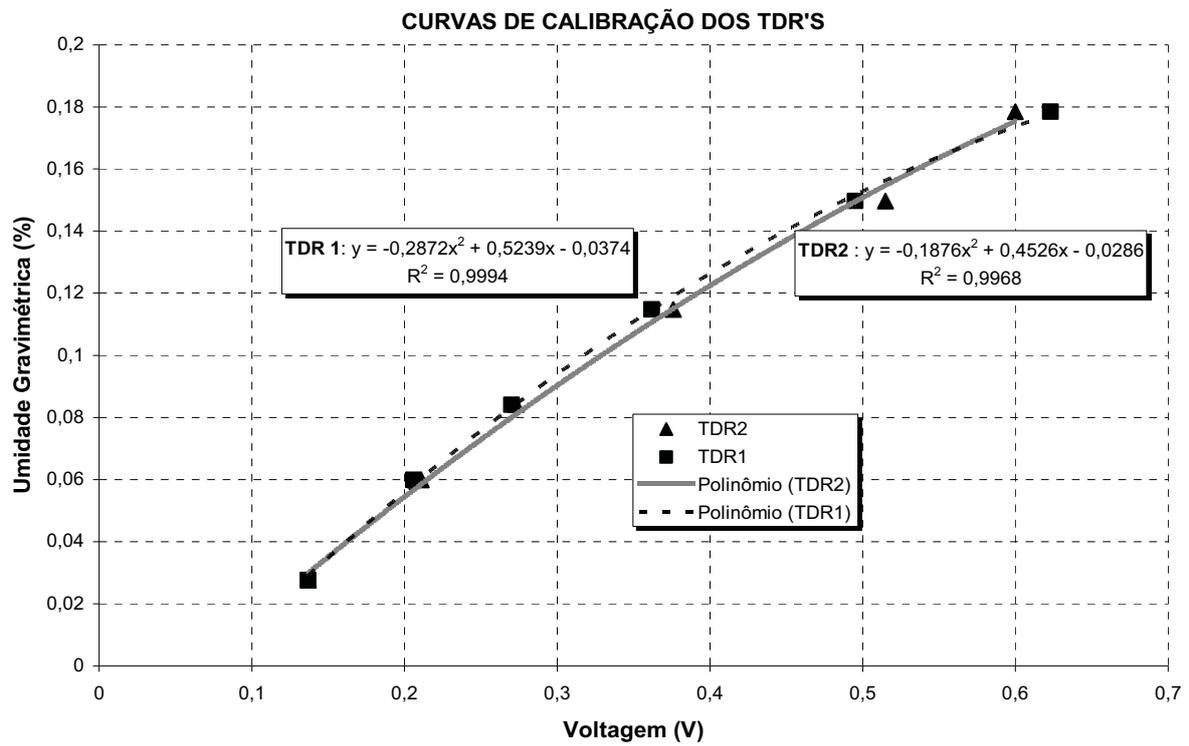
### a.1 - Calibração dos Transdutores da Sensym

| Instrumento   | Símbolo | Coef.<br>angular (a)<br>(V / kPa) | Coef.<br>linear(b)<br>(V) | Coef.<br>de correlação | Coef. lin.<br>corrigido<br>(V) |
|---------------|---------|-----------------------------------|---------------------------|------------------------|--------------------------------|
| Transdutor 0  | PO      | 0,0776                            | 3,67                      | 0,9997                 | -                              |
| Transdutor 1  | P1      | 0,0764                            | 3,9247                    | 0,9999                 | -                              |
| Transdutor 2  | P2      | 0,0781                            | 3,9136                    | 0,9998                 | -                              |
| Transdutor 3  | P3      | 0,0765                            | 3,8107                    | 0,9999                 | -                              |
| Tensiômetro 1 | T1      | 0,0762                            | 3,9162                    | 0,9998                 | 3,997                          |
| Tensiômetro 2 | T2      | 0,0764                            | 3,9202                    | 0,9999                 | 4,0493                         |
| Tensiômetro 3 | T3      | 0,0775                            | 3,9226                    | 0,9998                 | 4,1017                         |
| Tensiômetro 4 | T4      | 0,0779                            | 3,9026                    | 0,9999                 | 3,9852                         |
| Tensiômetro 5 | T5      | 0,0778                            | 3,9043                    | 0,9997                 | 4,0357                         |
| Tensiômetro 6 | T6      | 0,0774                            | 3,8999                    | 0,9998                 | 4,0788                         |
| Tensiômetro 7 | T7      | 0,0784                            | 3,9122                    | 0,9998                 | 3,9953                         |
| Tensiômetro 8 | T8      | 0,0749                            | 3,8932                    | 0,9996                 | 4,0197                         |
| Tensiômetro 9 | T9      | 0,0778                            | 3,903                     | 0,9998                 | 4,0828                         |

Obs.: A correção do coeficiente linear é devido à presença da coluna d' água do tubo do tensiômetro, que produz um aumento na poro-pressão ( $u$ ) e consequentemente um aumento na voltagem para o tempo inicial das leituras (tempo "zero"), conforme a equação 5-1.

## ANEXO B

### b.1 - Calibração dos medidores de umidade (TDR)



## ANEXO C

### c.1 - Determinação do peso específico aparente seco da areia depositada na caixa experimental

O volume total ( $V$ ) ocupado pela areia depositada na caixa é dado por:

$$V = 0,5\text{m} \times 0,57\text{m} \times 0,3\text{m} \text{ (volume na planície)} + 1,82\text{m} \times 0,57\text{m} \times 0,27\text{m} \text{ (Volume do talude)} - 0,1\text{m} \times 0,2\text{m} \times 0,57\text{m} \text{ (Volume do dreno)} = 0,354 \text{ m}^3$$

O volume de sólidos da areia depositada é

$$V_s = \frac{V}{1+e} = \frac{0,354}{1+0,60} = 0,221\text{m}^3$$

considerando um índice de vazios de 0,60. O volume ocupado pelos vazios é

$$V_v = V - V_s = 0,3542 - 0,2214 = 0,1328\text{m}^3$$

Sabendo que

$$P_s = \gamma_w G_s V_s$$

onde  $P_s$  é o peso da areia dentro da caixa experimental. Considerando:  $\gamma_w = 10 \text{ kN / m}^3$  e  $G_s = 2,651$ , teremos

$$P_s = 5,859\text{kN}$$

O peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) é dado por

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V} = \frac{5,859\text{kN}}{0,354\text{m}^3} = 16,55\text{kN / m}^3$$

que é a densidade aparente seca estimada da areia depositada na caixa experimental.