

CARLOS REZENDE CARDOSO JÚNIOR

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE
GNAISSE NÃO SATURADO PARA AVALIAR A INFLUÊNCIA
DA INFILTRAÇÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDES.

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

São Paulo

2006

CARLOS REZENDE CARSO SO JÚNIOR

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE
GNAISSE NÃO SATURADO PARA AVALIAR A INFLUÊNCIA
DA INFILTRAÇÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDES.

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Área de Concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Doutor Marcos Massao Futai

São Paulo

2006

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

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 28 de junho de 2006.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Cardoso Júnior, Carlos Rezende

Estudo do comportamento de um solo residual de gnaise não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes / C.R. Cardoso Júnior. -- ed.rev. --São Paulo, 2006.

172 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

1.Solo não saturado 2.Resistência dos solos 3.Estabilidade I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações II.t.

Dedicatória

À minha família pelo constante incentivo e
à Karla pela paciência e confiança.

Agradecimentos

Acima de tudo a Deus, por ter me concedido paz e saúde para enfrentar todos os obstáculos pertinentes de um mestrado.

Ao Prof. Dr. Marcos Massao Futai, primeiramente por ter confiado em meu trabalho, e, além de ter sido um grande amigo e orientador, com suas reuniões sempre motivadoras, em nenhum momento faltou com a sua presença.

Ao Prof. Dr. Fernando Marinho pelas sugestões precisas no exame de qualificação e por disponibilizar os equipamentos desenvolvidos no laboratório de Mecânica dos Solos. Ao Prof. Dr. Carlos de Souza Pinto pelas sugestões ao longo da pesquisa e pela simplicidade e carisma apresentada ao longo do curso Resistência e Deformabilidade dos Solos.

Aos meus pais e irmãos, incentivadores do meu trabalho, sempre me apoiaram nas minhas decisões, e, mesmo de longe, constantemente me desejaram sorte e sucesso.

À Karla, mais uma vez, pela paciência e confiança. Sua voz, invariavelmente, foi o motivo dos meus esforços para a conquista desta grande etapa.

Um agradecimento especial à “comunidade sergipana” presente na Escola Politécnica, especialmente aqueles com quem tive o prazer de ter convivido ao longo desses anos: Carlos Renoir, Igor Pereira e Luiz Cláudio, assim como, Elisabeth Nascimento, Marcus Vinícius e Ricardo Oliveira. Desejo sucesso e felicidade para todos.

Aos meus colegas do Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) e da Sala 25 (principalmente a Fernando Lozano, Márcio Santos, Orlando Oliveira, Paula Teixeira e Rafael Basso), estudantes de mestrado e doutorado, pela troca de apoio, sugestões e incentivo, criando um ambiente agradável e bastante descontraído, necessário para enfrentar os desafios que o mestrado nos impõe.

Aos amigos e técnicos do LMS, Antônio e Joaquim, pela cooperação e auxílio na parte experimental desta pesquisa.

Ao CNPq pelo suporte financeiro.

“Cada dia sabemos mais e entendemos menos.”

Albert-Einstein (1879-1955)

RESUMO

Deslizamentos em solos tropicais são frequentemente resultados do avanço de uma frente de umedecimento devido às águas das chuvas. O avanço desta frente de umedecimento provoca elevação da poro-pressão de água ou redução da sucção, e conseqüentemente, perda de resistência do solo. Este trabalho apresenta um estudo sobre a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, abrangendo uma fase experimental envolvendo ensaios de caracterização, resistência e obtenção das propriedades hidráulicas dos solos e um estudo numérico, com o objetivo de verificar o comportamento da poro-pressão no interior de um talude e a influência na sua estabilidade. Os ensaios de resistência foram realizados no aparato de cisalhamento direto, para a condição inundada, e no aparato de compressão simples com medida direta de sucção, por meio do tensiômetro de alta capacidade (TAC), para a condição não saturada. O equipamento TRIFLEX 2 foi utilizado para se determinar os coeficientes de permeabilidade na condição saturada, e as curvas de retenção foram obtidas utilizando-se a placa de sucção, o TAC e o método do papel filtro. A partir dos resultados obtidos na fase experimental, avaliou-se a influência das características das precipitações (duração e intensidade), condições iniciais de sucção no talude e das propriedades hidráulicas dos solos na variação da poro-pressão de água, no interior do talude, ao longo do tempo. Paralelamente à variação da poro-pressão de água, foi obtida a variação do fator de segurança durante e após a precipitação.

Palavras-chave: Solo não saturado. Resistência dos Solos. Estabilidade de taludes.

ABSTRACT

Landslides in tropical soils are often the result of advance of the wetting due to rainfall. This advance results from an increase in pore water pressure, reduction in present soil matric suction, reduction in the shear strength of the soil. This work will present a study related to the shear strength of unsaturated soils, including an experimental study, involving characterization, shear strength tests and obtaining hydraulic characteristics of the soils. There is also a numeric study with the aim to analyze the pore water pressure behavior in slopes and its influence in the slope stability. The shear strength tests were carried out in the direct shear test device, for the flooded condition, and concerning the unconfined compression with direct measured matric suction using a high capacity tensiometer (HCT) placed at the base of the sample, for the unsaturated condition. The permeability tests were carried out with TRIFLEX 2 device, and the retention curves were determined using suction plate, HCT and filtered paper. The experimental data permitted the evaluation of the influence of the characteristics of the rainfall (duration and intensity), initial conditions of the slope and of the hydraulic characteristics of the soils in the pore-pressure change of water in the slope, during the test time. In parallel to the pore pressure change of water, the variations of the safety factors during and after the rainfall were obtained.

Keywords: Unsaturated soil. Strength of Soils. Slope stability.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Organização da dissertação	2
2. ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE O COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS	4
2.1. Conceitos Iniciais	4
2.2. Curva de retenção para os solos não saturados.....	5
2.2.1. Fatores que influenciam a forma da curva de retenção para os solos não saturados	7
2.2.1.1. Tipo de solo	7
2.2.1.2. Arranjo estrutural.....	9
2.2.1.3. Histerese	10
2.2.2. Principais equações para representar a curva de retenção.....	12
2.3. Métodos e equipamentos utilizados para se determinar a curva de retenção	13
2.3.1. Placa de sucção	13
2.3.2. Papel filtro	14
2.3.3. Tensiômetro	15
2.4. Coeficiente de permeabilidade para os solos não saturados.....	16
2.4.1. Comportamento do coeficiente de permeabilidade em função da sucção.....	16
2.4.2. Técnicas para se determinar a função permeabilidade	18
2.5. Modelos propostos para representar a resistência dos solos não saturados.....	21
2.5.1. Equação proposta por Bishop (1959)	21
2.5.2. Equação proposta por Fredlund et al. (1978)	23
2.6. Modelos propostos para a previsão da resistência dos solos não saturados	25
3. INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO NA ESTABILIDADE DOS TALUDES.....	31
3.1. Mecanismos de escorregamento de terra.....	31
3.2. Relação intensidade <i>versus</i> duração e escorregamento	33
3.3. Relação intensidade da chuva e coeficiente de permeabilidade saturada do solo....	38
3.4. Redistribuição da água após a chuva ter cessado	39
4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	45
4.1. Descrição dos solos utilizados nesta pesquisa.....	45
4.2. Resultados dos ensaios	47

4.2.1.	CARACTERIZAÇÃO.....	47
4.2.1.1.	Análise Granulométrica e Limites de Consistência.....	48
4.2.1.2.	Peso Específico dos Grãos.....	49
4.2.1.3.	Curvas de Compactação	50
4.2.2.	PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DOS SOLOS.....	53
4.2.2.1.	Ensaio de Permeabilidade.....	53
4.2.2.2.	Curva de Retenção e Função Permeabilidade	57
4.2.3.	RESISTÊNCIA.....	73
4.2.3.1.	Condição saturada – Cisalhamento Direto	73
4.2.3.2.	Condição de não saturação – Compressão Simples.....	79
5.	SIMULAÇÕES DO FLUXO TRANSIENTE E ESTABILIDADE DOS TALUDES ..	106
5.1.	Descrição da geometria do talude e propriedades dos solos	107
5.2.	Descrição da malha de elementos finitos utilizada para a análise do fluxo	109
5.3.	Condições de contorno adotadas nas análises de fluxo.	111
5.4.	Características pluviométricas e evapotranspiração.	111
5.5.	Descrição da análise de estabilidade do talude.....	117
5.6.	Resultados das análises.....	118
5.6.1.	Perfis de sucção ao longo do ano.	118
5.6.2.	Influência das características das chuvas na variação da poro-pressão de água.	126
5.6.3.	Influência das condições iniciais na variação da poro-pressão de água.	136
5.6.4.	Fator de segurança mínimo após a chuva ter cessado.	139
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	141
6.1.	Aspectos relacionados aos resultados dos ensaios de laboratório.	141
6.2.	Aspectos relacionados aos resultados das simulações.....	143
6.3.	Recomendações para futuras pesquisas.	145
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146
	APÊNDICE	153

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1-1 – Fluxograma apresentando a organização da dissertação.	2
---	---

CAPÍTULO 2

Figura 2-1 – Fenômeno provocado pela tensão superficial de um líquido: a) tubo capilar e b) meniscos capilares, Pinto (2000).	5
Figura 2-2 – Curva de retenção típica para um solo siltoso, Fredlund e Xing (1994).	7
Figura 2-3 – Curvas de retenção típicas para um solo arenoso, um solo siltoso e um solo argiloso, Fredlund e Xing (1994).	8
Figura 2-4 – Curvas de retenção para solos tropicais: a) Futai (2002); b) Feuerharmel et al. (2004).	9
Figura 2-5 – Curvas de retenção determinadas utilizando-se corpos de prova moldados no ramo seco, no ramo úmido e na umidade ótima, Oliveira (2004).	10
Figura 2-6 – Procedimentos para a obtenção da curva de retenção.	11
Figura 2-7 – Variação dos teores de umidade para um mesmo valor de sucção por dois procedimentos: a) secagem e b) umedecimento, Dineen e Ridley (1999).	11
Figura 2-8 – Curvas representativas das diversas equações propostas para a curva de retenção: a) curvas sem características sigmoidais e b) curvas com características sigmoidais, Leong e Rahardjo (1997, a).	13
Figura 2-9 – Aparato utilizado para a realização do ensaio da placa de sucção.	14
Figura 2-10 - Tipos de fluxos do solo para o papel filtro: a) medição da sucção total e b) medição da sucção matricial, Marinho, (1995).	15
Figura 2-11 – Corte esquemático de um tensiômetro de alta capacidade (TAC), Marinho (1997).	16
Figura 2-12 – Ilustração do desenvolvimento da entrada de ar em diferentes estágios de sucção e conseqüente redução do coeficiente de permeabilidade (a) estado saturado e b) estado não saturado, Fredlund e Rahardjo (1993).	17
Figura 2-13 – Ilustração da variação do coeficiente de permeabilidade com a variação da sucção ou função permeabilidade.	18
Figura 2-14 – Curva de retenção e função permeabilidade para um solo siltoso, Fredlund et al. (1994-b).	20
Figura 2-15 – Variação dos valores de χ em função do grau de saturação para diferentes solos, Jennings e Burland (1962).	22

Figura 2-16 – Superfície de ruptura para um solo não saturado, representação da proposta da Equação (2-11), Fredlund et al. (1978).	24
Figura 2-17 – a) Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de argila, preparadas nas mesmas condições iniciais e diferentes valores de sucção; b) Resistência ao cisalhamento <i>versus</i> sucção para diferentes valores de tensões normais (Escário e Sáez, 1986).	25
Figura 2-18 – Relação entre a curva de retenção e a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado: a) curva de retenção e b) envoltória não-linear da resistência, Vanapalli et al. (1996).	26
Figura 2-19 – Relação entre o I_p e o parâmetro κ , Vanapalli e Fredlund (2000).	28
Figura 2-20 – Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção adotando diversos valores de κ , Vanapalli et al. (1996).	29
Figura 2-21 – Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção adotando diferentes valores da sucção residual do solo, Vanapalli et al. (1996).	30

CAPÍTULO 3

Figura 3-1 – Proposta para correlacionar os episódios de escorregamento e o “coeficiente final” de precipitação, Guidicini e Iwasa (1976).	35
Figura 3-2 – Relação entre chuva acumulada e intensidade pluviométrica horária, para o caso que não provoca escorregamento, Tatizana et al. (1987).	36
Figura 3-3 – Influência da intensidade da chuva e das condições iniciais do talude <i>versus</i> tempo para a frente de umedecimento avançar quatro metros no interior do talude: a) solo fino e b) solo grosso, Vargas Jr. et al. (1986).	37
Figura 3-4 – Variação do fator de segurança de um talude hipotético em função da profundidade de avanço da frente de saturação (Z_f) e da profundidade da superfície de ruptura (Z_r), Vargas Jr, et al. (1986).	38
Figura 3-5 - Comportamento do perfil de sucção durante uma infiltração para duas condições: a) $I < k_s$ e b) $I > k_s$, Zhang et al. (2004).	39
Figura 3-6 – Perfis representando possíveis perfis da redistribuição da umidade volumétrica após a infiltração, Wang et al. (2004).	41
Figura 3-7 – Perfil da variação da pressão de água nos poros do solo em função do tempo, Fredlund e Rahardjo (1993).	42
Figura 3-8 – Fatores de segurança em função do tempo para várias razões entre o ϕ^b e o ϕ' , Fredlund e Rahardjo (1993).	43

Figura 3-9 - Variação do fator de segurança ao longo do tempo para diversas precipitações e suas respectivas durações (Solo A), Cardoso Jr. e Futai (2005).....	44
---	----

CAPÍTULO 4

Figura 4-1 – Ensaio realizados e os seus principais objetivos.....	46
Figura 4-2 – Curvas granulométricas para os solos utilizados.....	48
Figura 4-3 – Classificação dos solos utilizando-se a Carta de Plasticidade de Casagrande.....	49
Figura 4-4 – Massa específica dos grãos para os diversos solos utilizados.....	50
Figura 4-5 – Resultados do ensaio de compactação: a) curvas de compactação para os solos utilizados e b) valores de sucção medidos pelo TAC para as diversas umidades de moldagem.....	51
Figura 4-6 – Relação entre os valores de umidade ótima e peso específico seco máximo em função da granulometria de cada solo.....	52
Figura 4-7 - Sistema de medição do coeficiente de permeabilidade de parede flexível: (a) vista geral de todo o sistema e (b) detalhe da câmara triaxial.....	55
Figura 4-8 – Valores dos coeficientes de permeabilidades saturados para os solos utilizados, nas direções vertical e horizontal.....	56
Figura 4-9 – Ilustração das posições utilizadas do papel filtro no corpo de prova.....	59
Figura 4-10 – Propriedades hidráulicas do solo Gnaisse: a) relação entre a curva de retenção obtida por Oliveira (2004) e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.....	61
Figura 4-11 - Curva de retenção para o solo AG3: a) relação entre a umidade volumétrica e a sucção; b) relação entre o grau de saturação e a sucção; c) relação entre a umidade gravimétrica e a sucção; d) relação entre o índice de vazios e a sucção.....	2
Figura 4-12 – Propriedades hidráulicas do solo AG3: a) relação entre a curva de retenção e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.....	64
Figura 4-13 – Curva de retenção para o solo AG2: a) relação entre a umidade volumétrica e a sucção; b) relação entre o grau de saturação e a sucção; c) relação entre a umidade gravimétrica e a sucção; d) relação entre o índice de vazios e a sucção.....	66
Figura 4-14 – Propriedades hidráulicas do solo AG2: a) relação entre a curva de retenção e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação;	

b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.	67
Figura 4-15 - Curva de retenção para o solo AG1: a) relação entre a umidade volumétrica e a sucção; b) relação entre o grau de saturação e a sucção; c) relação entre a umidade gravimétrica e a sucção.	71
Figura 4-16 - Propriedades hidráulicas do solo AG1: a) relação entre a curva de retenção e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.	70
Figura 4-17 - Curva de retenção do solo Areia, apresentando a relação entre a umidade volumétrica e a sucção, Teixeira (2006) e o ajuste por Fredlund e Xing (1994).	71
Figura 4-18 – a) Comportamento dos valores de sucção de entrada de ar e da umidade volumétrica saturada, para a condição inicial de moldagem, em função da granulometria de cada solo; b) Relação entre os valores de entrada de ar e a umidade volumétrica na condição saturada.	72
Figura 4-19 – Esquema ilustrativo dos componentes utilizados no ensaio de cisalhamento direto.	74
Figura 4-20 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo Gnaisse: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r	75
Figura 4-21 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo AG3: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r	75
Figura 4-22 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo AG2: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r	76
Figura 4-23 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo AG1: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r	76
Figura 4-24 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo Areia: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r	77

Figura 4-25 - Relação entre os valores de ângulo de atrito (pico e residual) e coesão efetiva em função da granulometria de cada solo.	78
Figura 4-26 – Possíveis caminhos de tensão durante um teste de compressão simples: AC – sucção constante durante a compressão e AB – redução da sucção inicial durante a compressão, Fredlund e Rahardjo (1993).....	79
Figura 4-27 – Aparato utilizado para os ensaios de compressão simples: a) visão geral; b) visão detalhada do contato entre o corpo de prova e o tensiômetro de alta capacidade.....	81
Figura 4-28 – Procedimento analítico para se obter o intercepto de coesão.	82
Figura 4-29 – Comportamento da massa dos corpos de prova expostos ao ar, em função do tempo, para os solos utilizados nos ensaios de compressão simples.....	84
Figura 4-30 – Representação da projeção da envoltória dos ensaios de compressão simples para o valor de s igual a zero.	85
Figura 4-31 - Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada para o solo Gnaisse.	86
Figura 4-32 - Medição da sucção durante os ensaios de compressão simples.	87
Figura 4-33 – Módulos de deformação para o solo Gnaisse, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.	87
Figura 4-34 – Resultado dos ensaios de compressão simples para o solo Gnaisse: a) variação da coesão aparente em função da sucção e ajuste hiperbólico pelo modelo proposto por Futai (2002); b) variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura.	89
Figura 4-35 – Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo Gnaisse.....	90
Figura 4-36 – Variabilidade na previsão da resistência para o solo Gnaisse aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ	90
Figura 4-37 - Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada para o solo AG3.....	91
Figura 4-38 - Medição da sucção durante os ensaios de compressão simples para o solo AG3.	92
Figura 4-39 - Módulos de deformação para o solo AG3, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.	92

Figura 4-40 - Resultado dos ensaios de compressão simples para o solo AG3: a) variação da coesão aparente em função da sucção e ajuste hiperbólico pelo modelo proposto por Futai (2002); b) variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura.	93
Figura 4-41 - Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo AG3.....	94
Figura 4-42 - Variabilidade na previsão da resistência para o solo AG3 aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ	94
Figura 4-43 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG2.....	95
Figura 4-44 - Medição da sucção antes e durante os ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG2.	96
Figura 4-45 – Medição da sucção durante os ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG2.....	96
Figura 4-46 - Módulos de deformação para o solo AG2, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.	97
Figura 4-47 - Resultado dos ensaios de compressão simples para o solo AG2: a) variação da coesão aparente em função da sucção e ajuste hiperbólico pelo modelo proposto por Futai (2002); b) variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura.	98
Figura 4-48 - Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo AG2.....	99
Figura 4-49 – Variabilidade na previsão da resistência para o solo AG2 aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ	99
Figura 4-50 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG1.....	100
Figura 4-51 - Módulos de deformação para o solo AG1, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.	101
Figura 4-52 - Envoltória de ruptura não linear sobre o plano τ x sucção para o solo AG1. ...	102
Figura 4-53 – Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo AG1.....	103
Figura 4-54 – Variabilidade na previsão da resistência para o solo AG1 aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ	103
Figura 4-55 – Relação entre os valores de entrada de ar obtida por meio da curva de retenção e pelo ensaio de compressão simples com medição de sucção.	104

Figura 4-56 – Aplicação da relação entre κ e o índice de plasticidade (I_p) proposta por Vanapalli e Fredlund (2000) para os solos utilizados nesta pesquisa. 105

CAPÍTULO 5

Figura 5-1 – Fluxograma das simulações que serão realizadas e os principais objetivos.	107
Figura 5-2 – Talude de referência que será utilizado para a realização das simulações.	108
Figura 5-3 – Resumo dos parâmetros hidráulicos dos solos: a) curvas de retenção e b) funções permeabilidade.	108
Figura 5-4 – Resumo da variação da coesão aparente em função da sucção para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1.	109
Figura 5-5 – Geometria da malha de elementos finitos utilizada na análise do fluxo.	110
Figura 5-6 – Pluviogramas referentes à cidade de São Paulo: a) intensidade média mensal histórica (1996-2005) e do ano de 2004; b) intensidade média semanal para o ano de 2004.	113
Figura 5-7 - Pluviogramas referentes à cidade de São Paulo: a) intensidade média mensal histórica (1996-2005) e do ano de 2005; b) precipitações diárias para o mês de janeiro e maio/2005.	114
Figura 5-8 – Pluviogramas referentes à cidade de São Paulo: pluviogramas simplificados.	115
Figura 5-9 – Geometria do talude, locação dos possíveis centros e raios dos círculos de ruptura e malha importada de poro-pressão de água para a análise de estabilidade acoplada.	117
Figura 5-10 – Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo Gnaisse: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.	120
Figura 5-11 - Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo AG3: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.	121
Figura 5-12 - Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo AG2: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.	122
Figura 5-13 - Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo AG1: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.	123
Figura 5-14 – Perfis críticos para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1 ocorridos no mês de março (décima semana do ano).	124
Figura 5-15 - Perfis favoráveis à estabilização de um talude, para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1 ocorridos no mês de outubro.	125
Figura 5-16 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo Gnaisse, para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.	127

Figura 5-17 – Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo Gnaisse, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro.	128
Figura 5-18 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG3, para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.	130
Figura 5-19 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo AG3, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro. .	131
Figura 5-20 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG2, para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.	132
Figura 5-21 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo AG2, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro. .	133
Figura 5-22 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG1 para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.	134
Figura 5-23 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo AG1, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro. .	136
Figura 5-24 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG1, para o perfil referente ao mês de março : a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.	137
Figura 5-25 – Perfis de poro-pressão de água <i>versus</i> elevação para o solo AG1 e cenário 2, considerando-se o perfil inicial referente ao mês de março.	138
Figura 5-26 – Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo Gnaisse, para o cenário 1, apresentando F.S. mínimo após aproximadamente 24 h do terceiro ciclo de precipitação ter cessado.	139
Figura 5-27 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo Gnaisse, para o cenário 4, apresentando F.S. mínimo após aproximadamente 72 h do evento principal (precipitação de 150 mm) ter cessado.	140

APÊNDICE B

Figura B-1 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo Gnaisse: Deslocamento Vertical (Δv) <i>versus</i> Deslocamento Horizontal (d).	165
Figura B-2 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo AG3: Deslocamento Vertical (Δv) <i>versus</i> Deslocamento Horizontal (d).	165
Figura B-3 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo AG2: Deslocamento Vertical (Δv) <i>versus</i> Deslocamento Horizontal (d).	166

Figura B-4 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo AG1: Deslocamento Vertical (Δv) <i>versus</i> Deslocamento Horizontal (d).	166
Figura B-5 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo Areia: Deslocamento Vertical (Δv) <i>versus</i> Deslocamento Horizontal (d).	167

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2-1 – Equações empíricas para a curva de retenção, Leong e Rahardjo (1997, a).	12
Tabela 2-2 – Possíveis combinações de variáveis de estado de tensão para os solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).	23

CAPÍTULO 4

Tabela 4-1 – Proporções utilizadas de gnaïsse e areia para os solos AG1, AG2 e AG3.	47
Tabela 4-2 – Resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência.	49
Tabela 4-3 – Resultados dos ensaios de compactação e determinação das umidades de moldagem a serem usadas ao longo desta pesquisa.	52
Tabela 4-4 – Principais diferenças entre os permeômetros de parede rígida e flexível, modificado de Dourado (2003).	54
Tabela 4-5 – Valores dos coeficientes de permeabilidade na condição saturada nas direções vertical e horizontal.	56
Tabela 4-6 – Resumo das principais técnicas utilizadas para se medir a sucção, modificado de Fredlund e Rahardjo (1993), Marinho (1997), Rahardjo e Leong (2003).	58
Tabela 4-7 – Resumo dos parâmetros de resistência na condição saturada obtido por cisalhamento direto.	77

CAPÍTULO 5

Tabela 5-1 – Coordenadas dos pontos representativos no interior do talude.	110
Tabela 5-2 – Características dos cenários que serão adotados nas simulações.	117
Tabela 5-3 – Resumo dos parâmetros de resistência adotados para as análises de estabilidade de talude.	118

APÊNDICE C

Tabela C-1 - Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo Gnaïsse.	169
Tabela C-2 – Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo AG3.	170
Tabela C-3 – Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo AG2.	171
Tabela C-4 – Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo AG1.	172

1. INTRODUÇÃO

O crescimento natural das cidades e conseqüentemente de toda a sua infra-estrutura se esbarram em obstáculos naturais, como terrenos acidentados, solos com baixa capacidade de suporte, áreas alagadas, dentre outros. No caso de terrenos acidentados, o engenheiro se depara com soluções que envolvem cortes e aterros, como por exemplo, a construção de estradas e a travessia de dutos. A movimentação de um talude ou de uma encosta pode pôr em risco a segurança de algum componente da infra-estrutura da região e, em alguns casos, provocar conseqüências catastróficas em habitações localizadas próximas desses movimentos.

Em geral, os taludes estão quase em sua totalidade localizados acima do nível freático local, ocasionando o surgimento de forças de atração entre as partículas do solo. Esta força de atração, chamada de sucção, tem ação primordial na resistência ao cisalhamento dos solos. Os taludes estão sujeitos às ações naturais que ocorrem em sua volta, como as chuvas, ventos e insolação. Quando ocorre uma precipitação, estas forças de atração diminuem, provocando assim a queda na resistência do solo e, dependendo das condições locais, o escorregamento do talude.

Os procedimentos para a incorporação do estado não saturado do solo nas análises de estabilidade são conhecidos, no entanto, a escolha dos parâmetros e, principalmente, a definição do estado de tensão relacionado com a poro-pressão de água é extremamente complexo. O perfil de sucção varia com a profundidade, com as características do solo e sobretudo com as condições climáticas.

Este trabalho apresenta um estudo sobre a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, abrangendo uma fase experimental envolvendo ensaios de caracterização, resistência e obtenção das propriedades hidráulicas dos solos. Também foi realizado um estudo numérico, com o objetivo de verificar o comportamento da sucção no interior de um talude e sua influência na estabilidade.

1.1. Organização da dissertação

A Figura 1-1 ilustra um fluxograma apresentando a organização da pesquisa.

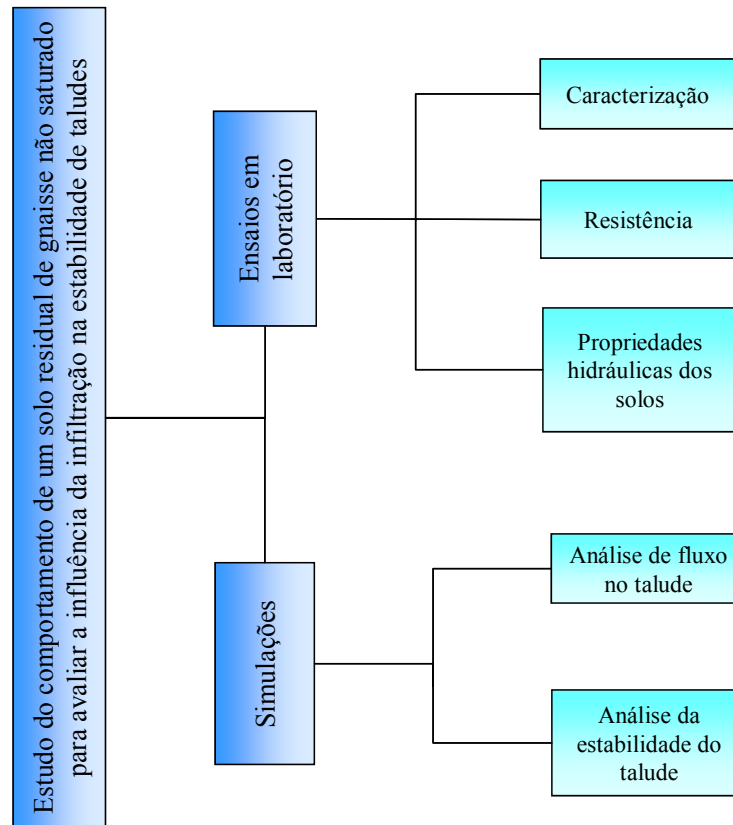


Figura 1-1 – Fluxograma apresentando a organização da dissertação.

Em seguida, é apresentada, resumidamente, a disposição dos capítulos e a abordagem de cada um ao longo deste trabalho.

No Capítulo 2 será apresentada uma revisão dos aspectos teóricos, em solos não saturados, necessários para a compreensão e análise dos resultados desta pesquisa. Incluem-se nesta revisão duas propostas para se representar a resistência ao cisalhamento para um solo não saturado, dando maior ênfase à equação proposta por Fredlund et al. (1978). Também são apresentados aspectos sobre as propriedades hidráulicas de um meio não saturado e os modelos de previsão de resistência.

No Capítulo 3 será dado um enfoque sobre os principais mecanismos de escorregamento, apresentando-se o critério de classificação proposto por Terzaghi (1950) e alguns aspectos de classificação apresentado por Wolle (1988). O objetivo é apresentar as principais causas dos movimentos de massa, e discutir a influência da água no mecanismo de instabilização de uma

massa de solo, seja como agente preparatório, seja como agente deflagrador do movimento. Posteriormente, serão apresentados os efeitos da duração e intensidade da chuva nos escorregamentos. No final do Capítulo 3 será apresentada uma revisão sobre a redistribuição da água da chuva após a mesma ter cessado, bem como a influência desta redistribuição na estabilidade do talude.

No Capítulo 4 serão apresentados os solos que serão utilizados nos estudos. Acoplados a esta apresentação, estão descritos os procedimentos adotados para se obter as características dos solos, como a sua caracterização básica (análise granulométrica, limites de consistência e compactação), os parâmetros hidráulicos (permeabilidade horizontal e vertical e curva de retenção) e os parâmetros de resistência para a condição saturada (cisalhamento direto) e não saturada (compressão simples). Nesta pesquisa, utilizou-se durante os ensaios de compressão simples o tensiômetro de alta capacidade (TAC) acoplado na base do equipamento para se tornar possível a medida de sucção antes, durante e após a etapa de compressão dos corpos de prova. Os resultados dos modelos de previsão de resistência para os solos não saturados são apresentados em conjunto com os resultados dos ensaios de compressão simples. As discussões são apresentadas ao longo do capítulo.

Conhecendo-se as características dos solos e seu comportamento, assim como os mecanismos dos escorregamentos de um talude, no Capítulo 5 serão apresentadas as análises realizadas com o objetivo de se conhecer a influência das chuvas no perfil de poro-pressão de um talude e, conseqüentemente, nos escorregamentos de terra.

No Capítulo 6 serão apresentadas as conclusões e as propostas para a continuação desta pesquisa.

2.ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE O COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

2.1. Conceitos Iniciais

Um solo saturado é formado por duas fases: a fase sólida, constituída pelos grãos dos solos, e a fase líquida, constituída pela água (podendo-se acrescentar nessa fase sais minerais e ar dissolvido). Em um solo não saturado, vão surgir mais duas fases: a fase gasosa, formada pelo ar livre (mistura de vários gases) e vapor de água e, finalmente, a quarta fase formada pela interação entre a fase gasosa não dissolvida e a fase líquida, denominada por Fredlund et al. (1978) de película contráctil.

A película contráctil apresenta uma significativa resistência à tração, o que influencia diretamente no comportamento mecânico do solo como um todo. Essa película contráctil pode ser evidenciada em diversos fenômenos físicos. Libardi (2005) cita alguns casos: a formação de uma gota de água em um conta-gotas ou na boca de uma torneira, a formação de gotículas quando se derrama água em uma superfície encerada e a formação das bolhas de sabão.

Se um tubo de pequeno diâmetro é colocado em contato com a superfície livre da água, esta sobe até atingir uma posição de equilíbrio. Esse fenômeno está relacionado com a tensão superficial do líquido em contato com uma parede sólida e é conhecido como fenômeno capilar. A altura da ascensão capilar (h) é inversamente proporcional ao raio do tubo (r). A Figura 2-1 (a) ilustra o fenômeno capilar em um tubo. As tensões na água ao longo do tubo capilar são também apresentadas na Figura 2-1 (a). Nota-se que, à medida que aumenta o valor de h , maior (em valor absoluto) será o valor da tensão na água. Similar aos tubos capilares, a água nos vazios dos solos, na faixa acima do lençol freático, está com uma tensão negativa. Para a água existente nos solos, nos contatos entre os grãos, Figura 2-1 (b), existe a formação de meniscos capilares e a água neste caso se encontra, também, sob uma tensão negativa. A tensão superficial da água tende a aproximar as partículas (força P), aumentando as forças entre os grãos do solo e surgindo, dessa maneira, uma coesão aparente. De acordo com Pinto (2000) a coesão aparente é frequentemente referida às areias, pois estas podem se

saturar ou secar com facilidade. Entretanto, é nas argilas que ela atinge maiores valores, sendo a responsável em muitos casos pela estabilidade dos taludes.

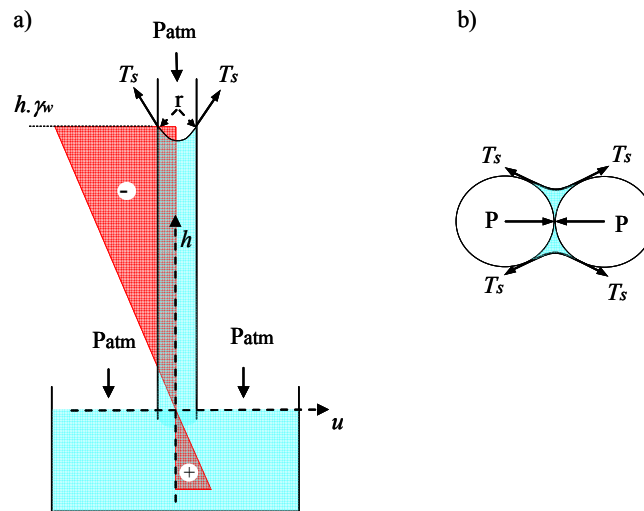


Figura 2-1 – Fenômeno provocado pela tensão superficial de um líquido: a) tubo capilar e b) meniscos capilares, Pinto (2000).

Em solos não saturados, a tensão negativa da água provocada pela tensão superficial é referida como a diferença entre a pressão no ar (u_a), tomada na maioria dos casos como a pressão atmosférica (P_{atm}) e a pressão da água (u_w), e é referida como a sucção matricial ($u_a - u_w$). Essa sucção pode ser representada pela Equação (2-1).

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{r} \quad (2-1)$$

Onde: T_s – tensão superficial do líquido, r – é o raio capilar equivalente para os poros do solo.

A sucção total em um solo pode ser admitida como a soma entre a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção osmótica é função da concentração química da água no interior do solo. A diferença de pressão necessária para anular o fluxo de uma solução de água pura para uma solução mais concentrada, através de uma membrana semipermeável, por osmose, é chamada de pressão osmótica ou sucção osmótica (Marinho, 1997).

2.2. Curva de retenção para os solos não saturados

A curva de retenção é definida como a relação entre a quantidade de água existente no interior de uma massa de solo e a sua respectiva sucção. Essa quantidade de água é referida

normalmente como umidade volumétrica (θ_w) ou grau de saturação (S). Entretanto, na prática da engenharia geotécnica, o termo umidade volumétrica não é usual. Pode-se quantificar a umidade volumétrica em termos de teor de umidade gravimétrica (w) ou em termos do grau de saturação (S). Os valores de S, w e θ_w estão vinculados através das seguintes relações:

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

$$\theta_w = \frac{\gamma_d w}{\gamma_w} \quad (2-3)$$

Onde: e – índice de vazios, γ_d – densidade seca, γ_w – densidade da água, n – porosidade.

Está ilustrada na Figura 2-2 uma curva de retenção típica para um solo siltoso, e suas principais características, tais como: valor de entrada de ar (correspondente à sucção na qual a água presente nos maiores poros começa a sair), umidade volumétrica residual (umidade em que um grande valor da sucção é necessário para remover uma quantidade de água do solo - θ_r) e a umidade volumétrica para o estado saturado (θ_s).

As linhas pontilhadas traçadas na Figura 2-2 apresenta a proposta de Fredlund e Xing (1994) para a determinação da umidade volumétrica residual e o valor da entrada de ar no solo. De acordo com os autores, este procedimento empírico é bastante valioso para quantificar as características principais da curva. Por esse procedimento, o valor de entrada de ar é caracterizado pela interseção entre a reta horizontal, que correspondente à umidade volumétrica saturada, com a reta tangente que passa pelo ponto de inflexão da curva. A interseção da reta tangente que passa pelo ponto de inflexão com a reta que aproxima a curva para altos valores de sucção determina o valor da umidade volumétrica residual. Esses autores apontam que a umidade volumétrica nula parece ser essencialmente a mesma para todos os tipos de solos e de acordo com Croney e Coleman (1961), esse valor da sucção total é ligeiramente menor que 10^6 kPa. Estão apresentadas na Figura 2-2 as curvas de retenção obtidas pelo caminho de secagem (curva cheia) e pelo caminho de umedecimento (tracejada). A diferença de comportamento entre essas duas curvas é chamada de histerese e será melhor detalhada nos itens seguintes.

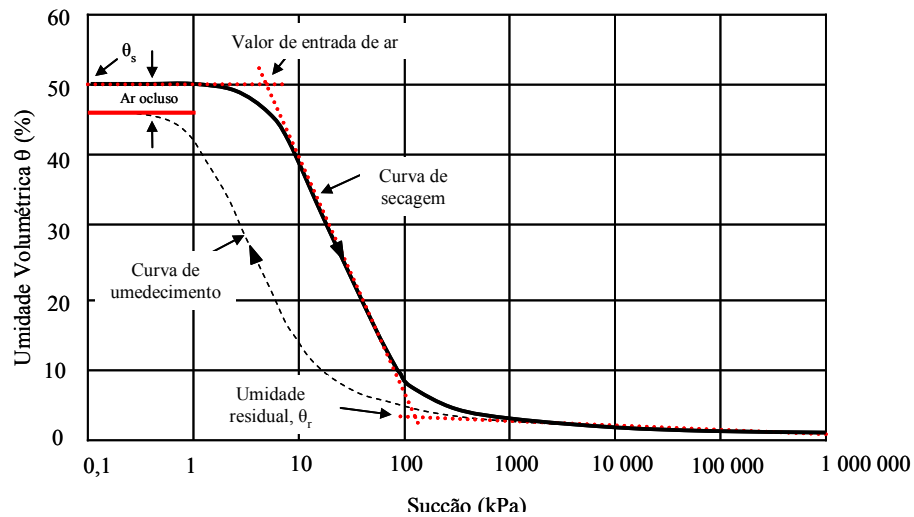


Figura 2-2 – Curva de retenção típica para um solo siltoso, Fredlund e Xing (1994).

2.2.1. Fatores que influenciam a forma da curva de retenção para os solos não saturados

Dentre os fatores que influenciam na forma da curva de retenção, podemos citar: tipo de solo, arranjo estrutural e a histerese.

2.2.1.1. Tipo de solo

A Figura 2-3 apresenta curvas de retenção para três solos típicos (areia, silte e argila). De acordo com Fredlund e Xing (1994), e observando a Figura 2-3, o teor de umidade volumétrica na condição saturada e o valor de entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo.

Para baixos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo depende, principalmente, dos efeitos de capilaridade, que estão diretamente ligados com a distribuição granulométrica e estrutura do solo. Para altos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo dependerá dos mecanismos de adsorção, que são influenciados pela composição mineralógica e pela superfície específica das partículas (Fredlund e Xing, 1994).

Os solos arenosos apresentam pequena variação nos diâmetros dos poros, dessaturando rapidamente após o valor da entrada de ar. Os solos argilosos dessaturam de forma mais lenta,

apresentando uma inclinação da curva mais suave e uma distribuição nos vazios dos solos não-uniforme.

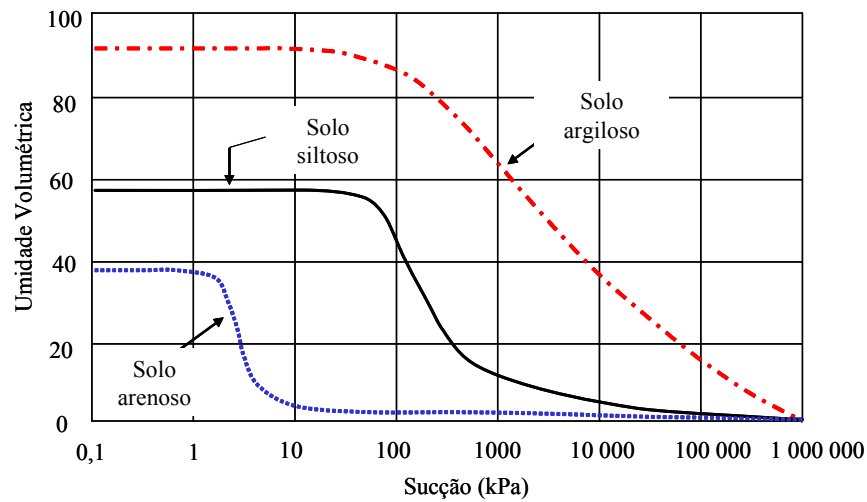


Figura 2-3 – Curvas de retenção típicas para um solo arenoso, um solo siltoso e um solo argiloso, Fredlund e Xing (1994).

Os solos tropicais não apresentam necessariamente comportamento similar às curvas de retenção apresentadas na Figura 2-3. Devido à estrutura e à distribuição dos poros nestes solos, suas curvas de retenção podem apresentar patamares, causados pela ausência de poros que definem a faixa de sucção para este patamar. Futai (2002) mostrou que um solo laterítico, mesmo sendo mais argiloso que outro solo saprolítico, pode apresentar valor de sucção de entrada de ar menor (Figura 2-4, a). Feuerharmel et al. (2004) apresentaram a curva de retenção para um solo coluvionar. A curva sugere comportamento intermediário entre uma areia e uma argila e, de acordo com os autores, com formato semelhante a uma “sela”, (Figura 2-4, b). Esse formato de curva é semelhante ao encontrado por Futai (2002) para uma argila laterítica superficial.

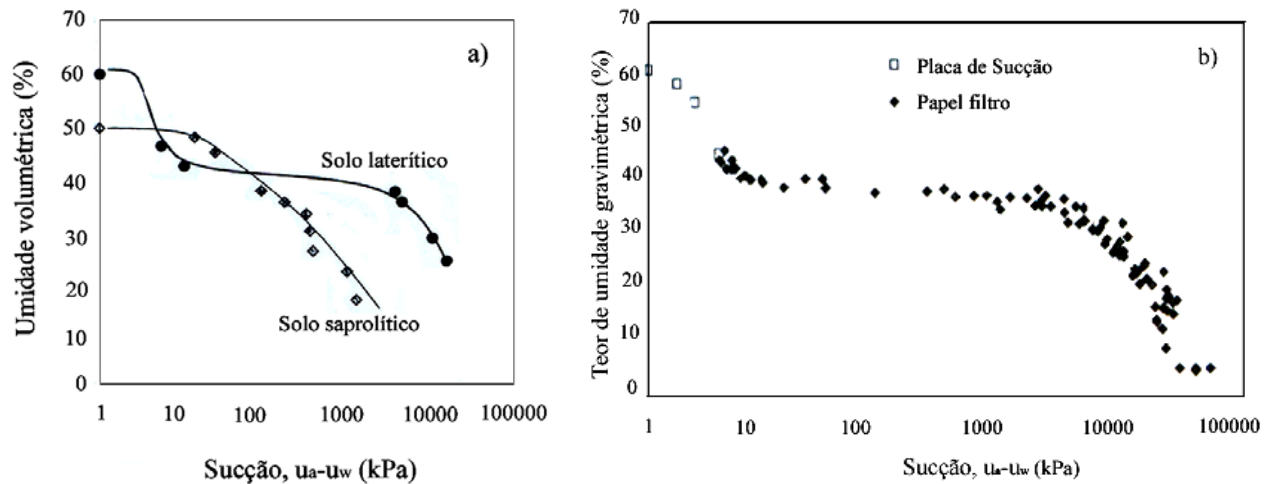


Figura 2-4 – Curvas de retenção para solos tropicais: a) Futai (2002); b) Feuerharmel et al. (2004).

2.2.1.2. Arranjo estrutural

A curva de retenção é influenciada pela disposição das partículas nos solos finos. Lambe (1958) identificou duas formas básicas de disposição das partículas: a estrutura floculada, em que os contatos se fazem entre as faces e arestas das partículas, por meio da água adsorvida, e a estrutura dispersa, em que as partículas se posicionam paralelamente. Em solos compactados, a estrutura final do solo depende da energia aplicada e da umidade do solo durante a compactação. Para solos compactados no ramo seco da curva de compactação, a atração entre as partículas não é vencida pela energia de compactação aplicada e o solo fica com a estrutura floculada. Para maiores umidades, as forças de repulsão aumentam e a energia de compactação orienta as partículas paralelamente umas às outras, definindo uma estrutura dispersa.

Vanapalli et al. (1999) determinou as curvas de retenção de uma argila compactada sob três condições diferentes de moldagem: umidade ótima, ramo seco e ramo úmido. Para a amostra moldada no ramo seco, o arranjo permite a formação de grandes poros interconectados. Como consequência, a resistência à dessaturação nesse tipo de arranjo é menor em comparação com as amostras moldadas na umidade ótima ou no ramo úmido. Para as amostras moldadas no ramo úmido, esses solos apresentam estrutura mais homogênea e maior capacidade de armazenamento da água. As amostras moldadas na umidade ótima apresentam características intermediárias entre as duas outras.

Oliveira (2004), seguindo procedimento semelhante ao utilizado por Vanapalli et al. (1999), obteve as curvas de retenção para um solo residual de gnaiss compactado moldado em três condições diferentes, com o objetivo de avaliar a influência da estrutura do solo no formato da curva de retenção. A Figura 2-5 ilustra as curvas de retenção obtidas para cada condição de moldagem. Os resultados obtidos por Oliveira (2004) foram semelhantes aos encontrados por Vanapalli et al. (1999). Isto indica que as curvas de retenção obtidas no ramo seco apresentaram uma capacidade de armazenamento de água menor em relação aos corpos de prova moldados no ramo úmido ou na umidade ótima. A explicação seria a formação de macroporos existentes entre as agregações formadas na estrutura do solo compactado no ramo seco.

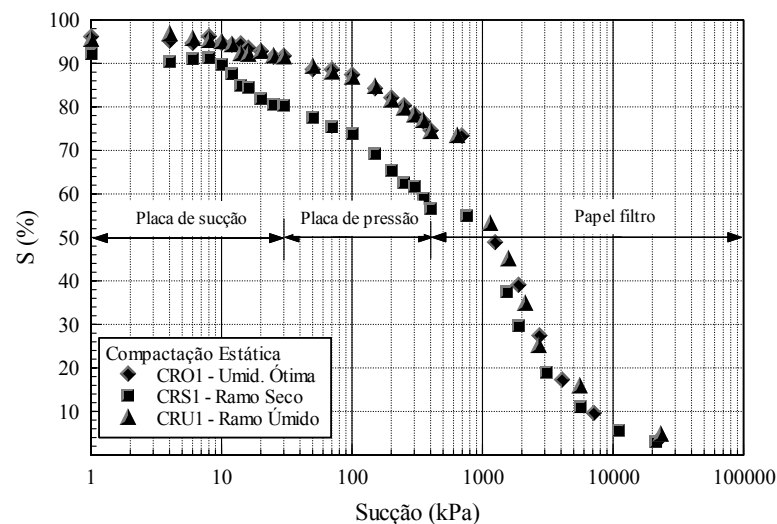


Figura 2-5 – Curvas de retenção determinadas utilizando-se corpos de prova moldados no ramo seco, no ramo úmido e na umidade ótima, Oliveira (2004).

2.2.1.3. Histerese

A determinação da curva de retenção de um solo, a partir da sua umidade inicial, pode ser realizada por dois procedimentos: seguindo-se a curva de umedecimento ou a curva de secagem. A Figura 2-6 ilustra os dois procedimentos possíveis de seguir para a obtenção da curva, a partir da umidade inicial do corpo de prova. Realizando-se ciclos de umedecimento e secagem, obtém-se curvas com formatos diferentes, como apresentado na Figura 2-2. Essa diferença é chamada de histerese da curva de retenção.

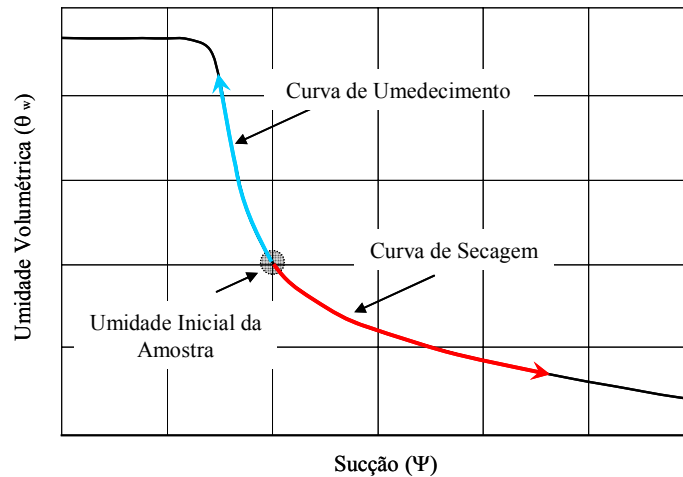
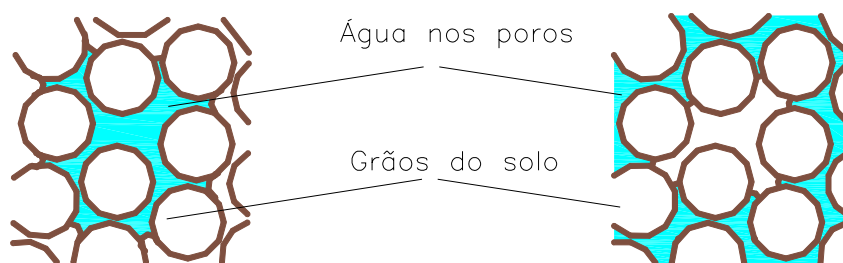


Figura 2-6 – Procedimentos para a obtenção da curva de retenção.

Dineen e Ridley (1999) exemplificam que durante a secagem a sucção é mantida na entrada do poro menor, estando o interior do poro maior preenchido com água, conforme pode ser visto na Figura 2-7. A mesma sucção mantida no processo de umedecimento está associada ao poro menor, ficando o interior preenchido com ar. De acordo com Bear (1979), esse ar que fica ocluído no interior dos poros, como apresentado na Figura 2-7, é uma das causas para o fenômeno da histerese.

Bear (1979) apresenta como outras causas para a histerese: irregularidades na secção transversal dos poros do solo, o efeito do ângulo de contato entre os grãos do solo, a história de secagem e umedecimento do solo, além da entrada de ar nos vazios do solo.

Sucção na secagem = Sucção no umedecimento



a) Procedimento de secagem

b) Procedimento de umedecimento

Figura 2-7 – Variação dos teores de umidade para um mesmo valor de sucção por dois procedimentos: a) secagem e b) umedecimento, Dineen e Ridley (1999).

2.2.2. Principais equações para representar a curva de retenção.

Leong e Rahardjo (1997, a) apresentam uma equação generalizada, na qual, as principais relações usadas para representar a curva de retenção, propostas na literatura, podem ser derivadas. A relação sugerida por Leong e Rahardjo (1997, a) está apresentada na Equação (2-4).

$$a_1 \Theta^{b_1} + a_2 e^{(a_3 \Theta^{b_1})} = a_4 \psi^{b_2} + a_5 e^{(a_6 \psi^{b_2})} + a_7 \quad (2-4)$$

Onde: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1, b_2$ são constantes; ψ é a sucção e Θ representa a unidade volumétrica normalizada, que é definida por $\Theta = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$.

Na Tabela 2-1 estão apresentadas três das principais relações propostas e as simplificações adotadas por Leong e Rahardjo (1997, a).

Tabela 2-1 – Equações empíricas para a curva de retenção, Leong e Rahardjo (1997, a).

Autor	Equação	Simplificações	Legenda
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda$	$a_2 = a_5 = a_7 = 0$ $b_1 = 1 \quad b_2 = -\lambda$ $\frac{a_4}{a_1} = \psi_b^\lambda$	ψ = sucção ψ_b = sucção de entrada de ar λ = constante
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \psi)^n} \right]^m$	$a_1 = a_7$ $a_2 = a_5 = 0$ $b_1 = m \quad b_2 = n$ $\frac{a_4}{a_1} = \alpha^n$	ψ = sucção α, m e n = constantes
Fredlund e Xing (1994)	$\Theta = \left\{ \frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]} \right\}^m$	$a_1 = a_5 = 0$ $a_3 = 1$ $b_1 = m \quad b_2 = n$ $\frac{a_7}{a_2} = e \quad \frac{a_4}{a_2} = \left(\frac{1}{a} \right)^{b_2}$	ψ = sucção α, m e n = constantes e = base log nepearino

Em geral, as equações representativas das curvas de retenção foram surgidas baseadas nos resultados característicos de diversos solos e são de natureza empírica. Leong e Rahardjo (1997, a) classificam essas equações em dois grupos: um grupo que possa representar solos cujas curvas de retenção apresentam formato sigmoidal (curvas que apresentam os parâmetros

θ_s , θ_r e sucção de entrada de ar bem definidos) e outro grupo em que isso não ocorre. A Figura 2-8 apresenta essas duas classificações baseadas no formato da curva de retenção.

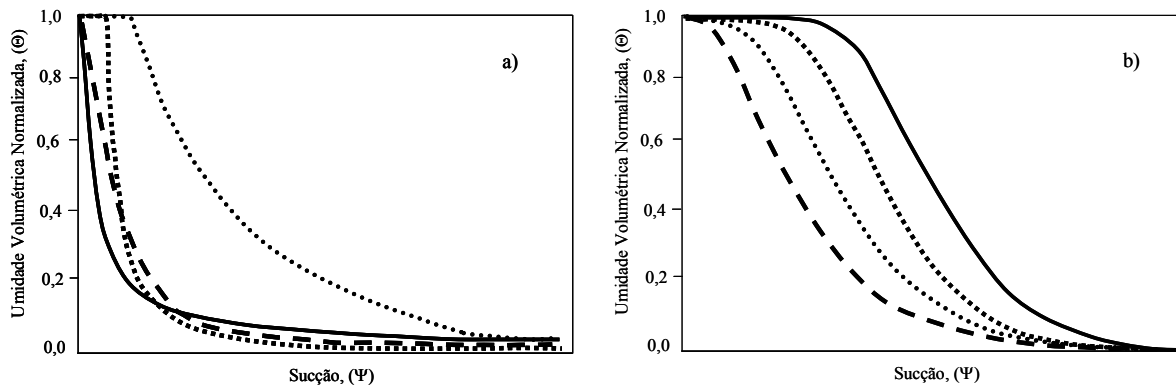


Figura 2-8 – Curvas representativas das diversas equações propostas para a curva de retenção: a) curvas sem características sigmoidais e b) curvas com características sigmoidais, Leong e Rahardjo (1997, a).

2.3. Métodos e equipamentos utilizados para se determinar a curva de retenção

2.3.1. Placa de sucção

Uma amostra de solo quando em contato com uma pedra porosa saturada tende a ficar em equilíbrio hidráulico. Se a sucção na amostra de solo for maior que na placa, a água flui da pedra porosa para a amostra, caso contrário, a água flui da amostra para a placa. Este é o princípio do aparelho de placa de sucção. A placa de sucção utilizada foi desenvolvida pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da USP e está ilustrada na Figura 2-9. A sucção aplicada pela pedra porosa está diretamente relacionada à diferença entre a sua cota e a cota do recipiente de água, posicionado na outra extremidade da mangueira.

Nesse ensaio o ar não pode passar através da pedra porosa. Para isso, utilizam-se pedras porosas com valores de entrada de ar maiores do que a máxima sucção aplicada pela diferença de cotas entre o recipiente e a pedra. De acordo com Santos Neto e Carvalho (1995) o contato entre a amostra e a pedra porosa costuma ser a maior fonte de erro na determinação da sucção e enfatiza que a superfície de contato tem que estar perfeitamente plana, de forma a permitir íntima ligação entre a amostra e a pedra.

A utilização deste equipamento é limitada para sucções de até aproximadamente 90 kPa, a depender da pressão atmosférica local; a partir desse valor, o sistema pode cavitatar. No entanto, para se utilizar aparatos similares ao da Figura 2-9, sua faixa de utilização fica restrita, em alguns casos, devida às restrições de ambiente, altura e pedra porosa, à sucção máxima de 30 kPa, que corresponde a uma diferença de cotas de aproximadamente 3 m.

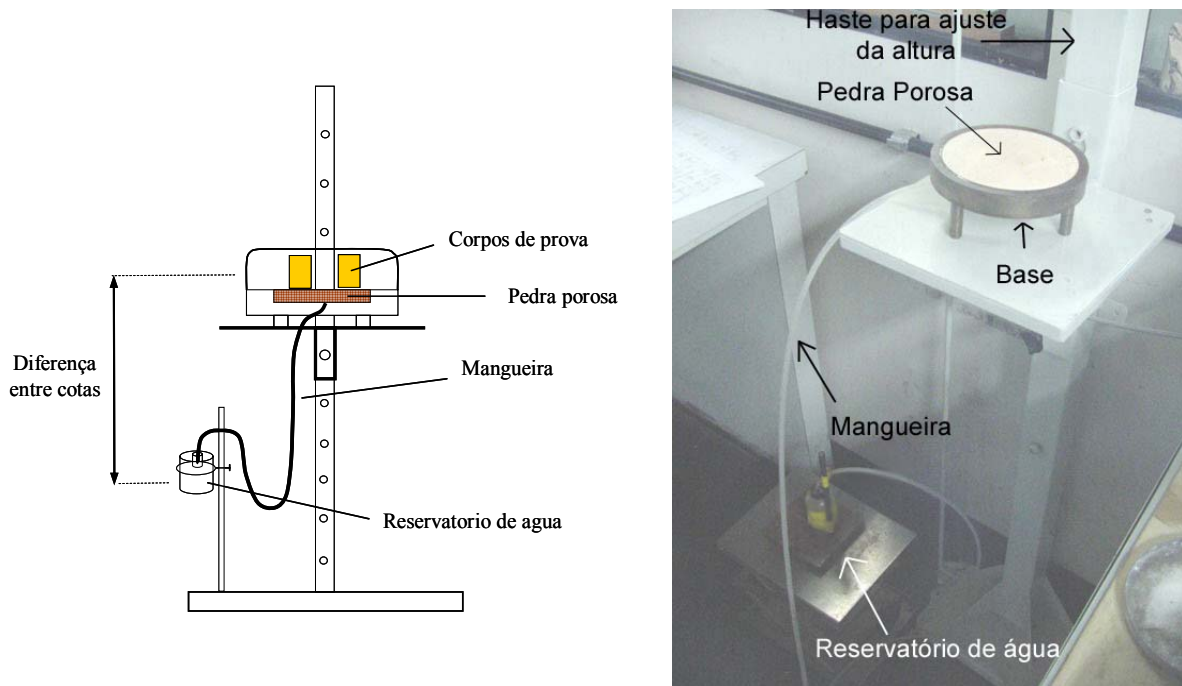


Figura 2-9 – Aparato utilizado para a realização do ensaio da placa de sucção.

2.3.2. Papel filtro

O método do papel filtro para medidas de sucção em solos não saturados foi desenvolvido pela ciência dos solos e pela agronomia (Fredlund e Rahardjo, 1993). O método baseia-se na hipótese de que o papel filtro atingirá o equilíbrio de sucção (com respeito ao fluxo de água) com uma amostra de solo. A partir da umidade final do papel filtro e de uma calibração adequada é possível determinar indiretamente o valor da sucção existente no solo. De acordo com Marinho (1995), o estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso (papel filtro), porém umidades diferentes, e salienta que o tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para obtenção da correta sucção.

O equilíbrio pode ser atingido pela movimentação do fluido em contato direto com o papel (fluxo capilar) ou pelo vapor de água (fluxo de vapor) entre o solo e o papel filtro. Se o fluxo

ocorre apenas através de vapor de água (Figura 2-10, a), o componente osmótico age como força que impede o fluxo de água para o papel filtro e neste caso se medirá a sucção total. O espaço de ar deixado entre o solo e o papel filtro fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor de água (Marinho, 1995). Quando o papel filtro é colocado em contato direto com a amostra do solo (Figura 2-10, b), o fluxo capilar implica numa interação entre o papel filtro e a água do poro (*i.e.* com sais, etc) e nesse caso se medirá a sucção matricial.

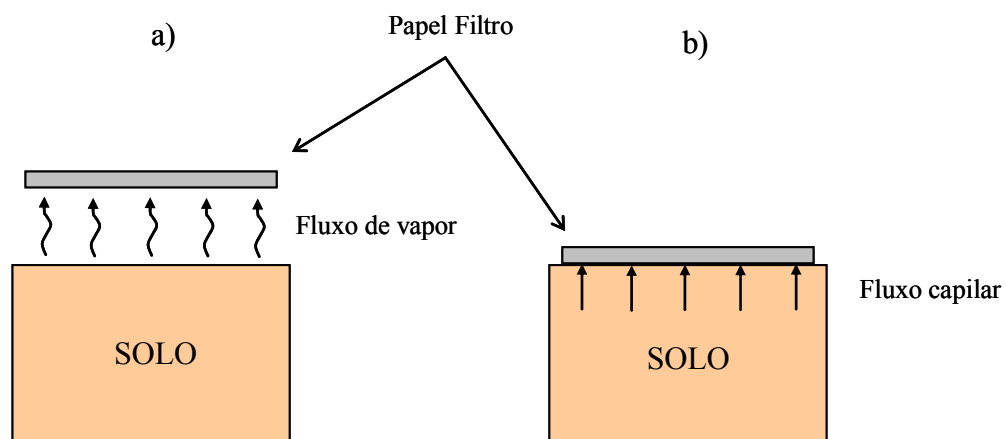


Figura 2-10 - Tipos de fluxos do solo para o papel filtro: a) medição da sucção total e b) medição da sucção matricial, Marinho, (1995).

2.3.3. Tensiômetro

Os tensiômetros convencionais possuem uma limitada capacidade de medir valores de sucção maiores do que 90kPa, pelo fato de que para sucções maiores, ocorre a cavitação do sistema. De acordo com Marinho e Chandler (1995) e Marinho (1997), a cavitação do sistema não ocorre pelo fato de os líquidos em geral não suportarem elevadas tensões de tração, e sim pelo fato de existirem núcleos de gases oclusos no sistema. O mecanismo adotado pelo Tensiômetro de Alta Capacidade (TAC) para evitar a cavitação do sistema, para valores de sucção maiores do que 90 kPa é utilizar “pequenos” volumes de água para diminuir conseqüentemente potencias núcleos de cavitação e utilizar um acabamento do sistema interno o mais liso possível, para minimizar os gases aprisionados nas cavidades microscópicas das paredes do sistema (Marinho, 1997).

A Figura 2-11 apresenta um corte esquemático de um TAC, apresentando seus principais componentes. Marinho (1997) apresenta recomendações a serem seguidas quando da montagem e utilização de um tensiômetro de alta capacidade.

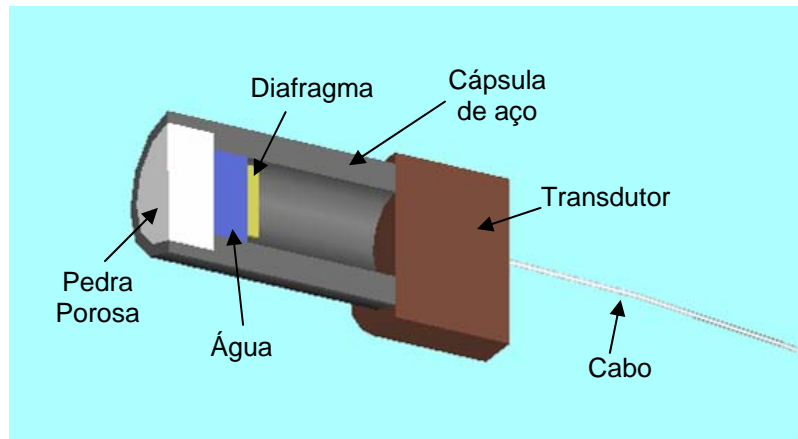


Figura 2-11 – Corte esquemático de um tensiômetro de alta capacidade (TAC), Marinho (1997).

2.4. Coeficiente de permeabilidade para os solos não saturados

2.4.1. Comportamento do coeficiente de permeabilidade em função da sucção

O fluxo de água em um solo saturado é normalmente descrito usando-se a lei de Darcy. A lei de Darcy descreve que a razão do fluxo através de uma massa de solo é proporcional ao gradiente hidráulica (Equação(2-5)).

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (2-5)$$

Onde: v_w é a velocidade do fluxo; k_w é o coeficiente de permeabilidade saturado e $\partial h_w / \partial y$ é igual ao gradiente hidráulico na direção vertical (y).

O coeficiente de permeabilidade saturado é dado pela Equação (2-6).

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \quad (2-6)$$

Onde: ρ_w é a densidade do fluido; μ_w é o coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido; K é a permeabilidade intrínseca, função só do meio poroso e independente das propriedades do fluido e g corresponde à aceleração da gravidade.

Para os solos saturados, pode-se admitir o coeficiente de permeabilidade constante durante o fluxo. Para um solo não saturado o coeficiente de permeabilidade é função da umidade volumétrica ou da sucção presente no solo. O fluxo de água em uma massa de solo é diretamente proporcional à área transversal dos poros preenchidos com água. No meio não saturado, o ar substitui o volume de água nos poros, criando caminhos mais longos e tortuosos, dificultando, dessa maneira, o fluxo da água.

A Figura 2-12 apresenta a diferença de uma massa de solo totalmente preenchido de água (Figura 2-12, a) e uma massa de solo não saturada (Figura 2-12, b). Na massa saturada, a secção transversal dos vazios está totalmente preenchida de água. A partir do momento em que o solo torna-se não saturado, o ar substitui parte da água (Figura 2-12, b). Com o aumento do valor da sucção, os vazios ocupados pela água diminuem e conseqüentemente o coeficiente de permeabilidade à água diminui. Os estágios de 1 a 5 ilustrados na Figura 2-12 (b) representam a posição da interface ar-água para valores crescentes de sucção e , como resultado, uma redução da umidade volumétrica e do coeficiente de permeabilidade do solo.

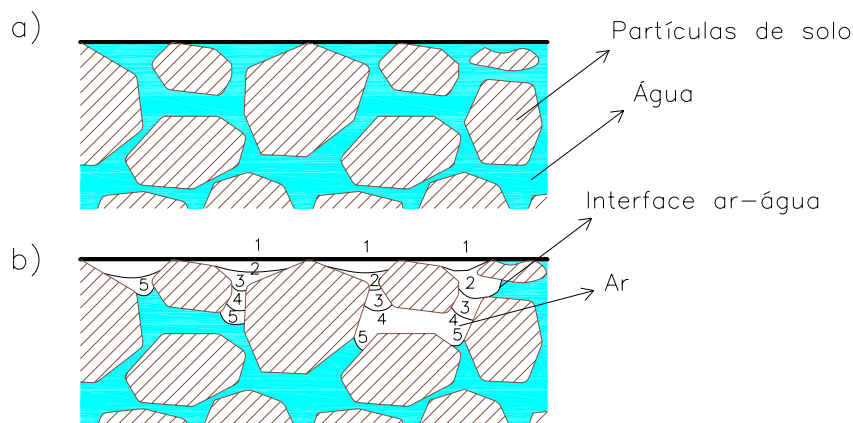


Figura 2-12 – Ilustração do desenvolvimento da entrada de ar em diferentes estágios de sucção e conseqüente redução do coeficiente de permeabilidade (a) estado saturado e b) estado não saturado, Fredlund e Rahardjo (1993).

A Figura 2-13 ilustra a variação da permeabilidade em dois estágios de fluxo para uma mesma razão de variação de sucção. No Estágio 1, o solo se encontra com um valor de sucção menor do que o valor de entrada de ar, permanecendo o coeficiente de permeabilidade inalterado. Para o Estágio 2, inicialmente, o solo se encontra com uma sucção maior que o valor de entrada de ar e , portanto, com um valor de permeabilidade menor do que na condição

saturada. Durante o fluxo, a sucção diminui, aumentando dessa maneira o grau de saturação e o coeficiente de permeabilidade.

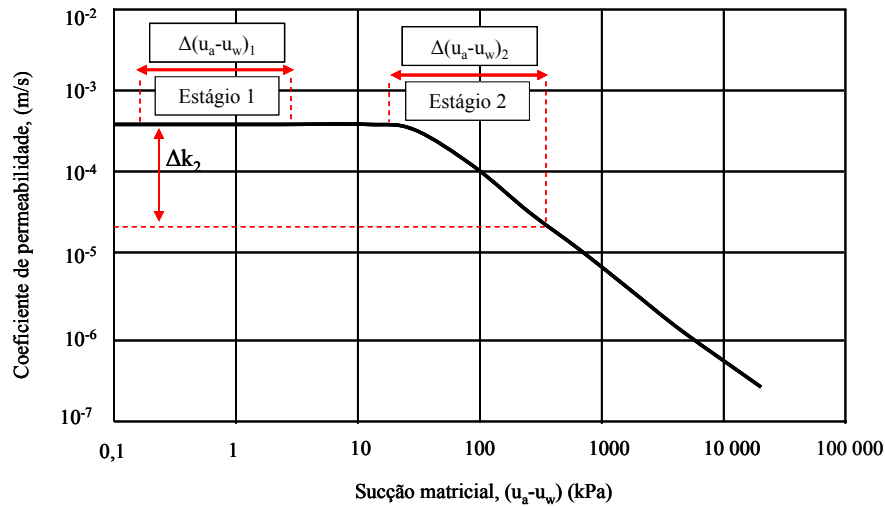


Figura 2-13 – Ilustração da variação do coeficiente de permeabilidade com a variação da sucção ou função permeabilidade.

Sabe-se, a partir da Equação (2-5), que a velocidade de fluxo é proporcional ao coeficiente de permeabilidade. Para os dois estágios apresentados na Figura 2-13, é de se esperar que o fluxo que atravessa uma massa de solo não saturada seja menor do que o fluxo que atravessa uma massa de solo saturada, para um mesmo intervalo de tempo.

2.4.2. Técnicas para se determinar a função permeabilidade

A determinação da função permeabilidade pode ser feita direta ou indiretamente. As técnicas diretas são realizadas em ensaios de campo ou em ensaios de laboratório. O uso de técnicas indiretas se faz a partir da curva de retenção, sendo necessário também o coeficiente de permeabilidade saturado. Uma vez obtida a curva de retenção do solo é possível estimar uma função de permeabilidade (relação entre a permeabilidade do solo e a sucção atuante) usando um modelo estatístico.

Na determinação de forma direta há o método admitindo-se fluxo estacionário e admitindo-se fluxo transiente. No método estacionário, a sucção matricial é primeiramente imposta sobre a amostra do solo usando a técnica de translação de eixos; quando em equilíbrio, um gradiente

hidráulico é aplicado através da amostra. O fluxo é medido e a permeabilidade é obtida pela lei de Darcy. No método de fluxo transiente, uma amostra de solo é sujeita a um fluxo de água. O gradiente hidráulico e a razão de fluxo em vários pontos ao longo da amostra são computados pela monitoração da umidade volumétrica ou da sucção.

De acordo com Leong e Rahardjo (1997, b) os problemas associados com a determinação da função permeabilidade da forma direta são:

- Um longo tempo é requerido para uma completa série de medidas de permeabilidade, principalmente para altos valores de sucção.
- Devido ao baixo fluxo nas medidas da permeabilidade em solos não saturados, as medidas de volume de água devem ser acuradas.
- Em alguns casos um gradiente de sucção osmótica pode-se desenvolver entre a água livre presente no interior do solo e a água pura usada nos permeâmetros. Um gradiente induzirá um fluxo osmótico através da amostra.
- Para sucções elevadas, a amostra pode retrair e se separar das paredes do permeâmetro ou da pedra porosa. O ar poderá interromper a continuidade do fluxo de água.

Os problemas associados na determinação da função permeabilidade de forma indireta, de acordo com Leong e Rahardjo (1997, b) são:

- Os pontos da curva de retenção próximos da umidade volumétrica residual tornam-se imprecisos e difíceis de serem determinados.
- A amostra do solo poderá se retrair para altos valores de sucção, acarretando erros na determinação da curva de retenção do solo. O mesmo problema poderá ocorrer se a amostra expandir, dificultando a determinação do volume do corpo de prova e conseqüentemente da curva de retenção.

Leong e Rahardjo (1997, b) apresentam uma explanação sobre os três tipos de funções de permeabilidade que podem ser empregados: *funções empíricas*, *modelos macroscópicos* e *modelos estatísticos*, apresentando nessa ordem um grau de sofisticação crescente, com os modelos estatísticos sendo os mais rigorosos.

Os modelos estatísticos se baseiam na hipótese de que tanto a função permeabilidade quanto a curva de retenção são funções da distribuição dos tamanhos dos poros de um solo (Fredlund et al., 1994). Baseado nesta hipótese, Childs e Collis-George (1950) *apud* Fredlund et al. (1994)

apresentaram provavelmente a primeira proposta de se prever a função permeabilidade baseada na distribuição dos tamanhos dos poros de um solo. Fredlund et al. (1994) tomando-se como base a proposta de Childs e Collis-George (1950), apresentaram um modelo, representado pela Equação (2-7), para determinar a função permeabilidade. Para se aplicar a Equação (2-7), é necessário, inicialmente, determinar uma função que possa representar a curva de retenção do solo.

$$K_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi_b)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_b)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2-7)$$

Onde: K_r é a permeabilidade relativa; ψ é a sucção em kPa; ψ_b é a sucção de entrada de ar em kPa; b corresponde ao valor de $\ln(10^6)$; y é a variável de integração que representa o logaritmo da sucção e θ' é a primeira derivada da equação da curva de retenção proposta por Fredlund e Xing (1994).

Na Figura 2-14 é apresentada a curva de retenção e a respectiva função permeabilidade prevista para um solo siltoso, aplicando-se a Equação (2-7).

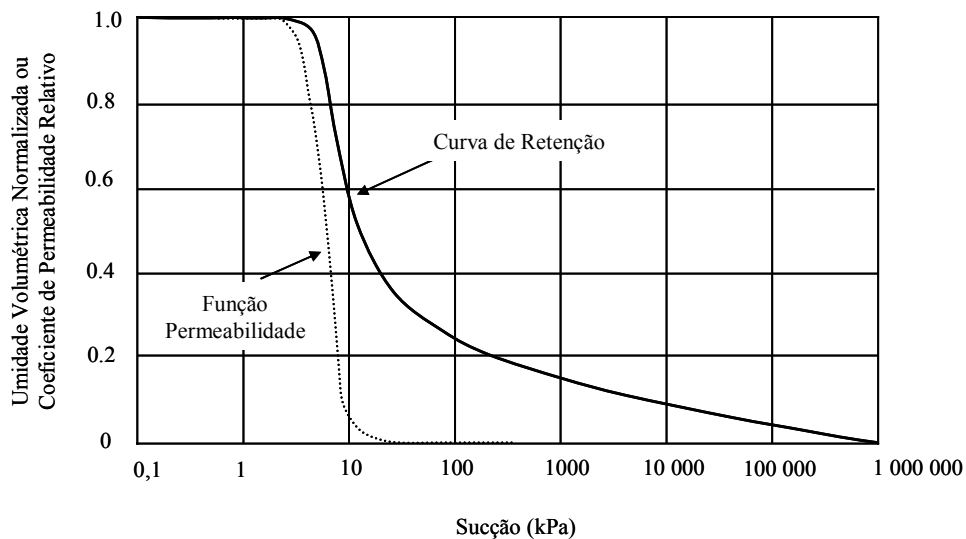


Figura 2-14 – Curva de retenção e função permeabilidade para um solo siltoso, Fredlund et al. (1994-b).

2.5. Modelos propostos para representar a resistência dos solos não saturados

Para se determinar a estabilidade de um talude ou de uma escavação, adota-se na prática da engenharia geotécnica, o modelo de resistência ao cisalhamento dos solos saturados apresentado por Terzaghi (1936) e descrito usando-se o critério de Mohr-Coulomb (Equação (2-8)).

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \phi' \quad (2-8)$$

Onde: τ é a tensão cisalhante; c' é o intercepto de coesão efetiva do solo; σ é a tensão total normal; u_w é a pressão neutra nos poros do solo; $(\sigma - u_w)$ é a tensão efetiva normal e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

A Equação (2-8) tem sido utilizada com bastante sucesso para representar fenômenos associados aos solos saturados. No entanto, Terzaghi (1950) já havia discutido a relevância da sucção em solos não saturados, dando ênfase para a importância da coesão aparente nas estabilidades dos taludes. Fizeram-se necessárias novas propostas para representar a resistência ao cisalhamento para os solos não saturados. A seguir, serão apresentadas as propostas de Bishop (1959) e de Fredlund et al. (1978).

2.5.1. Equação proposta por Bishop (1959)

Bishop (1959) sugeriu uma expressão para representar a tensão efetiva em um solo, dada pela Equação (2-9).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2-9)$$

Onde: u_a é a pressão de ar nos poros e χ é um parâmetro relacionado com o grau de saturação do solo.

A magnitude do parâmetro χ é 1 para um solo saturado e zero para um solo totalmente seco. O valor do parâmetro χ varia em função do tipo de solo e da sua estrutura, para um mesmo grau de saturação. A Figura 2-15 apresenta a relação dos valores de χ em função do grau de saturação para vários tipos de solos. Segundo Jennings e Burland (1962) o parâmetro χ está fortemente relacionado à estrutura do solo, o que provavelmente explica as variações das relações apresentadas na Figura 2-15, quando se tenta relacioná-lo ao grau de saturação.

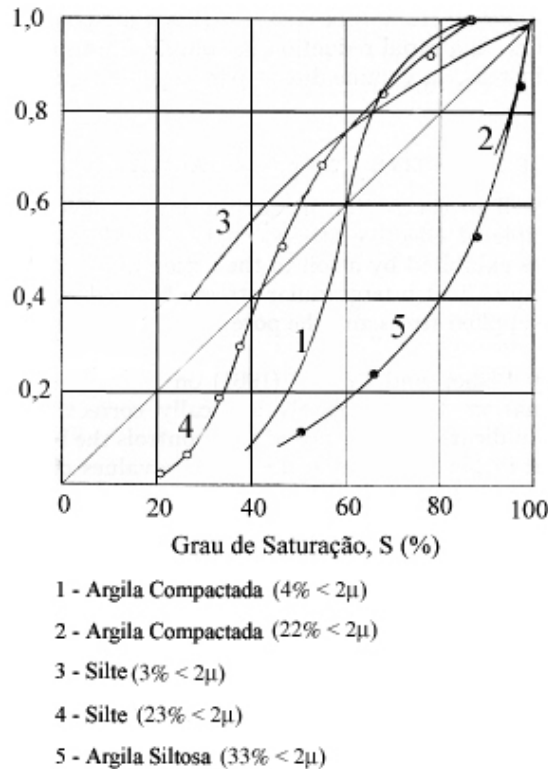


Figura 2-15 – Variação dos valores de χ em função do grau de saturação para diferentes solos, Jennings e Burland (1962).

Substituindo a Equação (2-9) no critério de Mohr-Coulomb para solos saturados (Equação (2-8)), a resistência para os solos não saturados fica expressa pela Equação (2-10).

$$\tau = c' + \{(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)\} \operatorname{tg} \phi' \quad (2-10)$$

Quando o solo está saturado, χ é igual a 1 e a Equação (2-10) se torna a Equação (2-8). Portanto, a Equação (2-10) é uma extensão da equação proposta por Terzaghi (1936).

Skempton (1960) interpretou o valor de χ na equação apresentada por Bishop (1959), assumindo a hipótese de que o parâmetro χ representa uma parcela da área total do solo. Para um solo não saturado, Skempton (1960) considera que a pressão de água dos poros atua sobre uma área χ por unidade de área do solo, e que a pressão de ar nos poros atua em uma área $(1 - \chi)$. Quando o solo está saturado, os vazios do solo estão preenchidos por água e o parâmetro χ se aproxima de 1. Para o estado seco, os vazios estão preenchidos por ar e o valor de χ é muito pequeno.

2.5.2. Equação proposta por Fredlund et al. (1978)

Diferente dos solos saturados, em que o comportamento é diretamente proporcional a uma variável de estado de tensão ($\sigma-u_w$), para os solos não saturados o comportamento pode ser expresso em função de duas variáveis de estado de tensão, devido à dificuldade de se utilizar o princípio das tensões efetivas. Possíveis combinações de variáveis podem ser usadas para o estado de tensão (Tabela 2-2). Entretanto, a combinação utilizando-se as variáveis ($\sigma-u_a$) e (u_a-u_w), parece ser a mais satisfatória para o uso da prática da engenharia geotécnica. Essa combinação é vantajosa porque os efeitos na mudança da pressão normal total sobre o solo podem ser separados dos efeitos causados na mudança da pressão da água nos poros (Fredlund et al., 1979).

Tabela 2-2 – Possíveis combinações de variáveis de estado de tensão para os solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Pressão de referência	Variáveis de estado de tensão
Ar, u_a	$(\sigma-u_a)$ e (u_a-u_w)
Água, u_w	$(\sigma-u_w)$ e (u_a-u_w)
Total, σ	$(\sigma-u_a)$ e $(\sigma-u_w)$

A Equação (2-11) representa a proposta de Fredlund et al. (1978) para a resistência dos solos não saturados.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (2-11)$$

Onde: ϕ^b é o ângulo que indica a razão de aumento na resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção.

Analisando a Equação (2-11) percebe-se novamente que se trata de uma extensão da equação apresentada por Terzaghi (1936) para solos saturados. Quando o solo está saturado, a pressão da água nos poros se aproxima da pressão do ar, e dessa maneira, a sucção tende a zero; a componente de sucção desaparece e a Equação (2-11) reverte para a Equação (2-8).

A equação proposta por Fredlund et al. (1978) pode ser representada em um gráfico em três dimensões, como mostrado na Figura 2-16. Na ordenada é representada a tensão cisalhante (τ), e as variáveis de estado de tensão ($\sigma-u_a$) e (u_a-u_w) são representadas nas abscissas. O plano frontal ($\sigma-u_a$ versus τ) representa a condição de saturação do solo, quando a sucção é zero.

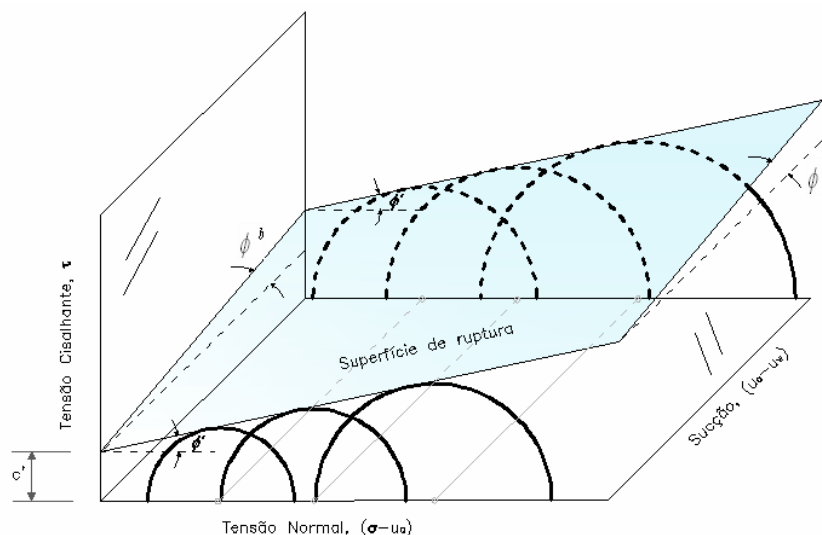


Figura 2-16 – Superfície de ruptura para um solo não saturado, representação da proposta da Equação (2-11), Fredlund et al. (1978).

Na Figura 2-16 e na Equação (2-11), o aumento na resistência cisalhante devido ao aumento na tensão normal é caracterizado pelo ângulo de atrito ϕ' . Por outro lado, o ganho da resistência cisalhante devido ao aumento da sucção é caracterizado pelo ângulo ϕ^b .

A superfície de ruptura idealizada por Fredlund et al. (1978) e representada pela Equação (2-11), assume que a superfície de ruptura seja plana, ou seja, os valores de ϕ^b e ϕ' constantes. Resultados experimentais de Escáριο e Sáez (1986, 1987), Fredlund e Rahardjo (1993), Abramento (1988) e Oliveira e Marinho (2003) mostram que o aumento da resistência devido o aumento da sucção não é necessariamente constante, variando em função do nível de sucção presente no solo. Escáριο e Sáez (1986) realizaram ensaios em um aparato de cisalhamento direto modificado, com o objetivo de verificar a resistência das amostras quando submetidas a valores diferentes de sucção. Os corpos de prova foram todos preparados nas mesmas condições iniciais. A Figura 2-17 apresenta os resultados obtidos por Escáριο e Sáez (1986) para uma argila vermelha, com I_p de 13,6% e w_L de 33%. Nota-se que a resistência das amostras de argila aumenta com os valores de sucção (Figura 2-17, a), entretanto, projetando-

se os valores da tensão cisalhante *versus* sucção para diferentes valores de tensão normal (Figura 2-17, b), percebe-se que o aumento da resistência não é proporcional ao aumento da sucção.

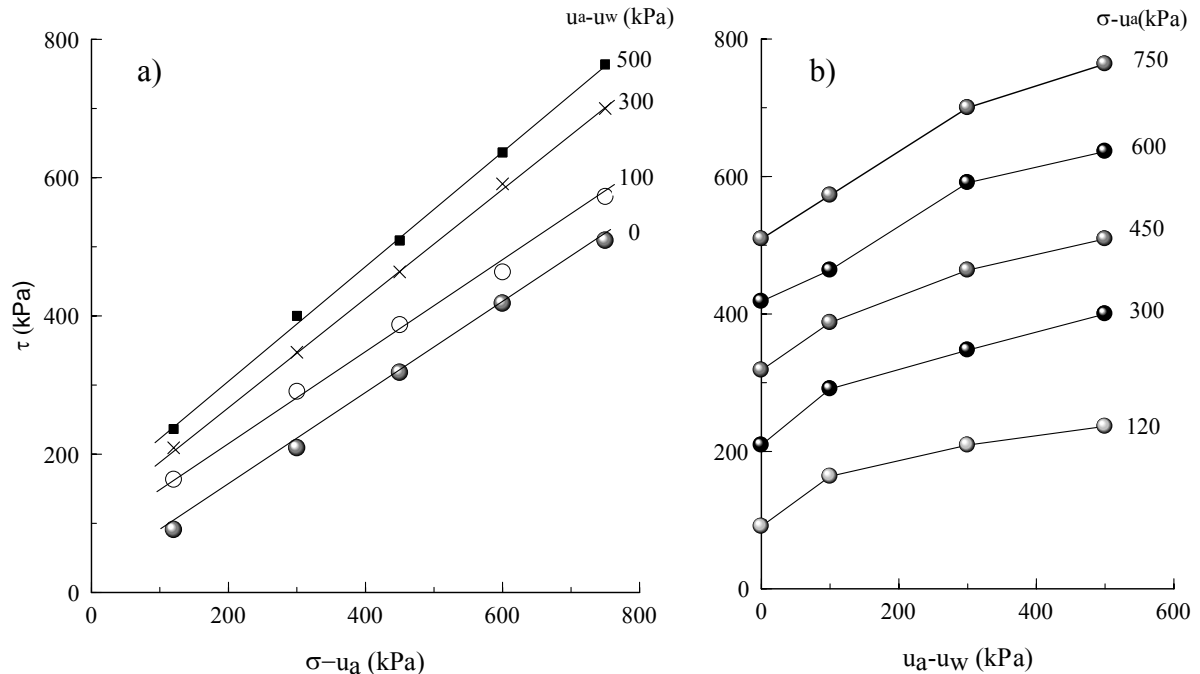


Figura 2-17 – a) Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de argila, preparadas nas mesmas condições iniciais e diferentes valores de sucção; b) Resistência ao cisalhamento *versus* sucção para diferentes valores de tensões normais (Escário e Sáez, 1986).

2.6. Modelos propostos para a previsão da resistência dos solos não saturados

Estudos experimentais em solos não saturados são geralmente demorados, difíceis de serem realizados e logicamente dispendiosos. Para minimizar esses problemas, alguns procedimentos empíricos têm sido desenvolvidos com a finalidade de prever a resistência dos solos não saturados, a partir dos parâmetros de resistência dos solos saturados (c' e ϕ') e da curva de retenção do solo. Dessa maneira, poderá haver maior difusão e facilidade na aplicação dos conceitos da mecânica dos solos não saturados.

Dentre os principais estudos sobre modelos de previsão de resistência dos solos não saturados, pode-se destacar os trabalhos de Oberg e Salfors (1995), Vanapalli et al. (1996), Fredlund et al. (1996) e o de Khalili e Khabbaz (1998).

De acordo com Vanapalli et al. (1996) a razão em que ocorre a mudança na resistência ao cisalhamento em um solo não saturado parece estar correlacionada com a área dos meniscos de água em contato com as partículas ou agregados de solo. Dessa maneira, é evidente a existência de uma correlação entre a curva de retenção e a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. Vanapalli et al. (1996) baseados no modelo físico apresentado por White et al. (1970), diferenciam três fases no processo de dessaturação: a primeira fase chamada de estágio de efeitos de contorno, a segunda fase chamada de estágio de dessaturação e a terceira e última fase chamada de zona residual de dessaturação. Na Figura 2-18 (a), estão representadas as três fases na curva de retenção.

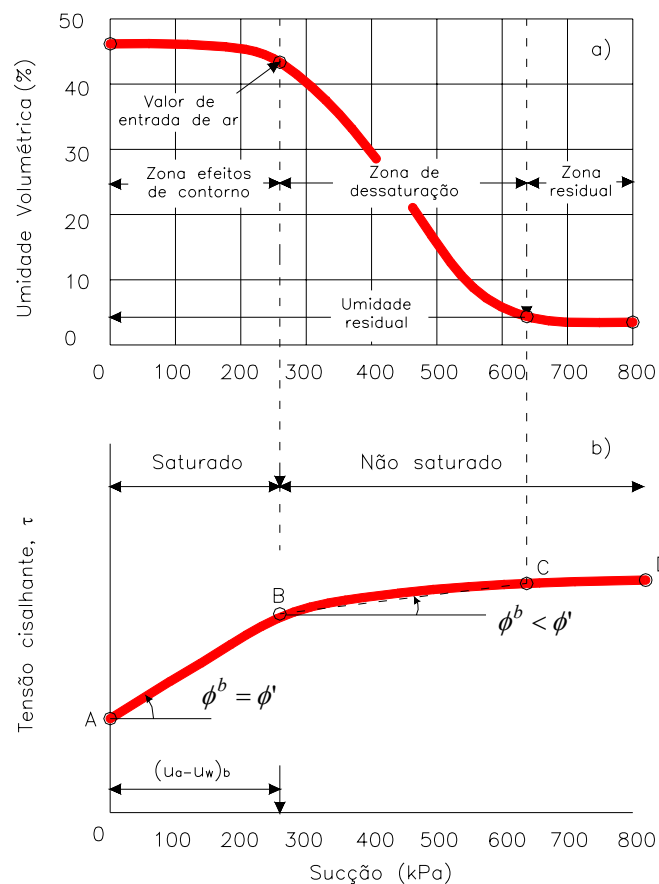


Figura 2-18 – Relação entre a curva de retenção e a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado: a) curva de retenção e b) envoltória não-linear da resistência, Vanapalli et al. (1996).

A primeira fase, chamada de estágio de efeitos de contorno, é caracterizada pela fase em que os poros do solo estão preenchidos com água (solo saturado). Nesta fase (estágio anterior ao valor de entrada de ar), a resistência ao cisalhamento aumenta de forma linear com o aumento

da sucção (reta AB, na Figura 2-18, b). A segunda fase ou estágio de dessaturação inicia-se a partir do valor de entrada de ar do solo até o valor da umidade residual (representada na Figura 2-18 (a) como zona de dessaturação). Neste estágio, os meniscos de água existentes no interior do solo estão isolados, e, ao longo dessa fase, a resistência ao cisalhamento cresce de forma não-linear, representada na Figura 2-18 (b), pelo trecho BC. Na zona residual de dessaturação, é necessário um aumento elevado no valor de sucção para se reduzir uma pequena quantidade de água no solo. A partir da umidade residual, ponto em que se inicia a zona residual, a resistência cisalhante pode aumentar, diminuir ou permanecer constante (trecho CD).

Em solos que dessaturam relativamente rápido, tais como areias e siltes, pode-se esperar que a resistência diminua. De acordo com Vanapalli et al. (1996) isto acontece porque na condição de sucção residual, a pequena quantidade de água existentes nos poros não é capaz de transmitir uma sucção efetiva entre os agregados ou partículas dos solos. Já em solos como as argilas, mesmo na sucção residual, um valor relativamente alto de água pode existir nos poros entre os agregados, na forma de água adsorvida, transmitindo uma efetiva sucção nos pontos de contato entre os grãos, aumentando a resistência ao cisalhamento mesmo após a umidade residual do solo.

O modelo proposto por Fredlund et al. (1996) e Vanapalli et al. (1996) estão fundamentados na representação da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados utilizando-se duas variáveis independentes de estado de tensão, conforme proposto por Fredlund et al. (1978). A razão em que a sucção contribui para a resistência ao cisalhamento é relacionada pelos autores pela área normalizada de água, a_w , que pode ser fisicamente representada como sendo um valor adimensional que quantifica o volume de água no interior do solo.

A contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento, τ_{us} , pode ser representada, em termos de área normalizada de água pela Equação (2-12).

$$\tau_{us} = (u_a - u_w)(a_w tg\phi') \quad (2-12)$$

Devido à similaridade entre o valor de a_w e o valor da umidade volumétrica normalizada, Θ , a relação entre as duas variáveis pode ser escrita de acordo com a Equação (2-13).

$$a_w = (\Theta^\kappa) \quad (2-13)$$

Onde: κ é um parâmetro de ajuste.

Substituindo a Equação (2-13) na Equação (2-12), a contribuição na resistência ao cisalhamento devido à sucção resulta na Equação (2-14).

$$\tau_{us} = (u_a - u_w) \left\{ (\Theta^\kappa) (tg \phi') \right\} \quad (2-14)$$

Dessa maneira, a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser representada pela Equação (2-15).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) tg \phi' + (u_a - u_w) (\Theta^\kappa) (tg \phi') \quad (2-15)$$

A Equação (2-15) será referida ao longo deste trabalho como a proposta apresentada por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996). Inicialmente essa proposta não correspondia necessariamente a um modelo de previsão, já que a constante κ representava um parâmetro de ajuste a valores obtidos experimentalmente. Em seguida, Vanapalli e Fredlund (2000) apresentaram uma relação entre os valores de κ e o I_p do solo, conforme apresentada na Figura 2-19. Os autores afirmaram que o valor de κ pode ser influenciado por outros parâmetros, tais como a estrutura do solo, a energia e forma de compactação entre outros.

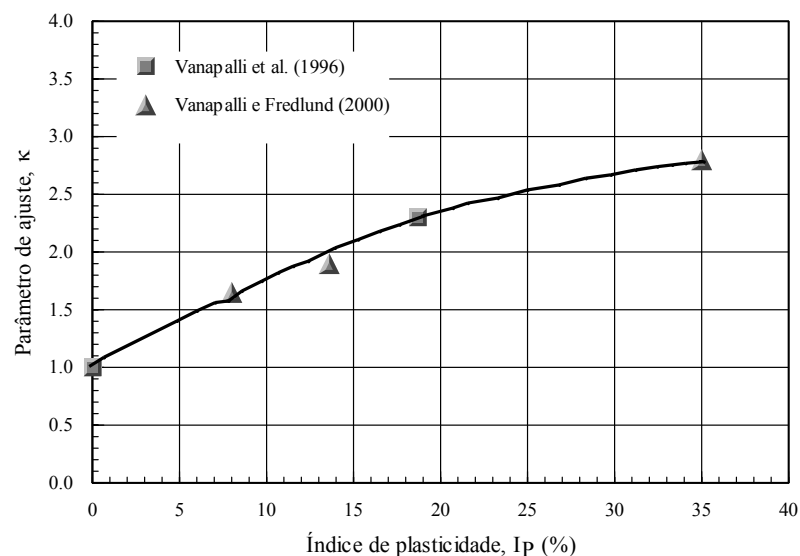


Figura 2-19 – Relação entre o I_p e o parâmetro κ , Vanapalli e Fredlund (2000).

Vanapalli et al. (1996) apresentaram um exemplo de aplicação do modelo de previsão para um solo siltoso, compactado no ramo seco, com umidade ótima de 16,3 %. O solo ensaiado apresentava 28% de fração areia, 42% de fração silte e 30% de fração argila. O Índice de Plasticidade (I_p) para o solo estudado foi de 18,7%. Os ensaios de resistência foram obtidos utilizando-se um aparelho de cisalhamento direto modificado. Aplicando-se a Equação (2-15), os autores obtiveram os ajustes apresentados na Figura 2-20. O melhor ajuste do parâmetro κ desse solo foi 2,2, como pode ser conferido na Figura 2-20. A relação entre o I_p e o κ para este solo está apresentada na Figura 2-19.

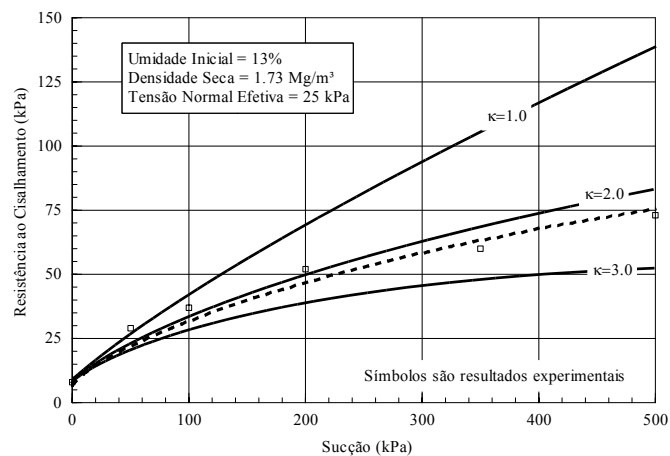


Figura 2-20 – Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção adotando diversos valores de κ , Vanapalli et al. (1996).

Vanapalli et al. (1996) seguindo o mesmo raciocínio apresentado na proposta da Equação (2-15), apresentaram a proposta de modelagem para prever a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado sem o uso do parâmetro κ . A Equação (2-16) abaixo representa esta proposta.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \operatorname{tg} \phi' \right] \quad (2-16)$$

Onde: θ_w é a umidade volumétrica, θ_s é a umidade volumétrica na condição saturada e θ_r é a umidade volumétrica na condição residual.

A Equação (2-16) será referida ao longo deste trabalho como a proposta apresentada por Vanapalli et al. (1996). Para o mesmo solo descrito anteriormente, os autores também aplicaram a previsão de resistência usando-se a Equação (2-16). Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 2-21. A aplicação da Equação (2-16) requer a determinação da

umidade volumétrica residual do solo. Na Figura 2-21 são apresentadas as previsões de resistência, para valores de umidade volumétrica residuais, correspondentes a valores de sucção de 1500, 3000 e 5000 kPa.

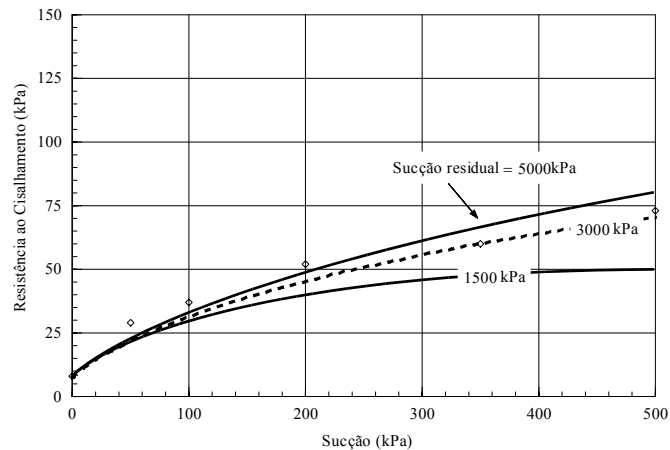


Figura 2-21 – Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção adotando diferentes valores da sucção residual do solo, Vanapalli et al. (1996).

Ambos os métodos de previsão de resistência são baseados na curva de retenção do solo. A interpretação dada ao parâmetro χ por Skempton (1960) e a interpretação dada para o parâmetro a_w são semelhantes. Ambos os parâmetros, a_w (que relaciona o κ) e χ , usados nos métodos de previsão, fornecem aos modelos as características do solo por meio da curva de retenção, definindo as características principais de um solo, como a sucção de entrada de ar e a variação da perda de água do solo em função da sucção (inclinação da curva de retenção).

Correlacionando a Equação (2-10) proposta por Bishop (1959) para representar a resistência dos solos não saturados e o modelo de previsão dada pela Equação (2-15), pode-se relacionar os parâmetros χ e κ pela Equação (2-17).

$$\chi = (\Theta)^\kappa \quad (2-17)$$

3. INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO NA ESTABILIDADE DOS TALUDES

3.1. Mecanismos de escorregamento de terra

Terzaghi (1950) em seu clássico trabalho sobre mecanismos de escorregamentos de terra, apresentou um elenco de fenômenos que podem conduzir a um processo de instabilidade, além de discutir também aspectos relativos à dinâmica dos escorregamentos. De acordo com Terzaghi (1950) as causas dos escorregamentos podem ser divididas em *causas externas*, *causas internas* e *causas intermediárias*.

- As *causas externas* são aquelas que provocam aumento das tensões ao cisalhamento sem que haja ao mesmo tempo aumento de resistência ao cisalhamento do material adjacente ao talude. Como exemplo, pode-se citar o aumento da declividade dos taludes provocado por erosão fluvial ou escavações feitas pelo homem. Incluem também neste item o acréscimo de tensão provocada pela deposição de carga ao longo do bordo superior do talude e os efeitos de vibrações (terremotos, explosões, tráfego pesado, cravação de estacas e operação de máquinas pesadas).

- As *causas internas* são aquelas que provocam um escorregamento sem que haja qualquer mudança nas condições geométricas do talude e que resultam de uma diminuição da resistência interna do material. Podem-se categorizar como causas internas o aumento da pressão hidrostática, um decréscimo no valor da coesão aparente e redução do ângulo de atrito interno do material por processos de alteração.

- As *causas intermediárias* são os escorregamentos provocados devidos a rebaixamentos rápidos do lençol freático, a erosão superficial e a liquefação espontânea.

Analisando a classificação proposta por Terzaghi (1950), percebe-se que a água possui papel fundamental na maioria dos escorregamentos, seja por meio do incremento dos esforços solicitantes (aumento do peso específico aparente do solo devido à elevação da sua umidade, desenvolvimento de pressões hidrostáticas em fraturas da rocha e aumento das pressões

neutras devidas à percolação) ou pela sua participação na redução dos parâmetros de resistência do solo (redução ou eliminação da “coesão aparente” dos solos inicialmente no estado não saturado). Dessa forma, a ação da água determina e caracteriza os diferentes processos de mobilização e, nesse sentido, a compreensão da sua forma de atuação em cada caso é fundamental para o entendimento e a previsão do comportamento dos taludes.

Wolle (1988) apresentou de forma geral, dois tipos de mecanismos possíveis de instabilização, associados aos escorregamentos translacionais da Serra do Mar. Esses mecanismos são apresentados da seguinte maneira:

- *Mecanismo Clássico* (elevação do nível de água pré-existente, devido ao fluxo da água infiltrada): nesse mecanismo, a ruptura no talude é determinada por uma elevação quase que instantânea do nível freático, passível de ocorrência quando a frente de umedecimento atinge o lençol freático. Esse fato gera um acréscimo brusco das pressões neutras no perfil de solo, o que acarreta a ruptura dos taludes devido à diminuição das tensões confinantes efetivas. A elevação gradual do nível de água também pode ser provocada pela formação de uma rede de fluxo paralela ou subparalela ao talude, sustentada por um horizonte menos permeável que o horizonte superficial.

- *Mecanismo Alternativo* (infiltração, com formação de frente de umedecimento em encostas sem nível de água pré-existente): esse mecanismo, proposto por Terzaghi (1950), teve de acordo com Wolle (1988), sua primeira constatação na Serra do Mar, nas encostas adjacentes à Rodovia dos Imigrantes. Em solos não saturados, a eliminação ou mesmo a redução da sucção devido à infiltração das águas das chuvas, provoca diminuição sensível e, até mesmo, anulação do intercepto de coesão. A ruptura ocorre quando a frente de umedecimento atinge uma profundidade crítica, na qual os parâmetros de resistência não mais garantem a estabilidade do talude.

Para os escorregamentos rotacionais, Wolle (1988) explica ser um tipo de escorregamento raro de se acontecer na Serra do Mar, devido às características da geometria e do perfil do terreno, no entanto, para os casos ocorridos, o mecanismo de instabilização foi provocado pelo surgimento de pressões neutras positivas e perdas da sucção decorrentes da infiltração da água no maciço.

Vaughan (1985) estudou extensos escorregamentos que ocorreram em taludes naturais de solos residuais em Fiji, um pequeno arquipélago no Pacífico Sul, no ano de 1980. Dados reportados em abril de 1980, durante a passagem do ciclone “Wally”, mostraram eventos chuvosos excepcionais, num total de 1500 mm de água em três dias, sendo que no terceiro dia, choveu aproximadamente 1000 mm, dentre as quais 400 mm em 6 horas. De acordo com Vaughan (1985), a média anual de precipitação na região era de 2000a 3500 mm.

Apesar de terem sido realizadas investigações subsuperficiais na região investigada, a experiência local evidenciava que os níveis de água eram profundos e que a maioria dos escorregamentos ocorreu em partes superiores dos taludes, descartando a hipótese de elevação do nível freático. Dessa maneira, Vaughan (1985) atribui os escorregamentos aos efeitos provocados pela infiltração das águas das chuvas, pelo avanço da frente de umedecimento até uma profundidade crítica do talude. Os efeitos observados por Vaughan (1985) em Fiji, podem ser enquadrados, na classificação proposta por Wolle (1988) como “*Mecanismo Alternativo*” de escorregamentos.

3.2. Relação intensidade *versus* duração e escorregamento

A água, proveniente quase sempre das chuvas, tem papel fundamental na maioria dos escorregamentos de terra. Por isso, torna-se imprescindível avaliar qual a influência das características das chuvas (duração e intensidade) em um processo de escorregamento.

Guidicini e Nieble (1983) apresentaram um estudo correlacionando índices pluviométricos e escorregamentos, e concluíram que as chuvas representam o aspecto mais significativo, distanciando-se dos demais fatores de importância, como causa dos escorregamentos. A recíproca, entretanto, não é necessariamente verdadeira, isto é, a ocorrência de um elevado índice de pluviosidade é condição necessária, mas nem sempre é condição suficiente para o desencadeamento de escorregamentos.

Devido à grande variabilidade do tipo de solo, condição geológica e ambiental, não é possível generalizar um modelo de escorregamento causado por infiltração de água. O conhecimento das características da área em estudo torna-se fundamental. Essas características envolvem tanto os parâmetros geotécnicos, como também hidrológicos. Diversos autores, tais como

Matos (1974), Lumb (1975), Guidicini e Iwasa (1976), Brand (1985), Vargas Jr. et al. (1986), Tatizana et al. (1987), Wolle (1988), Carvalho (1989), Ng et al. (1998) e Avila et al. (2003) apresentam estudos específicos focalizando a influência de alguns parâmetros hidrológicos e geotécnicos nos escorregamentos de terra.

Guidicini e Iwasa (1976) procuraram investigar a correlação entre pluviosidade e escorregamentos introduzindo nas análises dados relativos ao histórico de chuvas. Esse histórico pode se referir apenas aos dias anteriores ao episódio de chuva intensa, ou pode ser recuado no tempo, até atingir parcial ou totalmente o ciclo de chuvas do ano em questão, em cada caso. Os autores apresentaram os conceitos de coeficiente do ciclo (C_c) e coeficiente do episódio (C_e), que representam, respectivamente, o registro pluviométrico acumulado até a data do episódio de chuva e o registro pluviométrico do próprio episódio, com relação à média anual de pluviosidade da região. A soma desses dois coeficientes foi chamada de coeficiente final (C_f). Ambos os coeficientes estão representados nas Equações) a).

$$C_c = \frac{\text{Volume de água precipitado até o evento principal (mm)}}{\text{Média anual de precipitação (mm)}} \quad (3-1)$$

$$C_e = \frac{\text{Volume de água precipitado no evento principal (mm)}}{\text{Média anual de precipitação (mm)}} \quad (3-2)$$

$$C_f = C_c + C_e \quad (3-3)$$

Aplicar o conceito do coeficiente final (C_f) equivale a levar em consideração o volume total de água precipitado até a data do episódio, contando a partir do início do ciclo (aproximadamente o mês de julho). Na , os autores aplicaram o conceito de coeficiente final numa centena de casos, agrupando-se os casos verificados em quatro faixas com crescente probabilidade de ocorrência de escorregamentos (de D para A).

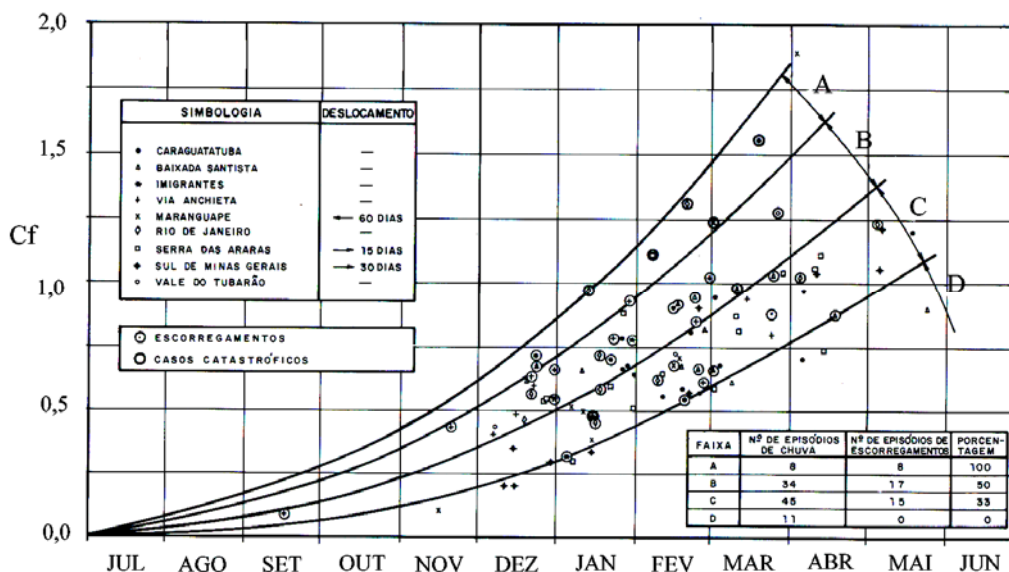


Figura 3-1 – Proposta para correlacionar os episódios de escorregamento e o “coeficiente final” de precipitação, Guidicini e Iwasa (1976).

Da , nota-se que os casos em que iriam ocorrer os escorregamentos tendem a ocupar as posições mais elevadas, dentro do gráfico. Isso, de acordo com os autores, corrobora a idéia sobre a importância do ciclo de chuva no desencadeamento dos processos de instabilização.

Tatizana et al. (1987) apresentaram uma metodologia de correlação entre intensidade de chuva, duração e escorregamentos, aplicando-se na região da Serra do Mar, município de Cubatão. O intuito foi de procurar uma explicação para escorregamentos ocorridos após uma chuva pouco intensa, com valores acumulados de dois dias inferiores a 120 mm e, por outro lado, escorregamentos não ocorridos após chuvas intensas, ultrapassando o acumulado de 250 mm em dois dias. Os autores evidenciaram a necessidade de uma análise de um período de distribuição das chuvas mais detalhada ao longo de quatro dias anteriores ao escorregamento.

A Figura 3-2 mostra detalhadamente a relação entre a intensidade de chuva e o acumulado durante quatro dias antes de um evento que totalizou cerca de 300 mm de água e em que não houve registros de escorregamentos. Os autores explicam que, para a região estudada, as situações de maior risco de deslizamentos são eventos de chuva contínua, com picos de intensidade no final do evento chuvoso. O caso apresentado na Figura 3-2, apesar de corresponder a um acumulado de quase 300 mm, esse total equivale às últimas horas de

chuva, com intensidades médias de aproximadamente 20 mm/h, não ocorrendo nesse caso, precipitações contínuas antes do evento mais intenso (dia 23/01/85).

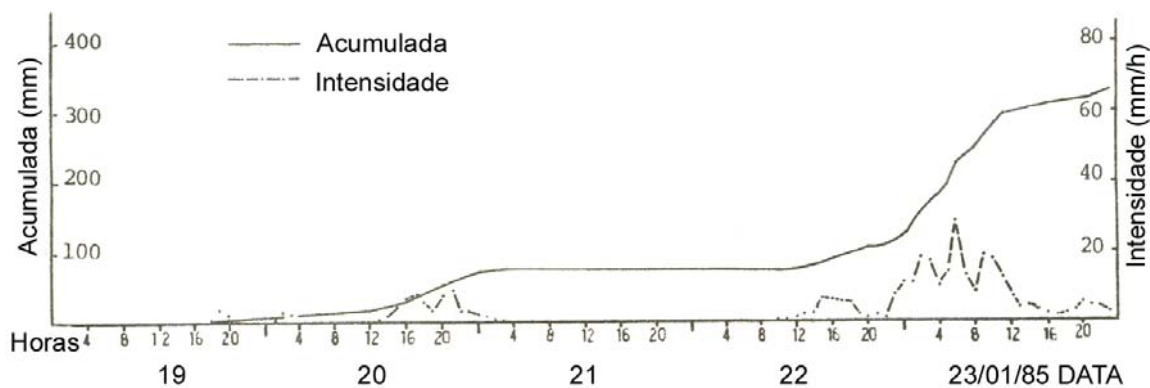


Figura 3-2 – Relação entre chuva acumulada e intensidade pluviométrica horária, para o caso que não provoca escorregamento, Tatizana et al. (1987).

Lumb (1975) investigou as propriedades geotécnicas dos solos predominantes em Hong Kong, com ênfase para os solos saprolíticos de granito, mais freqüentes nos locais de instabilização das encostas naquela região. O autor concluiu que as rupturas observadas, pelo menos em sua maioria, ocorreram pelos efeitos causados pela infiltração das águas das chuvas. Lumb (1975) verificou que, além da chuva deflagratória, tinham significativa participação as chuvas dos dias precedentes, pois produziam um aumento do grau de saturação dos solos, de fundamental importância no processo de instabilização.

Brand (1985), a partir de observações de movimentos de terra ocorridos em Hong Kong, afirmou que a grande maioria dos escorregamentos são induzidos por chuvas localizadas, de curta duração e elevada intensidade e que as rupturas ocorriam simultaneamente ao pico de intensidade da precipitação. Afirmou ainda que a precipitação acumulada antecedente não é um fator significativo na deflagração dos escorregamentos. Apesar de contraditório, Brand (1985) se baseia nos dados obtidos da relação entre precipitação e escorregamentos ocorridos em Hong Kong. De acordo com Wolle (1988) as chuvas em Hong Kong caracterizam-se pela ocorrência dos picos de maior intensidade geralmente nos últimos dias de cada evento, que costuma ter duração entre 1 a 6 dias. Brand (1985), provavelmente, não se atentou pelo fato de se levar em conta às chuvas precedentes ao evento de maior intensidade.

Outra tentativa de correlacionar a pluviometria e os escorregamentos em um talude não saturado foram realizados por Vargas Jr. et al. (1986). Adotando-se parâmetros geotécnicos

típicos dos solos saprolíticos de gnaiss do Rio de Janeiro, os autores realizaram um estudo paramétrico da variação do fator de segurança em função do avanço de uma frente de umedecimento, em um talude com ângulo de inclinação de 60° e altura de 20 m.

Adotando-se hipóteses simplificadoras para se determinar o avanço da frente de umedecimento, os autores concluíram que, para solos menos permeáveis (Figura 3-3, a), as chuvas necessárias para deflagrar escorregamentos precisam ser longas (da ordem de 50 a 60 horas). Para solos mais permeáveis (Figura 3-3, b), as chuvas necessárias para deflagrar escorregamentos correspondem a chuvas de grande intensidade e pouca duração, caracterizando eventos com período de recorrência elevado.

Admitindo a profundidade crítica do avanço da frente de umedecimento correspondente a quatro metros, os autores verificaram que o tempo necessário para que a frente de umedecimento atingisse esta profundidade é também função do grau de saturação inicial do terreno, como apresentado na Figura 3-3. Nas abscissas, é representada a variável que relaciona a razão entre a intensidade pluviométrica e o coeficiente de permeabilidade do solo (K_s). Nota-se que para razões maiores do que 1, a influência da intensidade da precipitação é pequena em comparação com o grau de saturação inicial do terreno.

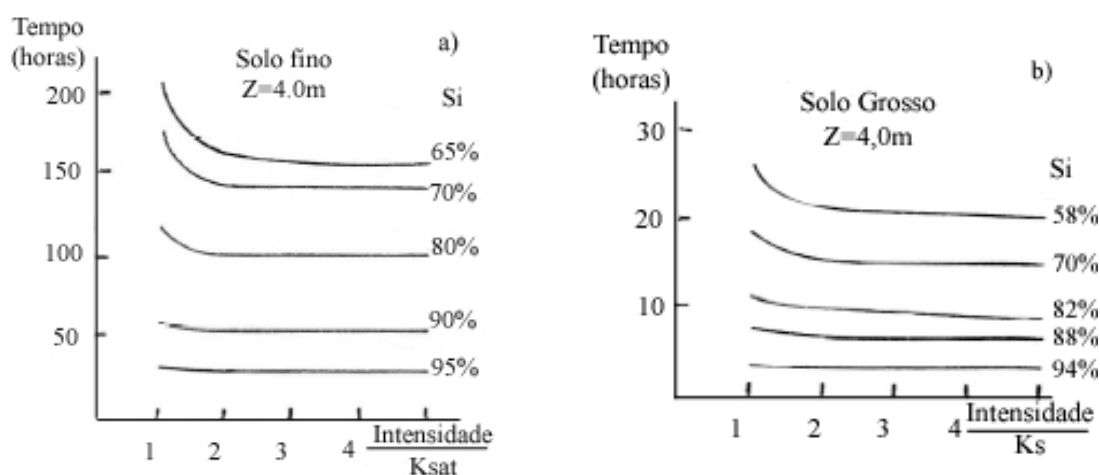


Figura 3-3 – Influência da intensidade da chuva e das condições iniciais do talude *versus* tempo para a frente de umedecimento avançar quatro metros no interior do talude: a) solo fino e b) solo grosso, Vargas Jr. et al. (1986).

A Figura 3-4 mostra a variação do fator de segurança em função do avanço da frente de umedecimento para diversas superfícies de ruptura apresentada por Vargas Jr. et al (1986). Admitindo-se o talude homogêneo, com ângulo de atrito de 35° e coesão efetiva de 14,7 kPa.

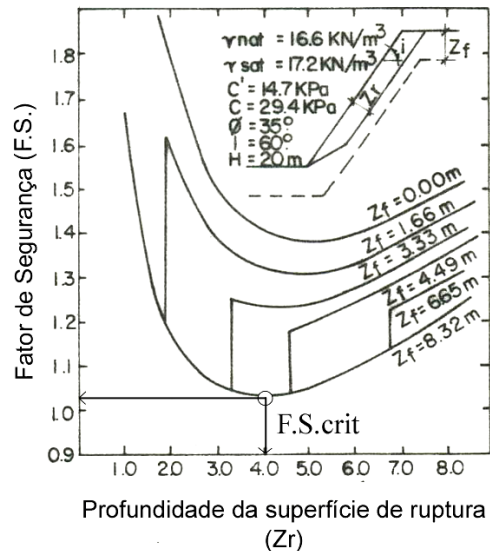


Figura 3-4 – Variação do fator de segurança de um talude hipotético em função da profundidade de avanço da frente de saturação (Z_f) e da profundidade da superfície de ruptura (Z_r), Vargas Jr, et al. (1986).

Os autores concluíram que a situação crítica ocorre quando a frente de umedecimento atinge a superfície de ruptura na profundidade de aproximadamente quatro metros no interior do talude.

3.3. Relação intensidade da chuva e coeficiente de permeabilidade saturada do solo

Sabe-se que durante uma precipitação a sucção reduz de valor, no entanto, é prematuro concluir que esta sucção vá se anular. Para que a sucção seja eliminada totalmente, a chuva precisa prolongar durante um longo tempo e a intensidade da precipitação precisa aproximar-se do coeficiente de permeabilidade saturada do solo na superfície. Considerando-se a intensidade pluviométrica como constante (I), pode-se relacionar a variação da sucção em um perfil de um talude homogêneo e com permeabilidade no estado saturado (K_s), com o tempo. Dois casos são apresentados na Figura 3-5, como apresentado por Zhang et al (2004):

a) Intensidade pluviométrica menor do que o coeficiente de permeabilidade saturado do solo ($I < K_s$).

Neste caso, não há água suficiente para a formação de uma frente de saturação, mas apenas de uma frente úmida que eleva a umidade do solo em seu interior do valor inicial para um valor final, que corresponde à umidade para a qual a condutividade hidráulica iguala a velocidade de infiltração. Neste caso a sucção não irá se anular e sim permanecer em um valor correspondente a esta umidade final (Figura 3-5, a).

b) Intensidade pluviométrica maior ou igual ao coeficiente de permeabilidade saturado do solo ($I \geq K_s$).

Nesta situação, a abundância de água na superfície propicia a formação de uma frente de saturação, responsável pela elevação da umidade do solo em seu interior, até a máxima umidade possível de ser atingida por percolação. A sucção irá se anular na superfície e a diferença entre a quantidade de água da precipitação menos a capacidade de infiltração do solo irá escoar superficialmente (Figura 3-5, b).

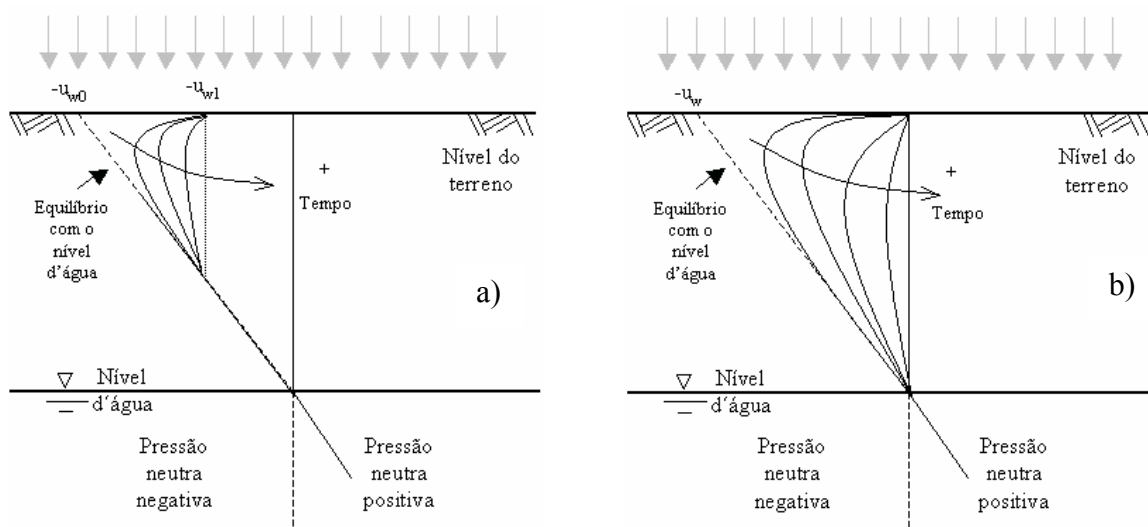


Figura 3-5 - Comportamento do perfil de sucção durante uma infiltração para duas condições: a) $I < k_s$ e b) $I \geq k_s$, Zhang et al. (2004).

3.4. Redistribuição da água após a chuva ter cessado

O estudo da redistribuição da umidade após alguma fonte de água ter cessado, é objeto de pesquisa principalmente para finalidades agrônômicas, com o objetivo de se verificar o

comportamento do fluxo e as condições finais da área desejada após o término de uma irrigação.

Na engenharia geotécnica, principalmente fazendo-se referência aos trabalhos relacionados com estabilidade dos taludes (Matos, 1974; Wolle, 1988; Carvalho, 1989), faz-se menção à redistribuição da umidade como agente preparatório a um escorregamento. Agente preparatório pelo fato de se aumentar o grau de saturação do terreno e conseqüentemente reduzir a sucção; caso ocorra uma precipitação de grande intensidade em seguida, a frente de umedecimento avançará em profundidades maiores e, dessa maneira, aumentando a probabilidade de deslizamento.

A partir do instante em que cessa a precipitação, inicia-se um fenômeno de redistribuição de umidade no maciço. No instante em que se esgota a água livre na superfície do terreno, a frente de umedecimento encontra-se a certa profundidade. Em um perfil, podem-se distinguir duas zonas: a região acima da frente de umedecimento, onde a umidade é a máxima possível de ser atingida pelo processo de infiltração e, conseqüentemente, a sucção é mínima; e uma região inferior onde a umidade é próxima da umidade inicial e a sucção é a equivalente a esta umidade. Existe, portanto, nesta situação, um gradiente hidráulico responsável pelo fluxo de água, da região superior mais úmida para a inferior mais seca. No equilíbrio final, o perfil encontrar-se-á a uma umidade superior à inicial, mas inferior à máxima umidade atingida no interior da frente de umedecimento (Carvalho, 1989).

Tasla (1974), Youngs e Poulouvassilis (1976), e Wang et al. (2004) apresentam estudos referentes a este tema. Wang et al. (2004), ilustraram três possíveis perfis da redistribuição da umidade, acrescentando um novo tipo de perfil aos dois iniciais já apresentados anteriormente por Tasla (1974) e Youngs e Poulouvassilis (1976). A Figura 3-6 apresenta as três propostas de Wang et al. (2004).

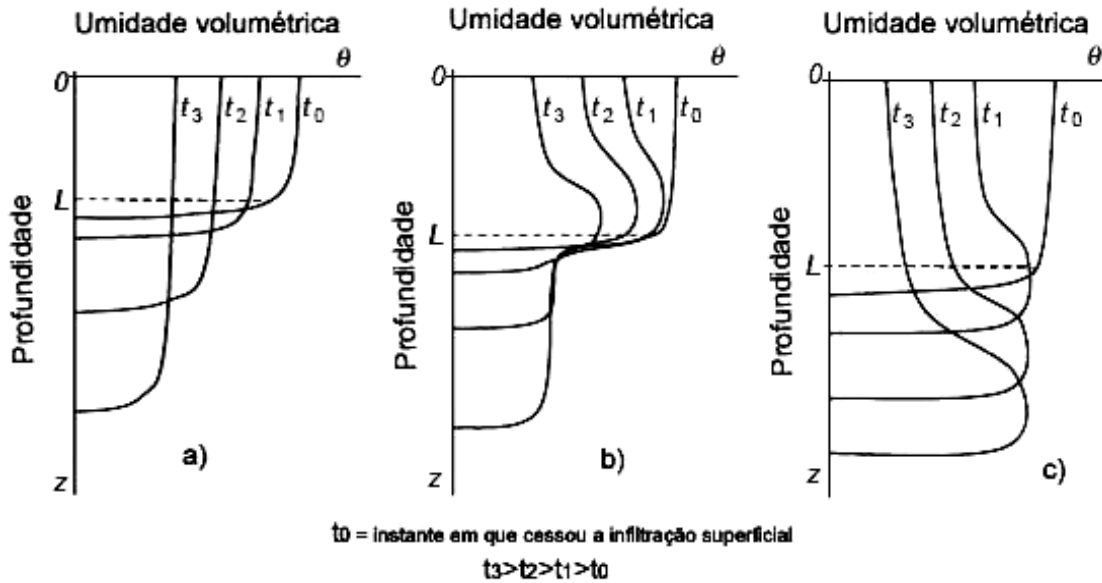


Figura 3-6 – Perfis representando possíveis perfis da redistribuição da umidade volumétrica após a infiltração, Wang et al. (2004).

Para a proposta *a* (Figura 3-6, a) a redistribuição mantém aproximadamente o mesmo formato do perfil de infiltração e o valor da umidade volumétrica diminui em função do avanço da frente de umedecimento. De acordo com Youngs e Poulouvasilis (1976) este tipo de perfil é característico dos solos finos. Para a proposta *b* (Figura 3-6, b), a umidade volumétrica sofre uma queda abrupta a partir de certa profundidade (L), mantendo-se constante ao longo da redistribuição; e para a proposta *c* (Figura 3-6, c), Wang et al. (2004) mostra que a umidade volumétrica no avanço da redistribuição mantém-se constante, enquanto a umidade na superfície diminui gradativamente com o tempo.

Na presente pesquisa, dar-se-á o enfoque na redistribuição da umidade, não apenas como agente preparatório, mas também como agente deflagrador do escorregamento. Portanto, esses escorregamentos específicos terão início após as chuvas terem cessado.

Fredlund e Rahardjo (1993) fizeram análises do comportamento da sucção de um talude heterogêneo em Hong Kong, formado por solos de origem granítica, com 60° de inclinação e altura de aproximadamente 38 m. Durante um evento chuvoso os autores analisaram o comportamento da variação do fator de segurança do talude antes, durante e depois da precipitação.

A Figura 3-7 ilustra a previsão numérica do comportamento da sucção durante o evento chuvoso no talude em questão. A chuva simulada teve duração de 480 min e intensidade de aproximadamente 47 mm/h, no entanto, verificou-se o comportamento durante 1080 min. Nota-se que na superfície do talude, no início da chuva (tempo 0 min), a sucção correspondia a aproximadamente 65 kPa e no final do evento o valor da sucção se anulou. Após a chuva ter cessado (após 480 min), a sucção na superfície tende a voltar para o valor inicial, no entanto, para maiores profundidades, a sucção diminui. Pode-se verificar esse fato na cota de elevação 54 m. No final da chuva a sucção tinha valores de aproximadamente 45 kPa e no tempo de 1080 min a sucção se anulou.

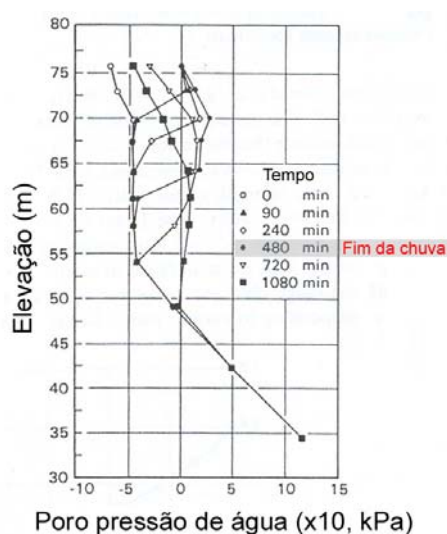


Figura 3-7 – Perfil da variação da pressão de água nos poros do solo em função do tempo, Fredlund e Rahardjo (1993).

Durante o avanço da frente de umedecimento no talude, percebe-se o surgimento de pressões neutras positivas em seu interior. O surgimento dessas pressões neutras é ocasionado para os casos em que a intensidade de fluxo na superfície é maior do que o coeficiente de permeabilidade do solo na condição saturada (Figura 3-5, b).

A partir dos perfis de sucção do talude em função do tempo, os autores determinaram os fatores de segurança do talude, também em função do tempo, para uma superfície fixa de deslizamento considerada crítica. Sabendo-se da não-linearidade do ϕ^b , os fatores de segurança foram determinados para várias razões entre o ϕ^b e o ϕ' . A Figura 3-8 ilustra os resultados obtidos.

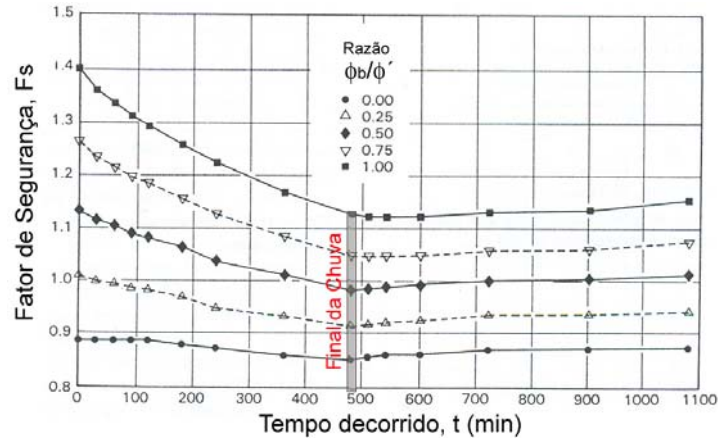


Figura 3-8 – Fatores de segurança em função do tempo para várias razões entre o ϕ^b e o ϕ' , Fredlund e Rahardjo (1993).

Percebe-se que o fator de segurança diminui durante o evento chuvoso e o seu mínimo é verificado no final da precipitação, aproximadamente no tempo de 480 min. Após a chuva ter cessado há um acréscimo da segurança do talude. Contudo, os autores chamaram atenção de que a superfície de ruptura pode ser diferente para períodos durante e após a precipitação e comentaram que a superfície crítica pode ser mais profunda com o avanço da frente de umedecimento no talude, alterando-se, nesse caso, o tempo do fator de segurança crítico.

Sobre a relação entre o ϕ^b e o ϕ' , quanto maior é essa razão, mais acentuada é a queda na segurança do talude durante o processo de infiltração. Os autores ainda comentam o fato de que o aumento do fator de segurança após a chuva ter cessado parece ocorrer em uma razão menor do que a redução do fator durante o período de chuva.

Cardoso Jr. e Futai (2005) (Ver Apêndice A) também apresentaram simulações do efeito da infiltração nas estabilidades de taludes homogêneos e analisaram o comportamento do talude durante e após a precipitação. As características das precipitações foram baseadas na curva que relaciona a intensidade e a duração das chuvas para um determinado tempo de recorrência, para o estado de São Paulo, elaborada por Silva et al. (1999). Adotaram-se dois solos com características hidráulicas bem distintas (solo A com características de um solo arenoso e um solo B com característica argilosa).

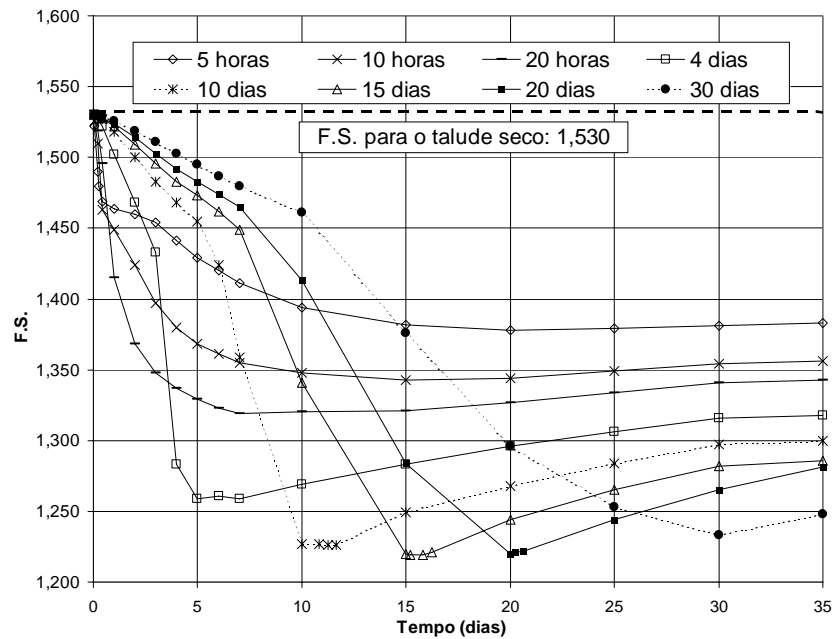


Figura 3-9 - Variação do fator de segurança ao longo do tempo para diversas precipitações e suas respectivas durações (Solo A), Cardoso Jr. e Futai (2005).

Cardoso Jr. e Futai (2005) confrontaram os valores obtidos na Figura 3-9 com os perfis de sucção obtidos em seções diferentes do talude. No final da precipitação de 20 horas, a sucção é mínima, mas não se anula. No entanto, com o passar do tempo, a sucção na superfície tende a voltar ao valor inicial, e a sucção abaixo da frente de umedecimento tende a diminuir. A superfície de ruptura crítica que era inicialmente superficial, ao longo do tempo tende a se aprofundar no interior do talude. Diferentemente dos resultados obtidos por Fredlund e Rahardjo (1993), que obtiveram um fator de segurança mínimo imediatamente no final da precipitação (Figura 3-8), para uma superfície de escorregamento fixa, Cardoso Jr. e Futai (2005) verificaram valores do F.S. mínimos após o fim da precipitação, variando-se a posição das superfícies de escorregamento.

4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados dos ensaios realizados para cada solo. Os ensaios realizados foram divididos em três grupos: caracterização, resistência e propriedades hidráulicas dos solos. Juntamente com a apresentação dos resultados, serão feitos comentários sobre os ensaios, levando-se em consideração os procedimentos utilizados.

Estão ilustrados na Figura 4-1 os três grupos de ensaios realizados (caracterização, resistência e propriedades hidráulicas dos solos). Para cada grupo, são apresentados os respectivos ensaios e os objetivos de cada um. Para a caracterização, foi realizada análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, determinação do peso específico dos sólidos, limites de consistência (w_L e w_P) e determinação da curva de compactação adotando-se a energia de Proctor Normal. Para os ensaios de resistência, utilizou-se o aparato de cisalhamento direto e o de compressão simples com medição de sucção por meio do TAC. Finalmente, os ensaios de permeabilidade foram realizados no TRIFLEX 2 e no permeâmetro tradicional de parede rígida. A determinação da curva de retenção foi obtida por meio dos métodos da placa de sucção, tensiômetro e papel filtro.

4.1. Descrição dos solos utilizados nesta pesquisa

Nesta pesquisa utilizaram-se dois solos que serão denominados de solos “matrizes”. A partir das matrizes, obtiveram-se outros três solos com características diferentes, a partir da mistura entre eles. Os dois solos “matrizes” apresentam propriedades distintas: o primeiro chamaremos de Gnaisse, solo de origem residual de Gnaisse, composto basicamente de areia siltosa e retirado do campo experimental da USP; este solo apresenta suas propriedades já conhecidas (Stuermer, 1998; Kuwajima, 2000; Oliveira, 2004); o segundo solo é a Areia de Osasco ou simplesmente Areia, solo de origem fluvial, usado principalmente na construção civil, e objeto de pesquisa de doutorado de Teixeira (2006).

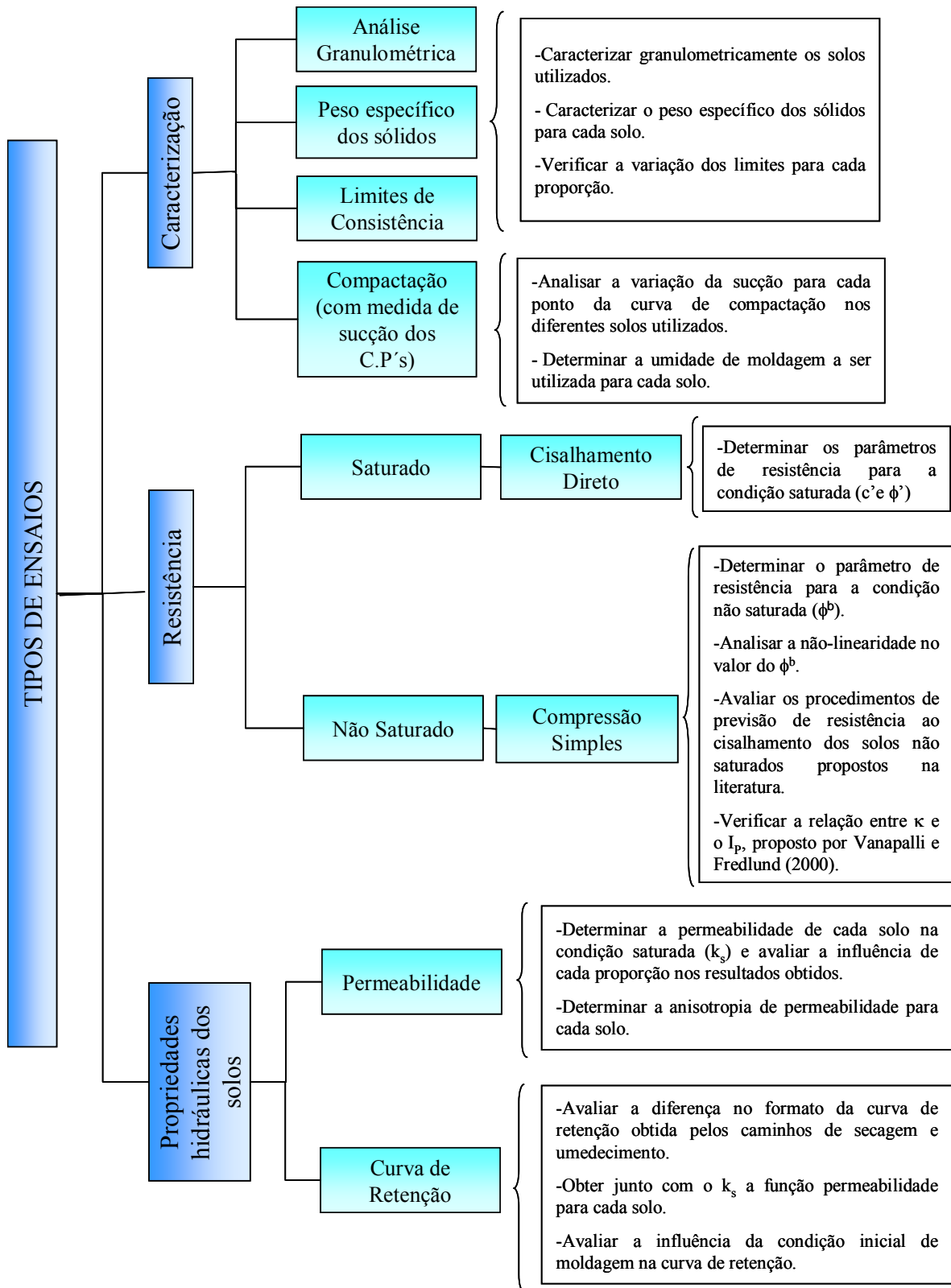


Figura 4-1 – Ensaio realizados e os seus principais objetivos.

A Tabela 4-1 apresenta a proposta de mistura em proporções conhecidas dos dois solos “matrizes”, que serão aqui designados como AG1, AG2 e AG3, sendo o AG1 o solo que apresenta 25% de Gnaisse e 75% de Areia, o solo AG2 o que apresenta 50% de cada solo e o AG3 o solo que apresenta 75% de Gnaisse e 25% de Areia. É importante ressaltar que os resultados alcançados dos ensaios de caracterização apresentaram uma margem de erro de até 14% em relação à proporção teórica esperada a ser obtida. Essa discrepância certamente deve estar relacionada com a qualidade da amostra separada para a realização dos ensaios de peneiramento e sedimentação.

Tabela 4-1 – Proporções utilizadas de gnaisse e areia para os solos AG1, AG2 e AG3.

Solos	Gnaisse (%)	Areia (%)
AG1	25	75
AG2	50	50
AG3	75	25

Foram realizados os ensaios de caracterização (análise granulométrica, massa específica dos sólidos ou dos grãos dos solos, limites de consistência e compactação), resistência (cisalhamento direto e compressão simples) e os ensaios para se obter as propriedades hidráulicas dos solos (permeabilidade e determinação da curva de retenção).

Deve-se enfatizar que as curvas de retenção para o Gnaisse e para Areia já eram conhecidas dos estudos citados anteriormente (Oliveira, 2004; Teixeira, 2005), portanto estes dados foram apenas reproduzidos nesta pesquisa.

4.2. Resultados dos ensaios

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO

Serão apresentados os resultados e comentários a respeito dos ensaios de caracterização, levando-se em consideração os procedimentos utilizados e alguns cuidados para a sua realização.

4.2.1.1. Análise Granulométrica e Limites de Consistência

Seguindo-se a NBR 7181, determinaram-se as curvas granulométricas para todos os solos, cujos resultados estão apresentados na Figura 4-2.

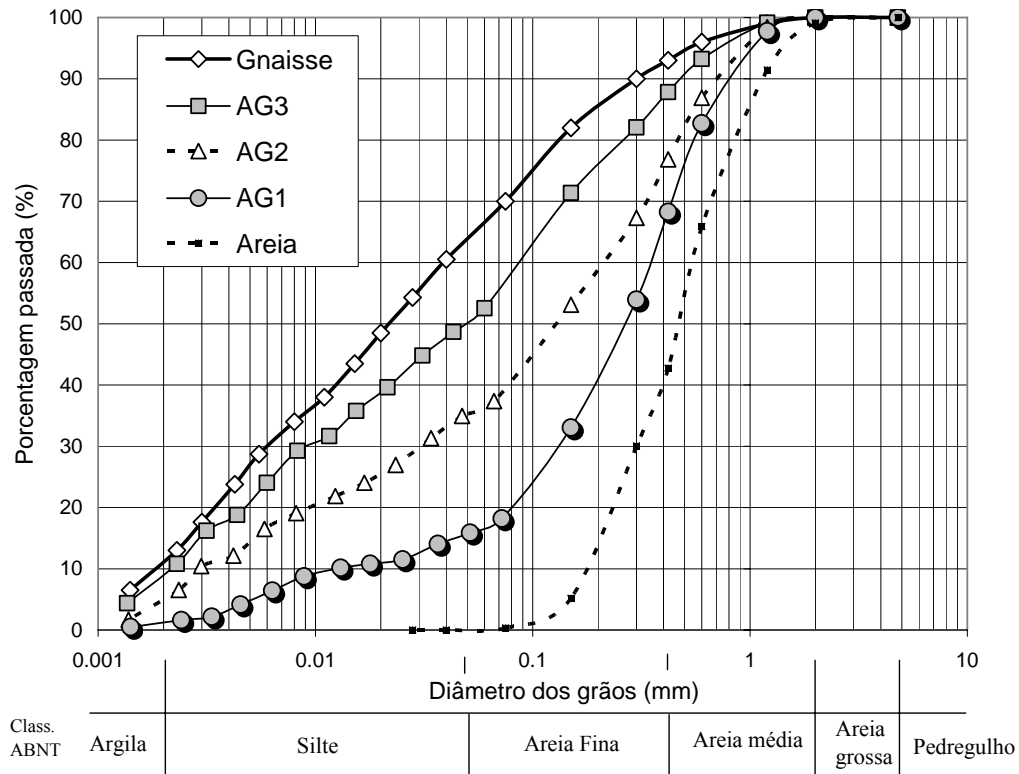


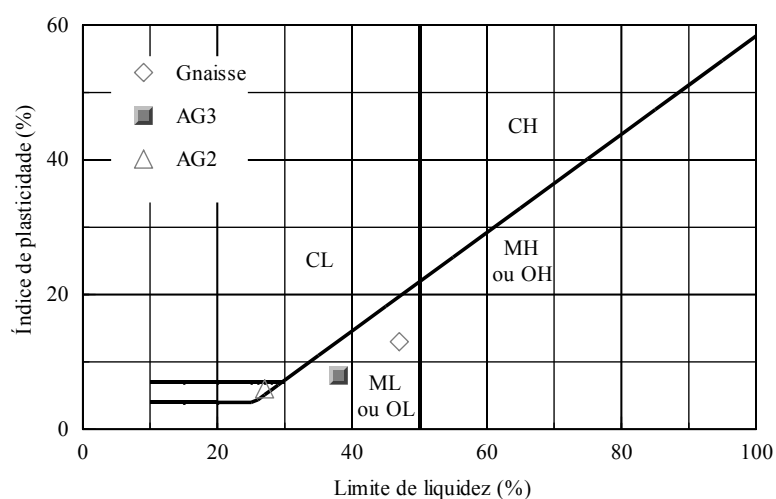
Figura 4-2 – Curvas granulométricas para os solos utilizados.

A faixa das curvas granulométricas é limitada superiormente pela curva do Gnaisse e na parte inferior pela curva da Areia. Entre estes dois limites, pode existir uma ampla faixa de solos, na qual estão inseridos os solos AG1, AG2 e AG3. Na Tabela 4-2 são apresentados os resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência. A partir dos valores do índice de plasticidade e do limite de liquidez, os solos Gnaisse, AG3 e AG2 foram classificados por meio da carta de plasticidade de Casagrande como siltes de baixa compressibilidade (ML). A localização da classificação destes solos na carta de plasticidade está indicada na Figura 4-3. O solo AG1 apresenta 2 % de fração argila e 84 % de areia, sendo classificado como uma areia siltosa.

Tabela 4-2 – Resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência.

Tipo de solo	Gnaisse	Areia ¹	AG1	AG2	AG3
Areia média (%)	7	60	33	23	12
Areia fina (%)	28	40	51	42	38
Silte (%)	55	0	14	30	40
Argila (%)	10	0	2	5	10
w _L (%)	47	-	19	27	38
w _P (%)	34	-	-	21	30
I _P (%)	13	-	-	6	8

¹ Teixeira (2006)

**Figura 4-3** – Classificação dos solos utilizando-se a Carta de Plasticidade de Casagrande.

4.2.1.2. Peso Específico dos Grãos

O peso específico dos grãos foi determinado de acordo com a NBR 6508. A Figura 4-4 apresenta os resultados em forma de gráfico para os diversos solos utilizados. O peso específico dos grãos é função dos minerais constituintes e da porcentagem de ocorrência de cada um deles no solo. Como exemplo, pode-se citar o peso específico do mineral de quartzo (26,5 kN/m³) e da mica (27,0 – 32,0 kN/m³), que são os dois minerais principais constituintes da Areia e do Gnaisse respectivamente. Conseqüentemente, os grãos do Gnaisse são os que apresentam maior peso específico (27,1 kN/m³) e os grãos da areia, o menor (26,4 kN/m³).

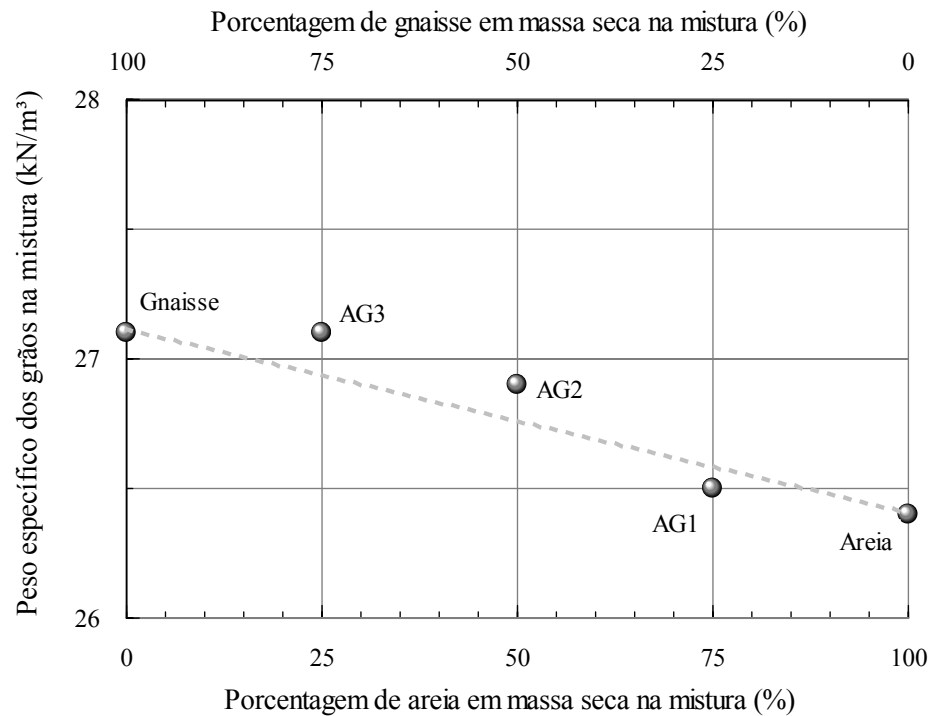


Figura 4-4 – Massa específica dos grãos para os diversos solos utilizados.

4.2.1.3. Curvas de Compactação

Seguindo as recomendações da NBR 7182, determinaram-se as curvas de compactação para o Gnaiss, AG1, AG2 e AG3. As amostras foram compactadas utilizando-se a energia de compactação normal e não se fazendo o reuso do material. A Figura 4-5 (a) apresenta os resultados experimentais e as curvas de compactação obtidas. O solo Gnaiss apresenta menor peso específico seco máximo ($15,6 \text{ kN/m}^3$) e máxima umidade ótima (23 %). É caracterizado por uma curva bem abatida. O solo AG1 (75 % de Areia e 25% de Gnaiss) apresenta o maior peso específico seco máximo ($18,5 \text{ kN/m}^3$) e menor umidade ótima (14%). De acordo com Pinto (2000), solos siltosos apresentam valores baixos de peso específico seco, freqüentemente com curvas de compactação bem abatidas; peso específico seco elevado e umidade ótima baixa são representativos de areias com pedregulho, bem graduadas e pouco argilosas. Admitindo-se um valor médio para o peso específico dos grãos ($26,7 \text{ kN/m}^3$), estão traçadas na Figura 4-5 (a) curvas correspondentes a igual grau de saturação. As umidades ótimas das curvas de compactação estão entre as curvas de 80% e 90% do grau de saturação.

Para cada ponto de compactação obtido, mediu-se a sucção final do corpo de prova com o uso do tensiômetro de alta capacidade do LMS (EPUSP). Antes de determinar a sucção, os corpos

de prova foram deixados em repouso durante 24 horas, embrulhados com papel filme e papel alumínio. Para cada corpo de prova, mediu-se a sucção no topo e na base. Os resultados estão apresentados na Figura 4-5 (b). O solo Gnaisse apresentou para os pontos obtidos para a curva de compactação, sucções variando aproximadamente entre 30 e 250 kPa. Para o solo AG1, nos pontos obtidos para a curva de compactação, a faixa de sucção variou aproximadamente entre 0 e 40 kPa.

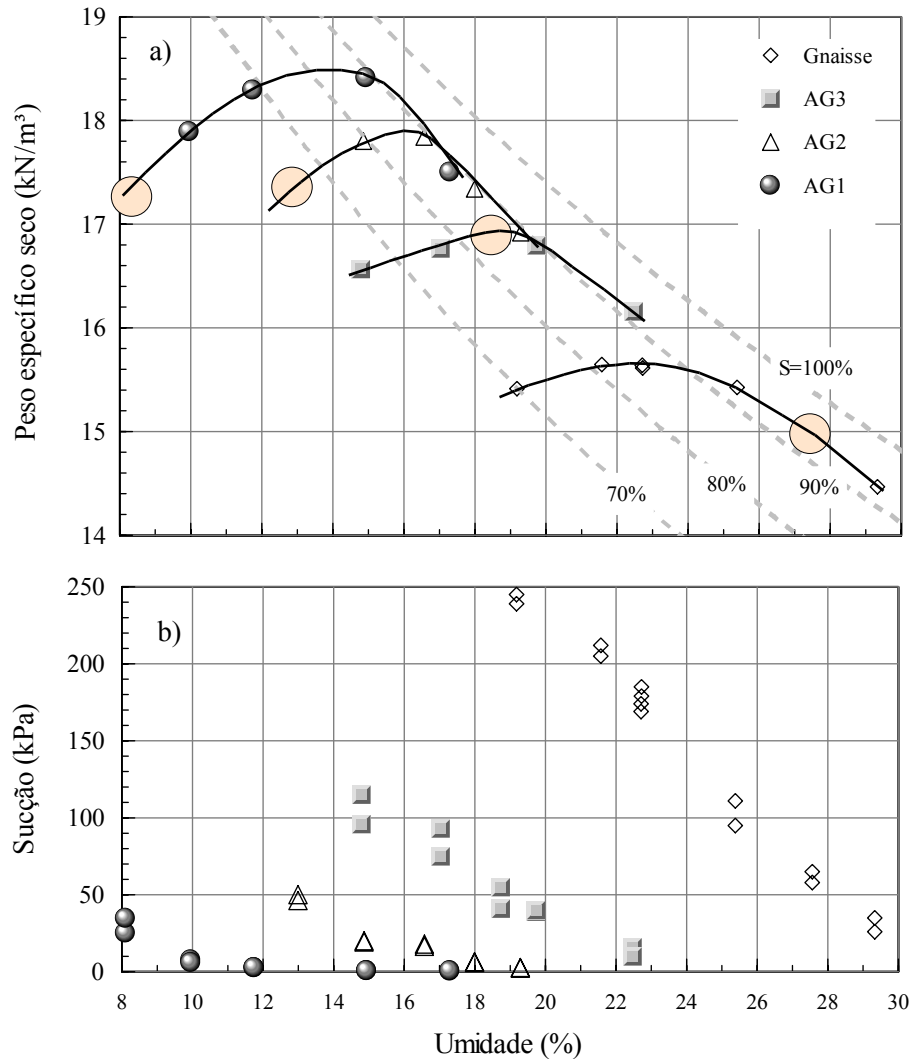


Figura 4-5 – Resultados do ensaio de compactação: a) curvas de compactação para os solos utilizados e b) valores de sucção medidos pelo TAC para as diversas umidades de moldagem.

A Figura 4-6 apresenta a relação entre os valores de umidade ótima e peso específico seco máximo em função da granulometria de cada solo. Como exposto, à medida que se aumenta a porcentagem de areia na mistura, aumenta-se o peso específico seco máximo da mistura e diminui a umidade ótima da curva de compactação.

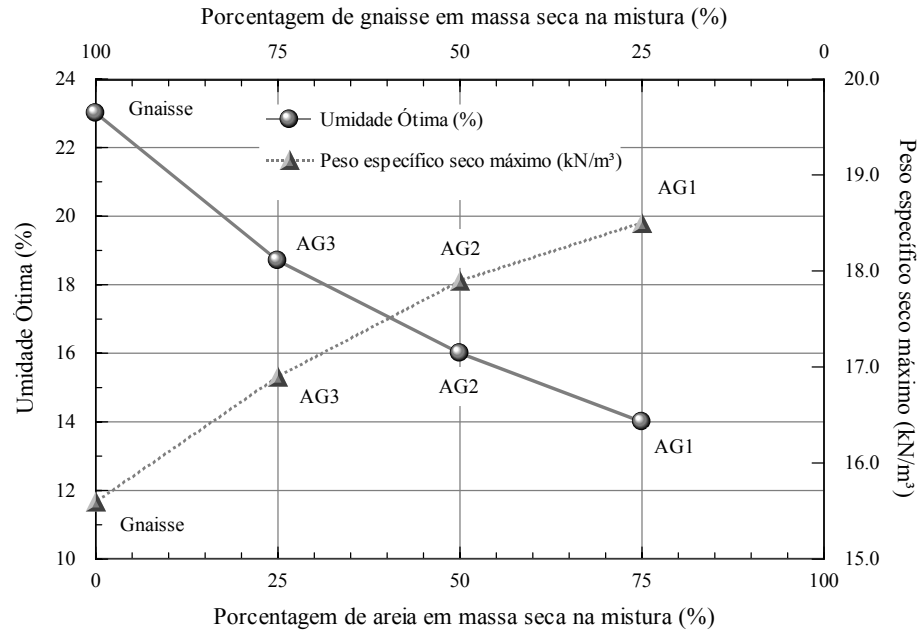


Figura 4-6 – Relação entre os valores de umidade ótima e peso específico seco máximo em função da granulometria de cada solo.

A partir dos resultados das curvas de compactação e dos valores de sucção medidos, determinou-se a umidade de moldagem de cada solo a ser utilizada ao longo desta pesquisa. A umidade de moldagem escolhida corresponde a valores de sucção de aproximadamente 50kPa. As marcas circulares, na Figura 4-5 (a), corresponde aos pontos da curva de compactação que serão utilizados como base para as moldagens. A Tabela 4-3 apresenta um resumo dos ensaios de compactação e as características dos corpos de prova na umidade de moldagem.

Tabela 4-3 – Resultados dos ensaios de compactação e determinação das umidades de moldagem a serem usadas ao longo desta pesquisa.

Tipo de solo	Gnaíse	AG3	AG2	AG1
Umidade Ótima (%)	23,0	18,7	16,0	14,0
Peso específico seco máximo (kN/m³)	15,6	16,9	17,9	18,5
Umidade de Moldagem (%)	27,0	18,5	12,5	8,5
Peso específico seco de moldagem (kN/m³)	15,1	16,9	17,4	17,2
Sucção de moldagem (kPa)	≈70	≈60	≈55	≈40

4.2.2. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DOS SOLOS

Os parâmetros hidráulicos relacionados com este item são: o coeficiente de permeabilidade saturado e a curva de retenção. A partir da relação entre esses parâmetros, pode-se obter a função permeabilidade de cada solo, como descrito anteriormente no item 2.4.2. A seguir serão apresentadas as características de cada ensaio e os resultados obtidos.

4.2.2.1. Ensaio de Permeabilidade

As determinações dos coeficientes de permeabilidade para os corpos de prova saturados foram obtidas a partir do permeâmetro de parede flexível para as amostras AG1, AG2, AG3 e Gnaisse e, para os corpos de prova de areia, a partir do permeâmetro de parede rígida. Os permeâmetros adotados para cada amostra foram escolhidos a partir das características de cada um, como está apresenta na Tabela 4-4.

Para o ensaio com permeâmetro de parede flexível aplicou-se o método de carga variável e para o ensaio com permeâmetro de parede rígida, o método de carga constante.

As dimensões dos corpos de prova, para os ensaios no permeâmetro de parede flexível, foram de 70 mm de diâmetro (dimensão fixada pelo diâmetro da base do permeâmetro e pela pedra porosa) e 50 mm de altura. Os corpos de prova foram inicialmente confinados com uma pressão de 50 kPa, e posteriormente, foi aplicada uma contrapressão de 40 kPa durante 24 horas. Todos os ensaios foram realizados com fluxo ascendente (fluxo da base para o topo do corpo de prova) e utilizando-se uma diferença de pressão entre as extremidades de 10 kPa, o que corresponde para as dimensões dos corpos de prova adotado, um gradiente hidráulico de aproximadamente 20 m/m.

Durante os ensaios de permeabilidade realizados no TRIFLEX 2, o corpo de prova fica submetido a um gradiente hidráulico, resultante da diferença entre as cargas hidráulicas aplicadas na base e no topo. O volume de água que atravessa o C.P. é determinado por meio dos medidores de variação volumétrica. Ao longo do ensaio, os níveis de água em ambos os medidores (um conectado na base e outro no topo do C.P.) variam, conforme o sentido do fluxo. Essa variação provoca uma alteração no gradiente hidráulico ao longo do ensaio. Dessa

maneira, deve-se ter o cuidado de se levar em consideração essa variação do gradiente hidráulico ao longo do ensaio. A determinação do coeficiente de permeabilidade sem levar em conta esta variação pode acarretar grandes erros, principalmente quando se está utilizando um baixo valor do gradiente de percolação.

Tabela 4-4 – Principais diferenças entre os permeâmetros de parede rígida e flexível, modificado de Dourado (2003).

Tipo de permeâmetro	Principais Vantagens	Principais Desvantagens
Parede Rígida	– Simplicidade de construção e operação da célula	– É possível a ocorrência de fluxo no contato corpo de prova - parede.
	– Baixo custo da célula	– Não há controle sobre as tensões horizontais.
	– Podem ser construídos permeâmetros de grandes dimensões	– Se o corpo de prova contrair existirá fluxo na parede do permeâmetro.
	– Ampla faixa de materiais pode ser utilizada (incluindo materiais quimicamente resistentes).	– Não pode ser garantida a saturação do corpo de prova por meio do parâmetro B.
	– Pode ser permitida a expansão vertical.	– Não se pode saturar o corpo de prova da forma convencional, por meio da aplicação de contrapressão.
	– Se desejado pode-se realizar o ensaio sem a aplicação de tensão vertical	– O tempo de ensaio é longo no caso de materiais com baixo coeficiente de permeabilidade.
Parede Flexível	– Pode-se saturar o corpo de prova pela aplicação de contrapressão.	– Custo do equipamento alto.
	– Pode-se confirmar a saturação do corpo de prova através do parâmetro B.	– Requer aplicação de pressão em três lugares (pressão confinante, pressão na base e pressão no topo.).
	– Pode-se controlar as tensões principais	– Problemas de compatibilidade química da membrana com alguns líquidos químicos e poluentes.
	– Fluxo no contato parede - corpo de prova é improvável, mesmo com corpos de prova com superfícies rugosas.	– Operação da célula mais complicada.
	– Tempos de ensaio rápido para materiais com baixo coeficiente de permeabilidade em decorrência da capacidade de saturação via contrapressão	– Dificuldade de se realizar ensaios com tensões efetivas extremamente baixas. É necessária uma tensão confinante efetiva mínima, de forma a pressionar a membrana ao C.P.

Na Figura 4-7 está mostrado o sistema de medição do coeficiente de permeabilidade de parede flexível, do tipo TRIFLEX 2 e seus principais componentes estão indicados com setas e legendas.

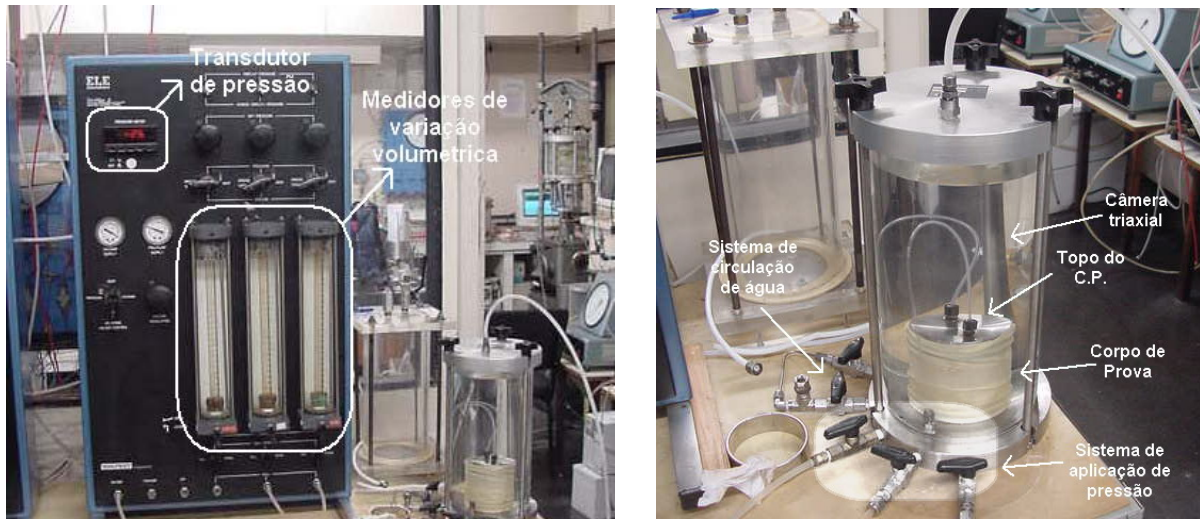


Figura 4-7 - Sistema de medição do coeficiente de permeabilidade de parede flexível: (a) vista geral de todo o sistema e (b) detalhe da câmara triaxial.

Para se determinar a permeabilidade na direção horizontal, o corpo de prova foi inicialmente compactado no peso específico de moldagem (Tabela 4-3), e em seguida, o C.P. foi moldado de forma que o fluxo durante o ensaio de permeabilidade, percorresse uma direção perpendicular à direção de compactação da amostra. O ensaio no solo Areia só foi realizado na direção vertical.

A Figura 4-8 apresenta os resultados dos coeficientes de permeabilidade na condição saturada, obtidos nas diversas amostras, na direção vertical e horizontal.

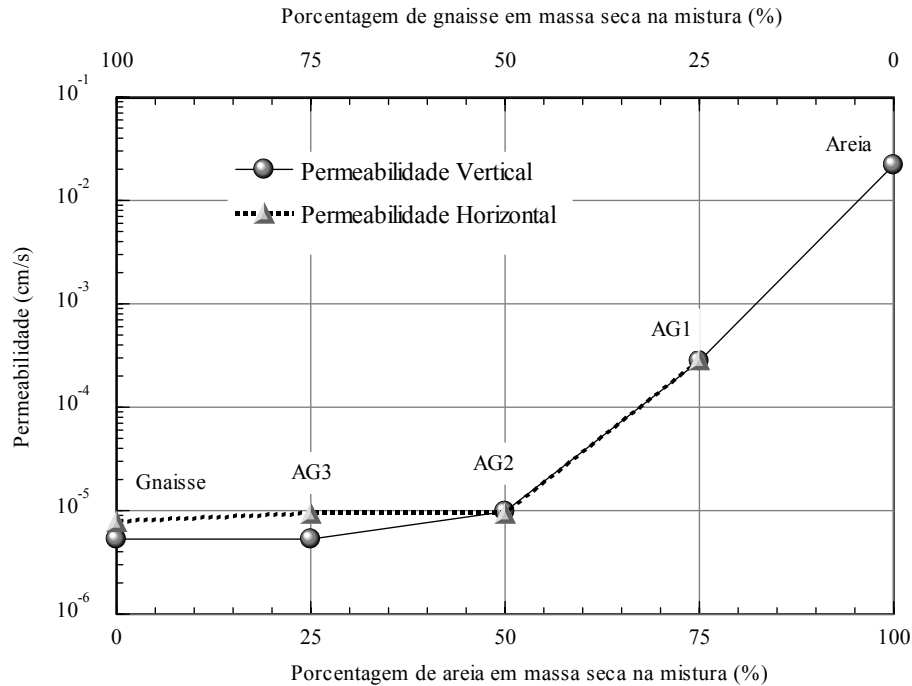


Figura 4-8 – Valores dos coeficientes de permeabilidades saturados para os solos utilizados, nas direções vertical e horizontal.

Como esperado, à medida que aumenta a porcentagem de areia, aumenta a permeabilidade do solo. No entanto, até a porcentagem de 50% de areia em massa seca da mistura, esse aumento não foi acentuado. Para a porcentagem de 75% (AG1), esse aumento já foi perceptível, aumentando aproximadamente 30 vezes mais do que a proporção do solo AG2, na direção vertical. O coeficiente de permeabilidade para a areia pura é aproximadamente 4000 vezes maior, na direção vertical, do que a do solo Gnaisse. Na Tabela 4-5 está apresentado um resumo dos valores dos coeficientes de permeabilidade obtidos para todos os solos.

Tabela 4-5 – Valores dos coeficientes de permeabilidade na condição saturada nas direções vertical e horizontal.

Permeabilidade (cm/s)	Gnaisse	AG3	AG2	AG1	Areia
Vertical	$5,2 \times 10^{-6}$	$5,3 \times 10^{-6}$	$9,5 \times 10^{-6}$	$2,8 \times 10^{-4}$	$2,2 \times 10^{-2}$
Horizontal	$7,9 \times 10^{-6}$	$9,5 \times 10^{-6}$	$9,8 \times 10^{-6}$	$2,9 \times 10^{-4}$	-

O gnaisse apresentou uma relação entre o coeficiente de permeabilidade horizontal e o coeficiente de permeabilidade vertical (k_h/k_v) de aproximadamente 1,5. Para o solo AG3 a relação foi de aproximadamente 1,8. Os solos AG2 e AG1 não apresentaram nenhuma anisotropia, resultando conseqüentemente, em uma relação k_h/k_v de 1,0.

As anisotropias (k_h/k_v) obtidas para os solos Gnaisse e AG3, provavelmente, são motivadas por dois fatores: a presença de uma quantidade maior de fração silte e argila, acarretando uma orientação das partículas durante a compactação em uma direção mais favorável para a passagem do fluxo; e, como discutido no item 2.2.1.2, válido também para o formato da curva de retenção, a umidade de compactação próxima do ramo úmido contribui para a formação de uma estrutura do tipo dispersa, posicionando as partículas paralelamente umas as outras, favorecendo uma passagem do fluxo mais facilitada na direção horizontal do que na vertical.

4.2.2.2. Curva de Retenção e Função Permeabilidade

Para se determinar a curva de retenção de um solo, devem ser conhecidas as características de cada equipamento de medição de sucção, seu funcionamento e os limites dos valores de sucção, sem que ocorra a cavitação do sistema. A Tabela 4-6 apresenta um resumo das principais técnicas utilizadas para determinar a curva de retenção de um solo.

Cada corpo de prova foi inicialmente moldado na umidade inicial, de acordo com o item 4.2.1.3. Os corpos de prova foram inicialmente umedecidos com aspersão de água destilada para saturá-los. Esse procedimento foi utilizado para se iniciar a determinação da curva pelo caminho de secagem. Em seguida, os corpos de prova foram colocados na placa de sucção durante dois dias, com uma diferença de cota entre o corpo de prova e o reservatório de água nula, para garantir a saturação do corpo de prova. As pesagens dos corpos de prova foram realizadas a cada dois dias, alterando-se a cota entre os corpos de prova e o reservatório de água entre as leituras. A placa de sucção foi usada até o valor de 30 kPa. Para sucções maiores do que 30 kPa e menores do que 500 kPa utilizou o tensiômetro de alta capacidade (TAC).

Tabela 4-6 – Resumo das principais técnicas utilizadas para se medir a sucção, modificado de Fredlund e Rahardjo (1993), Marinho (1997), Rahardjo e Leong (2003).

Técnica utilizada	Componente de sucção medida	Intervalo de sucção (kPa)	Comentários
Psicrômetro	Osmótica	100 - 8000	Requer temperatura constante do ambiente
Papel filtro	Matricial e Total	0 - 29000	Longo tempo de equilíbrio
Tensiômetro Convencional	Matricial e Total	0 - \approx 90	Dificuldade com cavitação
TAC	Matricial e Total	0 - > 1000	Requer bom contato com a amostra
Translação de eixos (placa de pressão)	Matricial	0 - 1500	Intervalo de sucção em função do valor de entrada de ar da pedra porosa
Condutividade térmica	Matricial	0 - 400	Sensível a flutuação da temperatura ambiente
Condutividade elétrica	Matricial e Osmótica	0 - \approx 1500	Pode ser afetado pela presença de sais na água
Placa de sucção	Matricial	0 - \approx 30	Normalmente limitado até 30 kPa

A técnica utilizada adotando-se o tensiômetro de alta capacidade apresenta um conceito de medição diferente daquele usado na placa de sucção. Usando-se a placa de sucção, impõe-se uma sucção conhecida e pesa-se o corpo de prova para se determinar os índices físicos após a estabilização. Utilizando-se o TAC, seca-se (*e.g.* curva de secagem) o corpo de prova até um ponto desejado, no qual se conhece os índices físicos, e em seguida mede-se a sucção. Um intervalo de 48 horas para a secagem do CP e a medição da sucção foi usado, com o objetivo de se medir uma sucção representativa de todo o CP.

Para valores de sucção maiores do que 500 kPa utilizou o método do papel filtro. O procedimento de uso do papel filtro como sensor de sucção está claramente apresentado em

Marinho (1995, a). Na Figura 4-9 são representadas as posições dos papéis filtro utilizados para medir a sucção nos corpos de prova. Para cada corpo de prova, foram utilizados quatro papéis filtro (um no topo, um na base, e dois na superfície lateral do C.P.). O valor final adotado foi o valor médio entre as quatro leituras.

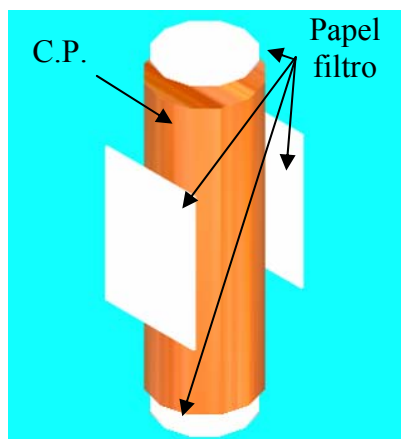


Figura 4-9 – Ilustração das posições utilizadas do papel filtro no corpo de prova.

A função permeabilidade de cada solo foi determinada utilizando a proposta de Fredlund et al. (1994) e apresentada no item 2.4.2. Para se aplicar este modelo, é necessário inicialmente ajustar a curva de retenção a uma função que possa representar os pontos experimentais obtidos. Os pontos experimentais foram ajustados utilizando o modelo de Fredlund e Xing (1994), apresentado na Tabela 2-1.

Gnaisse (Solo Matriz)

O solo Gnaisse foi exaustivamente estudado por Oliveira (2004), portanto, a obtenção da sua curva de retenção não foi repetida neste trabalho. Oliveira (2004) determinou a curva de retenção do Gnaisse para várias umidades de moldagem (ramo seco, umidade ótima e ramo úmido) e compactados com esforços dinâmicos e estáticos. O autor mostrou que as curvas características, moldando-se os corpos de prova dinamicamente e estaticamente, são similares para qualquer umidade de moldagem.

Na Figura 4-10 está apresentada a curva de retenção e a função permeabilidade para o solo Gnaisse. Com o objetivo de avaliar a influência da umidade de compactação no formato da curva de retenção, estão apresentados na Figura 4-10 (a), os valores de sucção obtidos durante

a curva de compactação (Figura 4-5, a). Percebe-se que, para um mesmo valor de sucção, os valores da umidade gravimétrica são menores para os corpos de prova moldados no ramo seco do que os moldados no ramo úmido. Estes resultados estão de acordo com os obtidos por Vanapalli et al. (1999) e apresentados no item 2.2.1.2.

Na Figura 4-10 (b) é apresentado o ajuste da curva de retenção em função da umidade volumétrica pela proposta Fredlund e Xing (1994). As constantes do ajuste a , n e m são respectivamente 1100, 0,70 e 2,3 e θ_s igual a 47,2 %. Na mesma figura é obtido o valor de sucção correspondente à entrada de ar (ver item 2.2). A entrada de ar corresponde à sucção definida pela intersecção da linha horizontal, traçada pela parte inicial da curva, e a linha tangente que passa pelo seu ponto de inflexão. As sucções assim determinadas correspondem à entrada de ar generalizado, estando o início da dessaturação do corpo de prova relacionado a valores menores de sucção. O valor obtido para o solo Gnaisse foi de 60 kPa.

A função permeabilidade obtida está mostrada na Figura 4-10 (c). Nota-se que a função está expressa como uma relação entre a sucção e a permeabilidade relativa (K_r). A permeabilidade relativa corresponde à relação entre o coeficiente de permeabilidade para uma determinada sucção e o coeficiente de permeabilidade na condição saturada. A partir dessa função, pode-se determinar a função permeabilidade na direção vertical ou horizontal, bastando para isso multiplicar o valor do coeficiente de permeabilidade saturado na direção desejada pelo eixo das ordenadas.

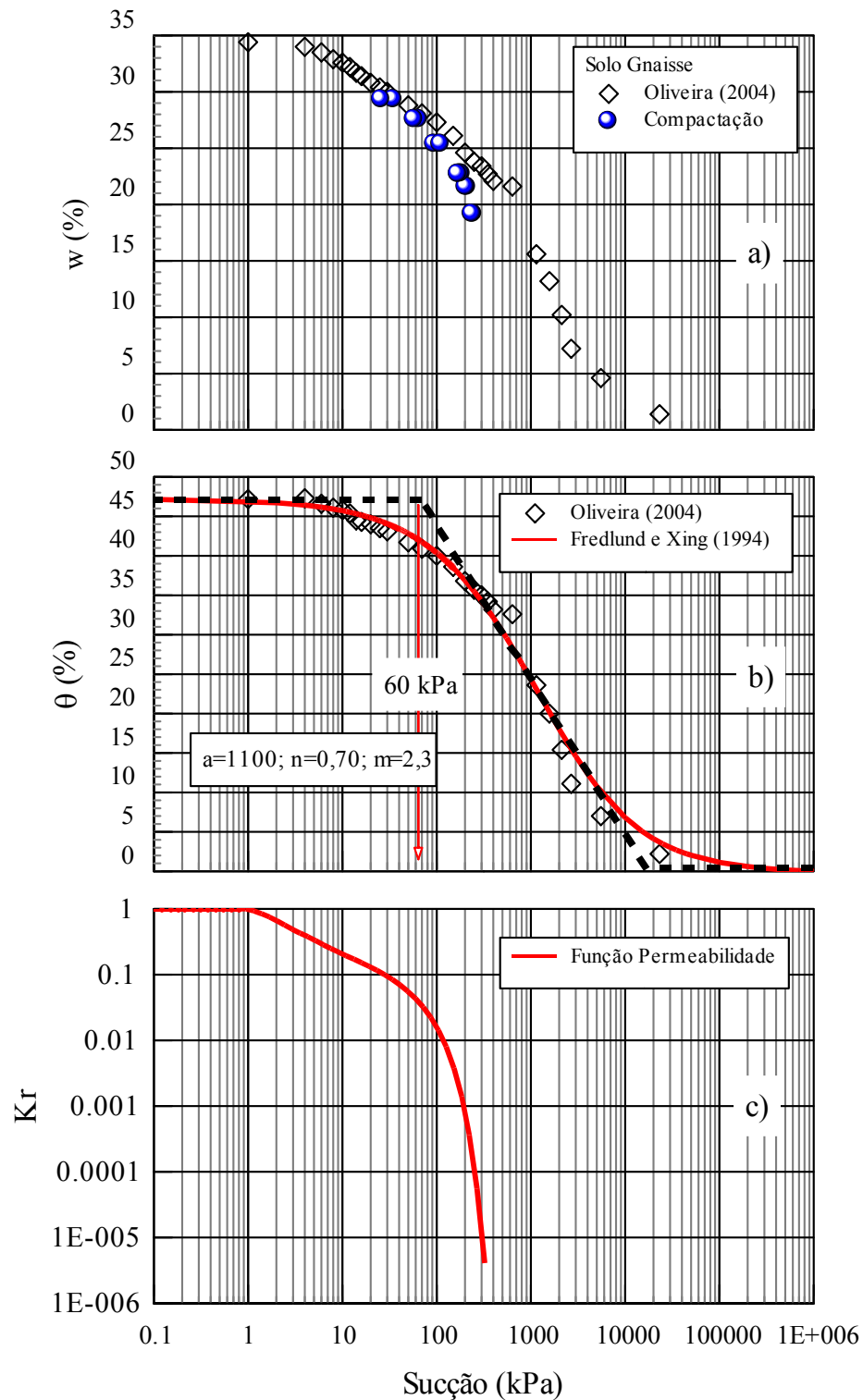


Figura 4-10 – Propriedades hidráulicas do solo Gnaisse: a) relação entre a curva de retenção obtida por Oliveira (2004) e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.

AG3 (75% Gnaisse + 25% Areia)

Para o solo AG3, foram moldados dois corpos de prova (AG3-1 e AG3-2) nas mesmas condições iniciais de moldagem, de acordo com o item 4.2.1.3 . Os corpos foram saturados com aspersão de água até atingir um estado próximo da saturação. Em seguida, determinou a curva pelo caminho de secagem. A Figura 4-11 apresenta as curvas características em três formas distintas: Sucção *versus* Grau de Saturação, Sucção *versus* Umidade Volumétrica e Sucção *versus* Umidade Gravimétrica. Nas mesmas Figuras estão os pontos (losangos) obtidos da curva de retenção pelo caminho de umedecimento. A Figura 4-11 (d) apresenta a variação do índice de vazios em função da sucção. Nota-se que os corpos de prova (AG3-1 e AG3-2) se contraíram à medida que se aumentava a sucção, até um valor limite. A partir desse valor limite, a redução do índice de vazios é desprezível.

Na Figura 4-12 (a) os valores de sucção obtidos durante a curva de compactação foram incluídos junto com a curva de retenção. Percebe-se novamente que, para um mesmo valor de sucção, os valores da umidade gravimétrica são menores para os corpos de prova moldados no ramo seco do que os moldados no ramo úmido.

Na Figura 4-12 (b) é apresentada o ajuste da curva de retenção em função da umidade volumétrica pela proposta Fredlund e Xing (1994). As constantes do ajuste a , n e m são respectivamente 1050, 0,55 e 3,0 e θ_s igual a 39,7 %. São apresentados também, ao longo da curva, os métodos utilizados e as respectivas faixas de aplicação na determinação da curva. Na mesma figura é obtido o valor de sucção correspondente à entrada de ar. O valor obtido para o solo AG3 foi de 30 kPa.

A função permeabilidade obtida está mostrada na Figura 4-12 (c).

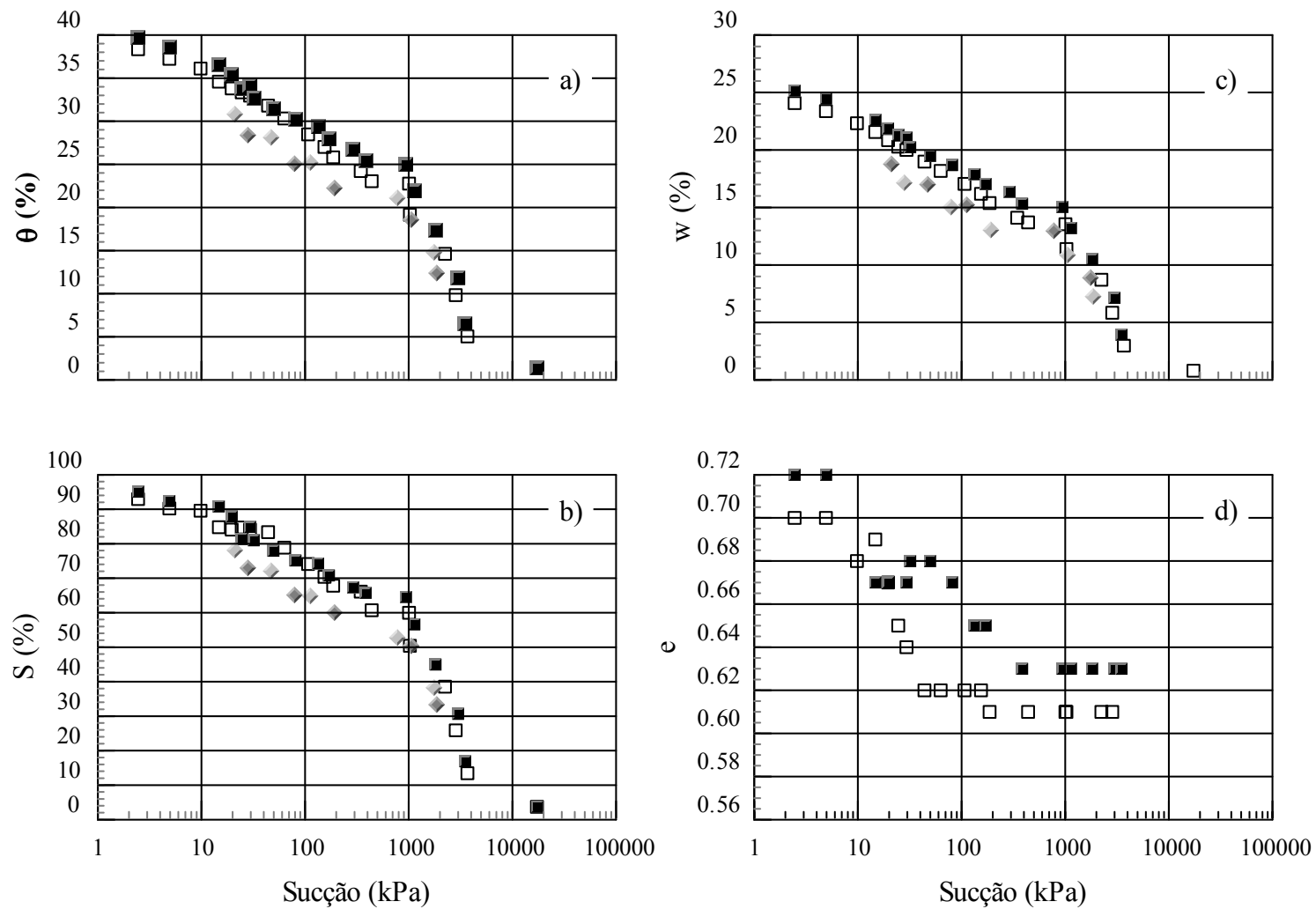


Figura 4-11 - Curva de retenção para o solo AG3: a) relação entre a umidade volumétrica e a sucção; b) relação entre o grau de saturação e a sucção; c) relação entre a umidade gravimétrica e a sucção; d) relação entre o índice de vazios e a sucção.

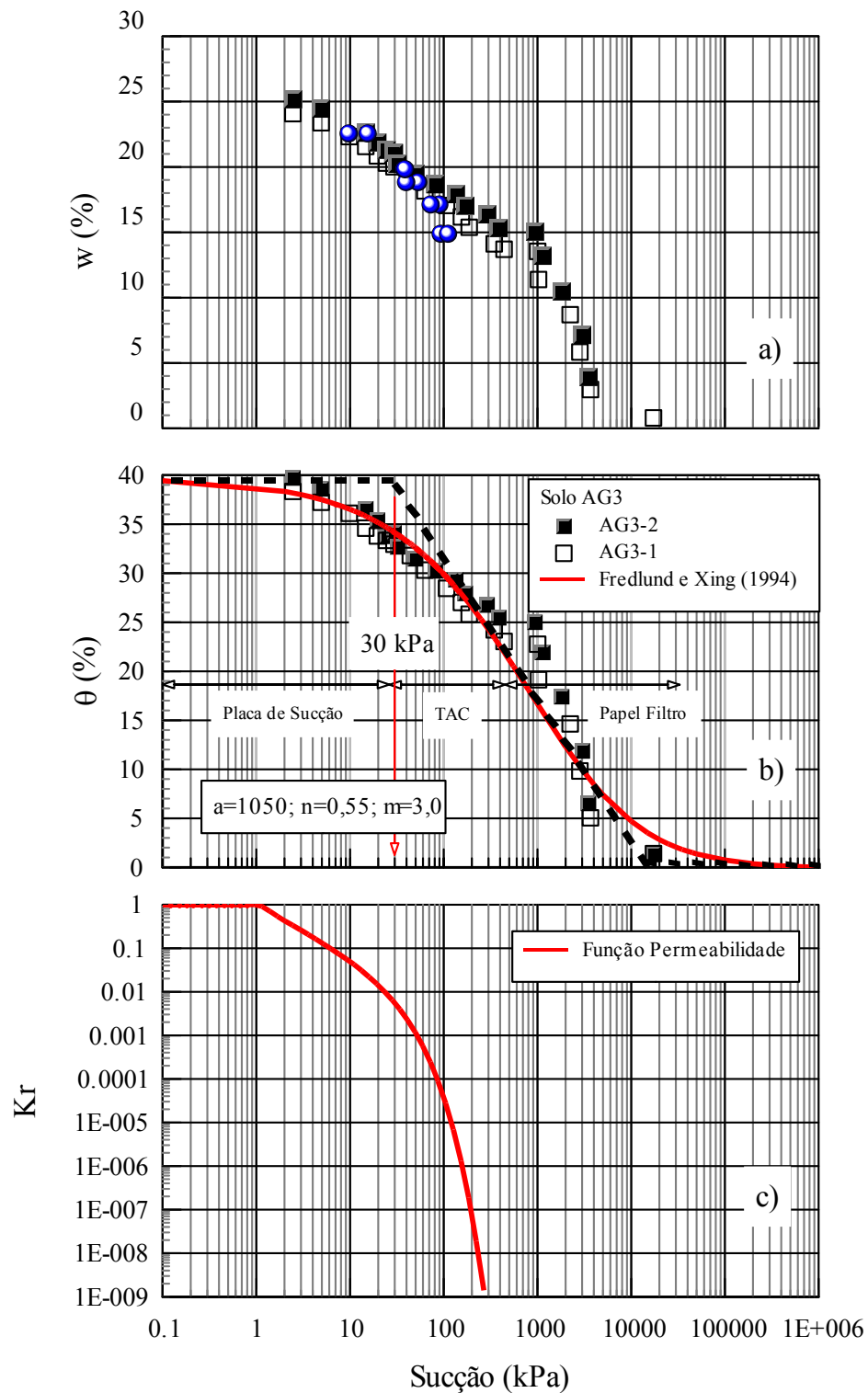


Figura 4-12 – Propriedades hidráulicas do solo AG3: a) relação entre a curva de retenção e os valores de sucção obtidos em diversas unidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.

AG2 (50% Gnaisse + 50% Areia)

Para o solo AG2, foram moldados dois corpos de prova (AG2-1 e AG2-2) nas mesmas condições iniciais de moldagem, de acordo com o item 4.2.1.3. Os corpos foram saturados com aspersão de água até atingir um estado próximo da saturação. Em seguida, determinou a curva pelo caminho de secagem. A Figura 4-13 apresenta as curvas características em três formas distintas: Sucção *versus* Grau de Saturação, Sucção *versus* Umidade Volumétrica e Sucção *versus* Umidade Gravimétrica. Nas mesmas Figuras estão os pontos (losangos) obtidos da curva de retenção pelo caminho de umedecimento. A Figura 4-13 (d) apresenta a variação do índice de vazios em função da sucção. Nota-se novamente que os corpos de prova (AG2-1 e AG2-2) se contraíram à medida que se aumentava a sucção, até um valor limite. A partir desse valor limite, a redução do índice de vazios é desprezível.

Na Figura 4-14 (a) os valores de sucção obtidos durante a curva de compactação foram incluídos junto com a curva de retenção. A umidade gravimétrica de moldagem para o solo AG2 foi de 12,5%. Entretanto, na Figura 4-14 (a), o valor de sucção correspondente à umidade gravimétrica de 15% na curva de retenção (≈ 60 kPa), é maior do que o valor de sucção medido durante a curva de compactação (≈ 20 kPa). O solo AG2, por apresentar uma grande quantidade de areia, provavelmente apresenta uma estrutura similar, tanto para o ramo seco de compactação quanto para o ramo úmido.

Na Figura 4-14 (b) é apresentado o ajuste da curva de retenção em função da umidade volumétrica pela proposta Fredlund e Xing (1994). As constantes do ajuste a , n e m são respectivamente 800, 0,55 e 3,5 e θ_s igual a 35,1 %. São apresentados também, ao longo da curva, os métodos utilizados e as respectivas faixas de aplicação na determinação da curva. Na mesma figura é obtido o valor de sucção correspondente à entrada de ar. O valor obtido para o solo AG2 foi de 12 kPa.

A função permeabilidade obtida está mostrada na Figura 4-14 (c).

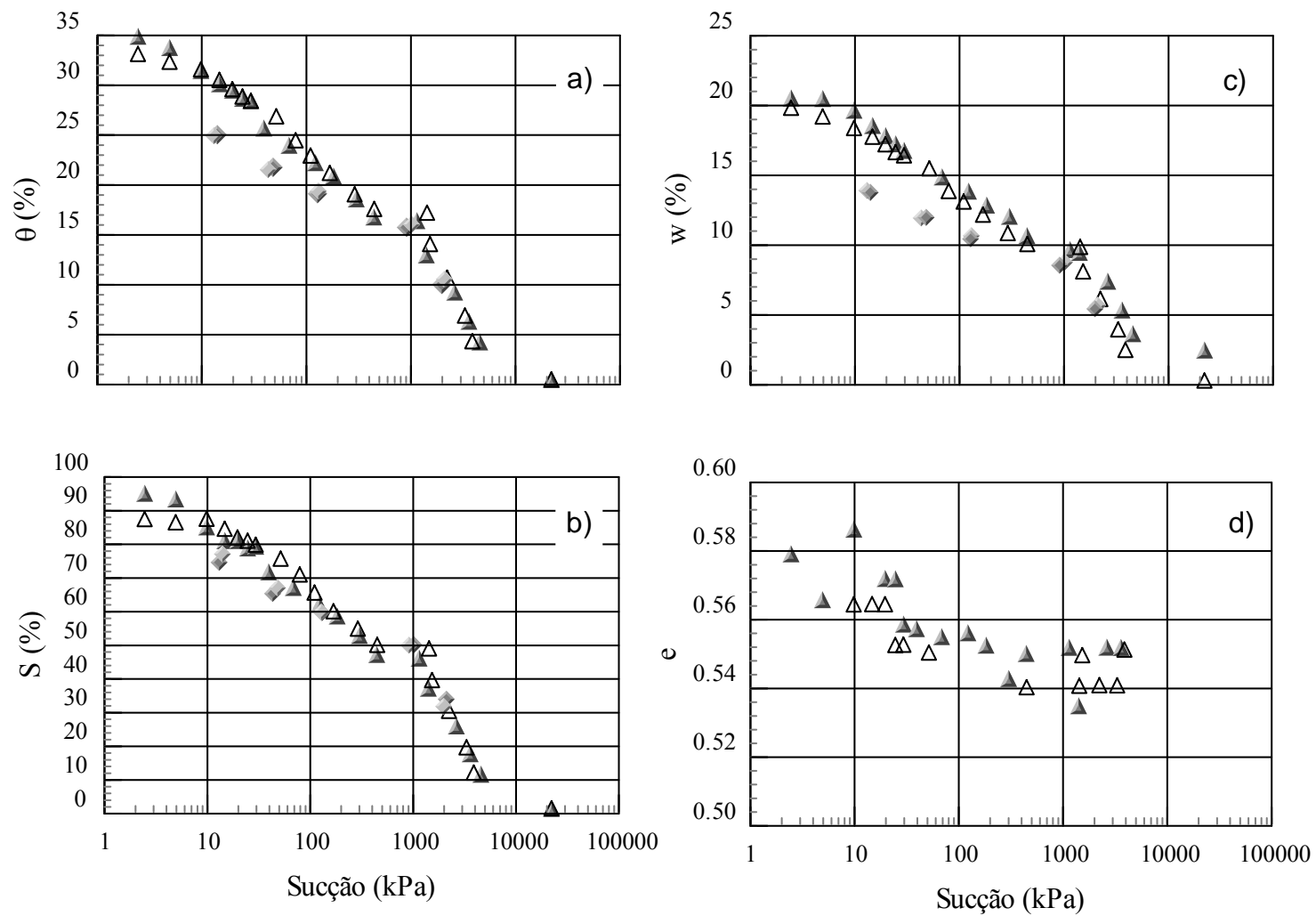


Figura 4-13 – Curva de retenção para o solo AG2: a) relação entre a umidade volumétrica e a sucção; b) relação entre o grau de saturação e a sucção; c) relação entre a umidade gravimétrica e a sucção; d) relação entre o índice de vazios e a sucção.

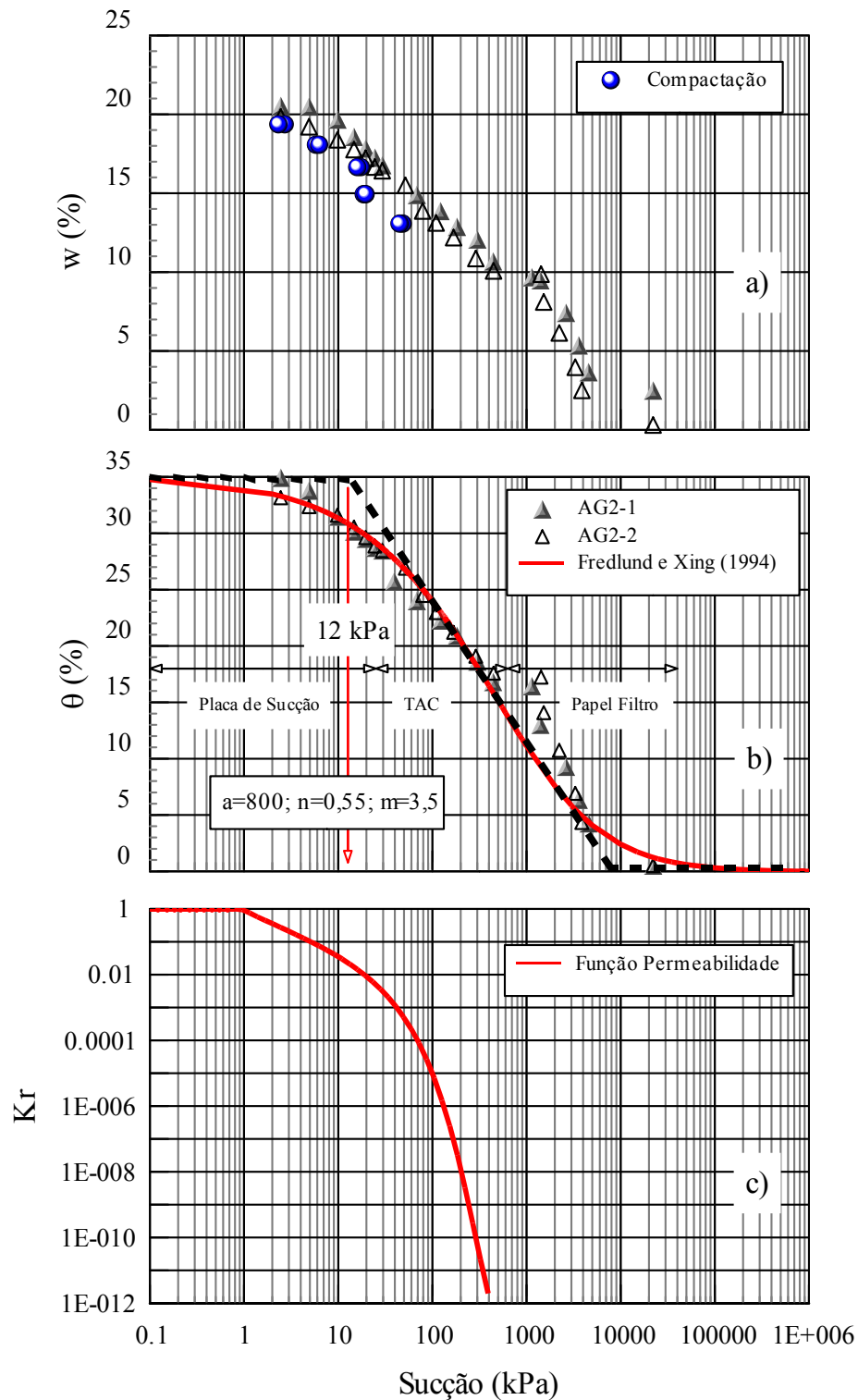


Figura 4-14 – Propriedades hidráulicas do solo AG2: a) relação entre a curva de retenção e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.

AG1 (25% Gnaisse + 75% Areia)

Para o solo AG1, foram moldados quatro corpos de prova (AG1-1, AG1-2, AG1-3 e AG1-4) nas mesmas condições iniciais de moldagem, de acordo com o item 4.2.1.3. Os corpos foram saturados com aspersão de água até atingir um estado próximo da saturação. Em seguida, determinou-se a curva pelo caminho de secagem. Em relação aos outros solos, os corpos de prova do solo AG1 foram deixados em moldes plásticos durante a saturação e ao longo do caminho de secagem para a obtenção da curva de retenção. Os moldes plásticos foram necessários para evitar perda de material durante o manuseio dos corpos de prova. Entretanto, com a utilização dos moldes, as variações volumétricas dos corpos de prova não foram obtidas.

A Figura 4-15 apresenta as curvas características em três formas distintas: Sucção *versus* Grau de Saturação, Sucção *versus* Umidade Volumétrica e Sucção *versus* Umidade Gravimétrica.

Na Figura 4-16 (a), os valores de sucção obtidos durante a curva de compactação foram incluídos junto com a curva de retenção. Na Figura 4-16 (b) é apresentado o ajuste da curva de retenção em função da umidade volumétrica pela proposta Fredlund e Xing (1994). As constantes do ajuste a , n e m são respectivamente 2, 3,00 e 0,35 e θ_s igual a 34,0 %. São apresentados também, ao longo da curva, os métodos utilizados e as respectivas faixas de aplicação na determinação da curva. Na mesma figura é obtido o valor de sucção correspondente à entrada de ar. O valor obtido para o solo AG1 foi de aproximadamente 1 kPa. A partir de 800 kPa de sucção, a curva ajuste afasta-se dos pontos medidos experimentalmente (Figura 4-16, b).

A função permeabilidade obtida está mostrada na Figura 4-16 (c).

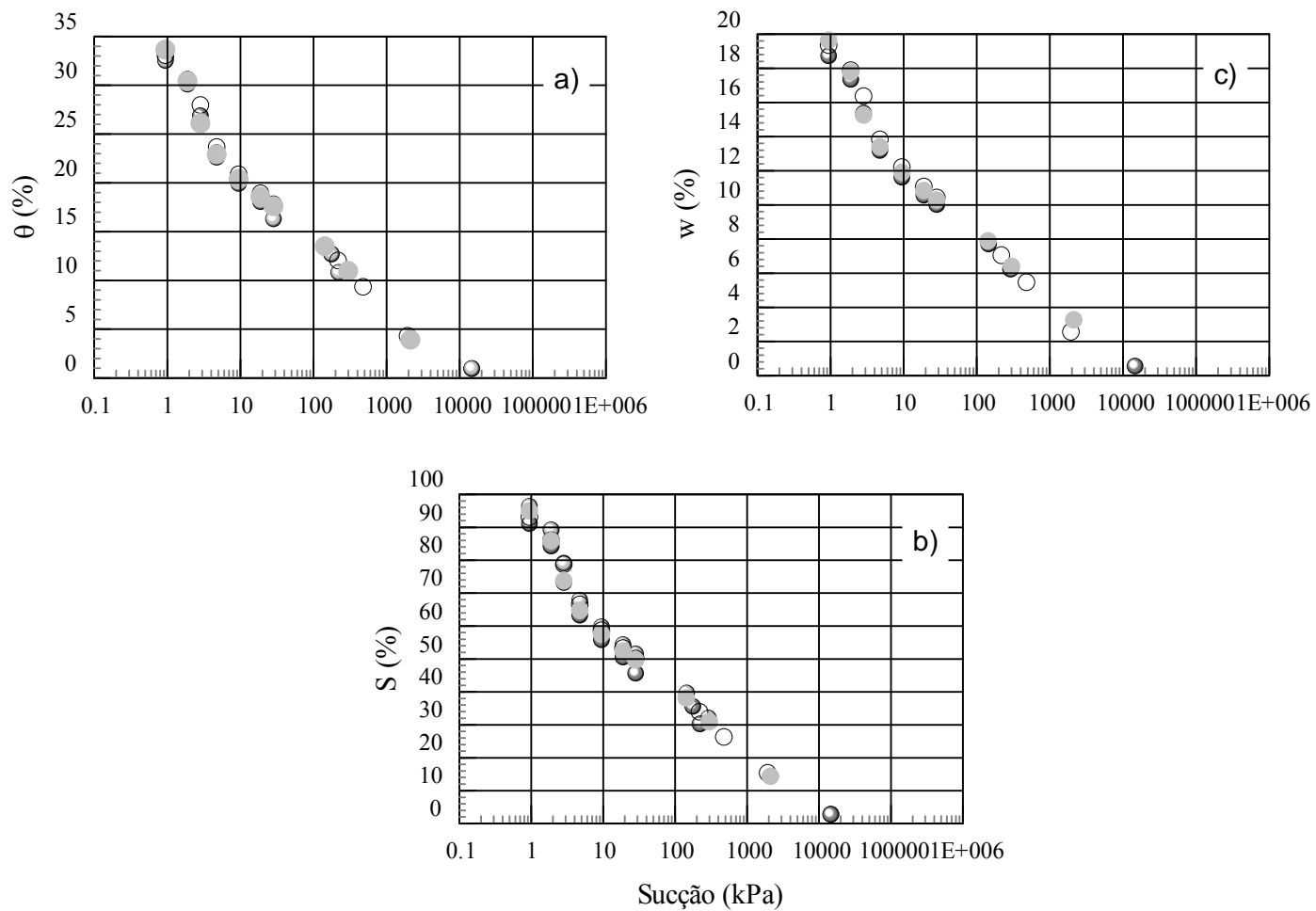


Figura 4-15 - Curva de retenção para o solo AG1: a) relação entre a umidade volumétrica e a sucção; b) relação entre o grau de saturação e a sucção; c) relação entre a umidade gravimétrica e a sucção.

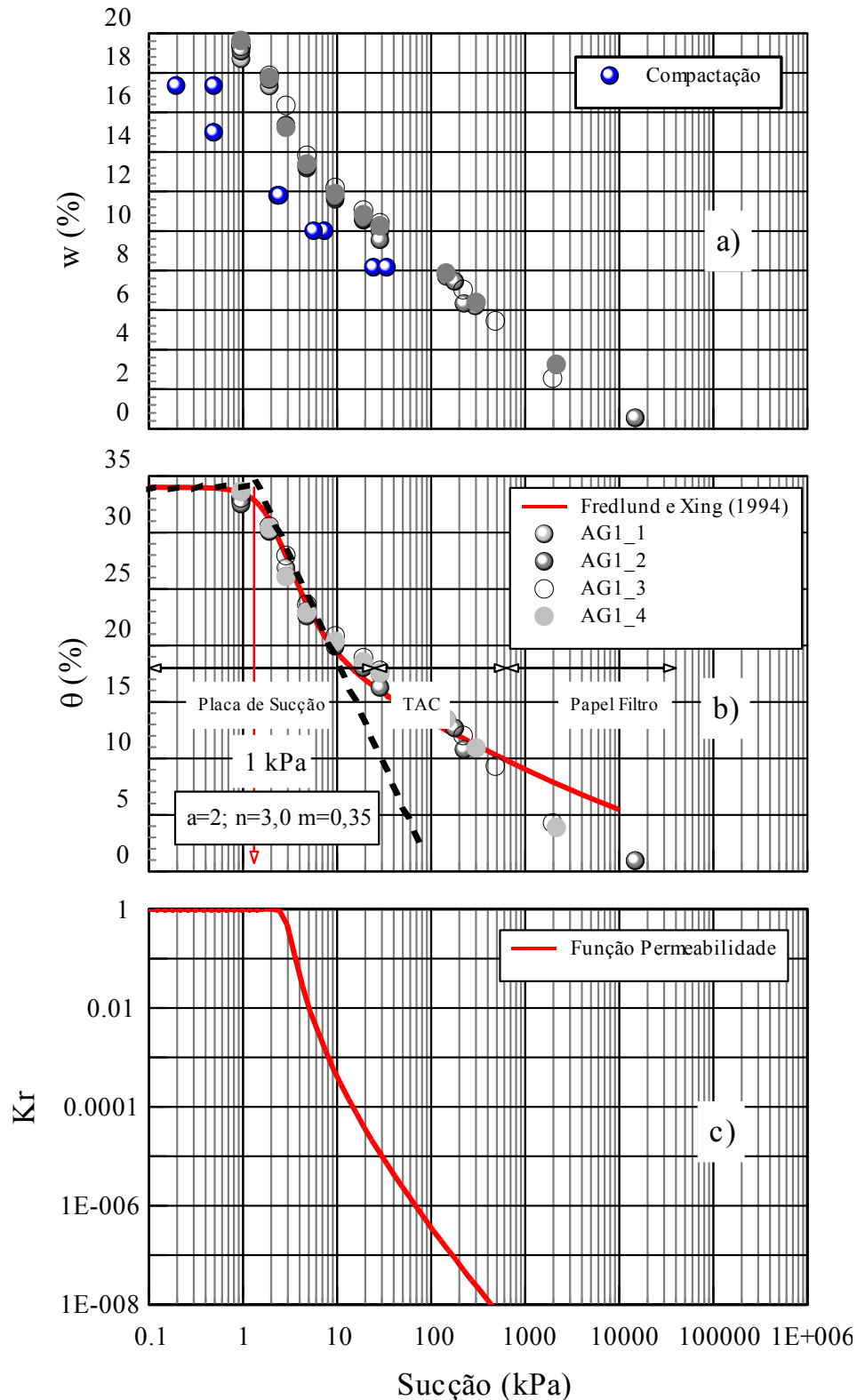


Figura 4-16 - Propriedades hidráulicas do solo AG1: a) relação entre a curva de retenção e os valores de sucção obtidos em diversas umidades de moldagem para a curva de compactação; b) Ajuste por Fredlund e Xing (1994) para os pontos experimentais em função da umidade volumétrica; c) Função permeabilidade obtida a partir da curva de retenção.

Areia (Solo Matriz)

O solo Areia faz parte do trabalho que está sendo realizado por Teixeira (2006), portanto, a obtenção da sua curva de retenção não foi repetida neste trabalho. Na Figura 4-17 estão apresentados os resultados experimentais obtidos por Teixeira (2006). O ajuste da curva de retenção pela proposta de Fredlund e Xing (1994) também é apresentado na Figura 4-17. As constantes do ajuste a , n e m são respectivamente 2, 4,5 e 1,0 e θ_s igual a 32,6 %. O valor da sucção de entrada de ar para o solo Areia é de 1 kPa.

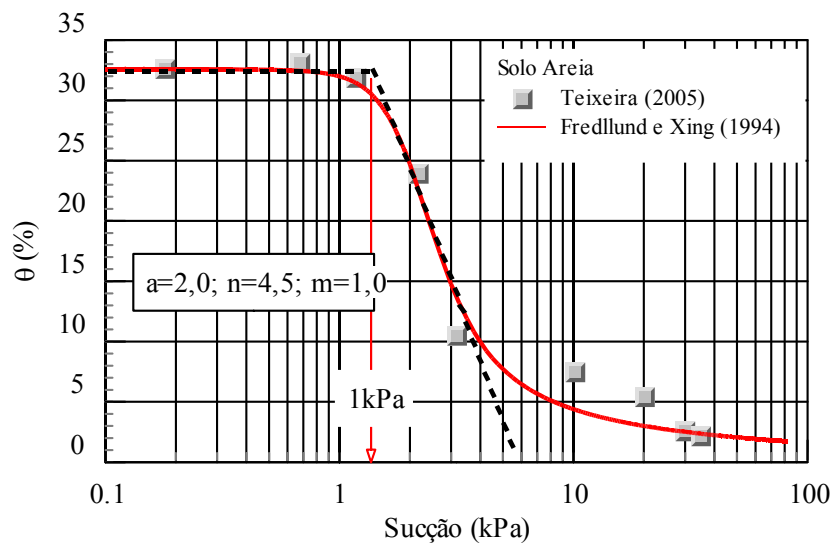


Figura 4-17 - Curva de retenção do solo Areia, apresentando a relação entre a umidade volumétrica e a sucção, Teixeira (2006) e o ajuste por Fredlund e Xing (1994).

A diferença no comportamento da curva de retenção para os solos analisados pode ser resumida na Figura 4-18 (a). Nota-se que à medida que se aumenta o teor de areia no solo, os valores da sucção de entrada de ar e da umidade volumétrica saturada diminuem. É interessante verificar que a relação entre o aumento da sucção de entrada de ar e o aumento da umidade volumétrica na condição saturada, em função do teor de areia no solo, é aproximadamente linear, como apresentada na Figura 4-18 (b).

A relação obtida na Figura 4-18 (b) é válida para os solos estudados nesta pesquisa, sujeitos a remodelagem e aos esforços de compactação. Esta relação linear entre a sucção de entrada de ar e a umidade volumétrica na condição saturada, provavelmente não será válida para amostras indeformadas, que apresentam estrutura e distribuição dos poros peculiares.

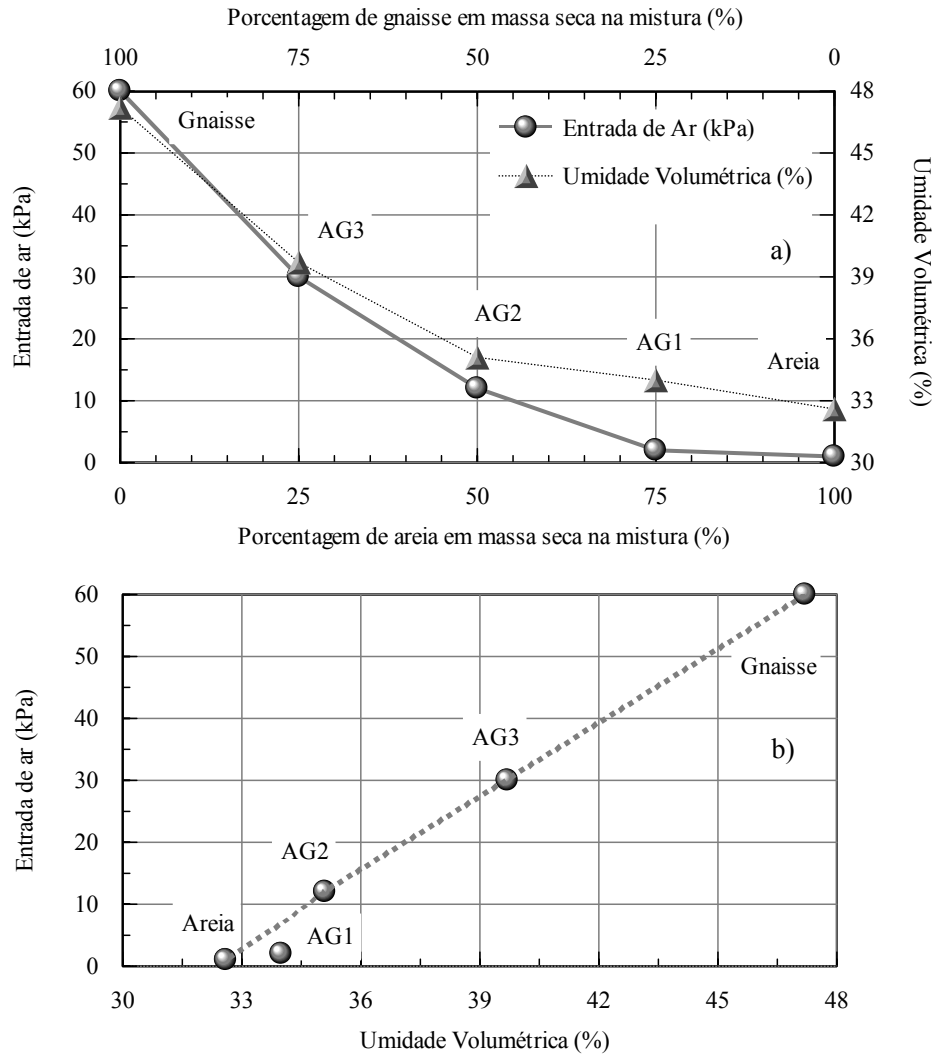


Figura 4-18 – a) Comportamento dos valores de sucção de entrada de ar e da umidade volumétrica saturada, para a condição inicial de moldagem, em função da granulometria de cada solo; b) Relação entre os valores de entrada de ar e a umidade volumétrica na condição saturada.

Este comportamento é similar ao apresentado na Figura 2-3, onde se conclui que a umidade volumétrica saturada e o valor de entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo. Para valores baixos de sucção, a quantidade de água retida no solo, depende, principalmente, dos efeitos de capilaridade, que está diretamente ligada com a distribuição granulométrica e estrutura do solo.

4.2.3. RESISTÊNCIA

Com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência dos solos, optou-se por determinar os valores de resistência na condição saturada pelo ensaio de cisalhamento direto e os valores de resistência na condição não saturada pelo ensaio de compressão simples com medida de sucção. A seguir serão apresentadas as características de cada ensaio e os respectivos resultados obtidos.

4.2.3.1. Condição saturada – Cisalhamento Direto

Para se obter os parâmetros de resistência para os solos na condição saturada, ou seja, os parâmetros c' e ϕ' , optou-se por utilizar o ensaio de cisalhamento direto. Apesar de ser um ensaio em que se depara com algumas críticas (análise complexa do estado de tensões durante o cisalhamento; a imposição de um plano de cisalhamento e a impossibilidade de se obter os parâmetros de deformabilidade do solo), não deixa de ser um ensaio bastante versátil e útil quanto à obtenção apenas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

É importante ressaltar que no ensaio de cisalhamento direto não se tem um controle da saturação da amostra. O corpo de prova é ensaiado numa condição inundada. Entretanto, os parâmetros obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto serão considerados como representativos dos corpos de prova no estado saturado.

A Figura 4-19 apresenta o sistema completo do equipamento cisalhante (sistemas de aplicação das forças normais e cisalhantes e os transdutores) e, de forma mais detalhada, os componentes que formam a caixa cisalhante.

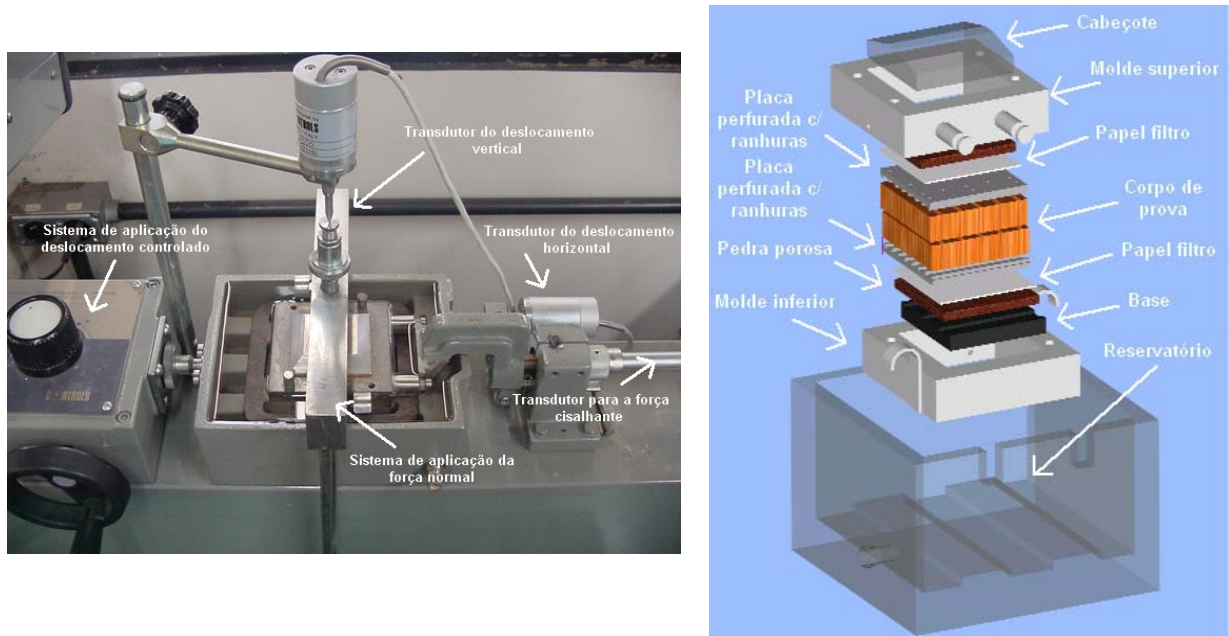


Figura 4-19 – Esquema ilustrativo dos componentes utilizados no ensaio de cisalhamento direto.

Para a preparação e ruptura dos corpos de prova, foram adotados alguns critérios para se garantir a saturação do corpo de prova antes da ruptura. Todos os corpos de prova foram compactados na umidade inicial pré-estabelecida (Tabela 4-3) e inicialmente adensados sob a tensão normal de ensaio. O início da fase de ruptura apenas se iniciou após aproximadamente 24 horas do início do adensamento. Os corpos de prova com secção transversal de 36 cm^2 e altura de $3,06 \text{ cm}$ foram rompidos com uma velocidade de cisalhamento constante de $0,0266 \text{ mm/min}$. A velocidade de cisalhamento foi determinada de acordo com o procedimento proposto por Head (1986). A velocidade de cisalhamento é função das características de drenagem da amostra (permeabilidade e espessura do corpo de prova). Uma vez que o coeficiente de permeabilidade está relacionado com o coeficiente de consolidação, obtido no ensaio de adensamento, este fornece dados para estimar o tempo necessário para que a ruptura ocorra com a drenagem da água do interior do corpo de prova, sem que ocorra excesso de poro-pressão da água.

Da Figura 4-20 à Figura 4-24, estão apresentadas às envoltórias de ruptura para o Gnaisse, AG3, AG2, AG1 e Areia respectivamente. O solo Areia foi ensaiado com seu grau de compactidade máximo, o que corresponde a um índice de vazios mínimo de $0,58$.

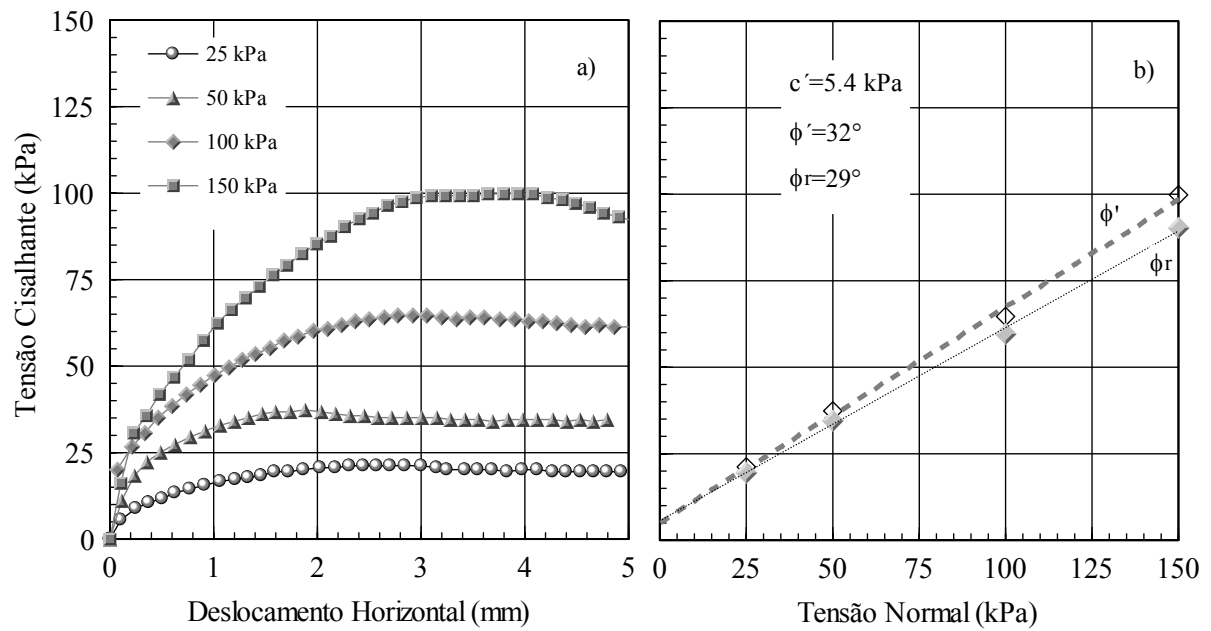


Figura 4-20 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo Gnaiss: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r .

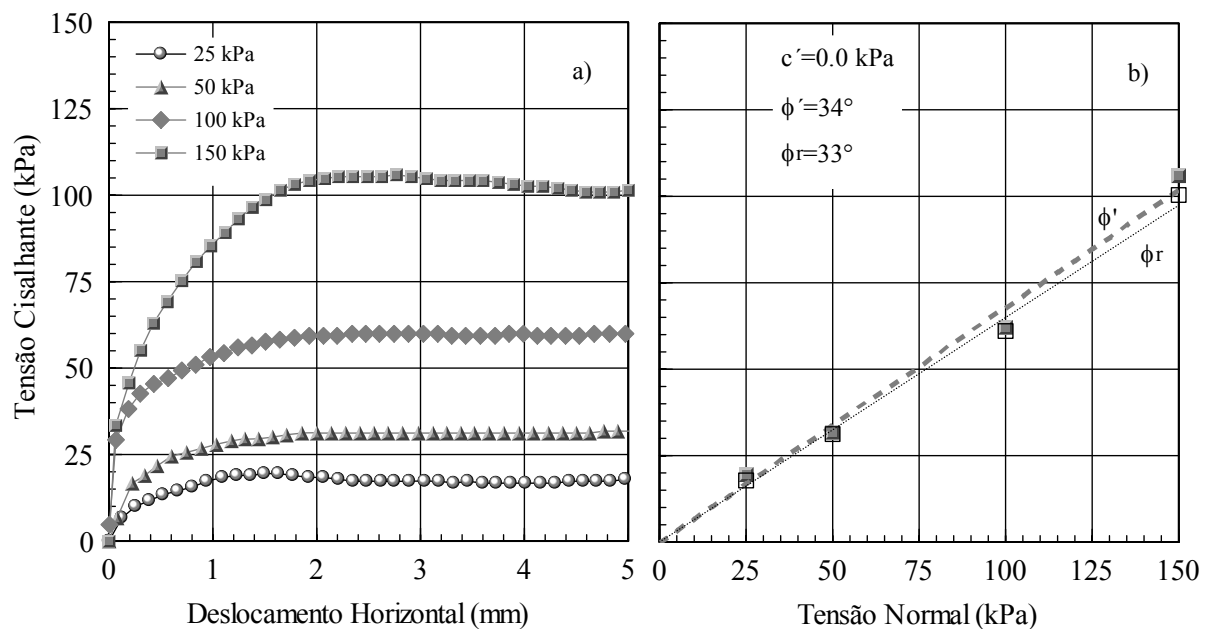


Figura 4-21 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo AG3: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r .

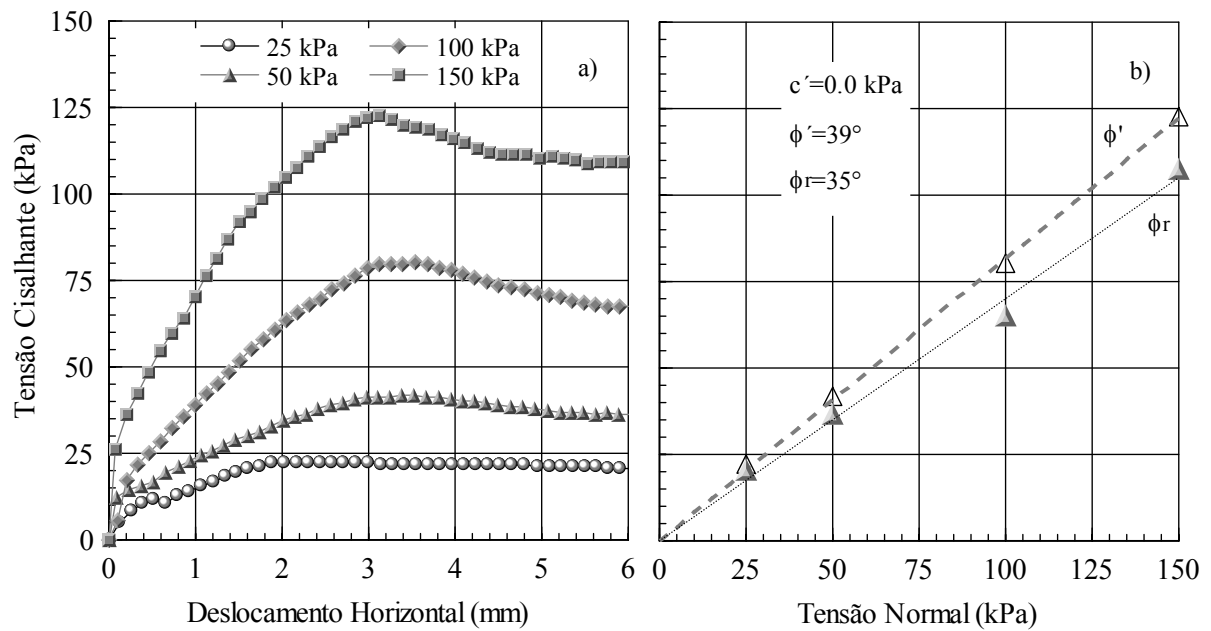


Figura 4-22 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo AG2: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r .

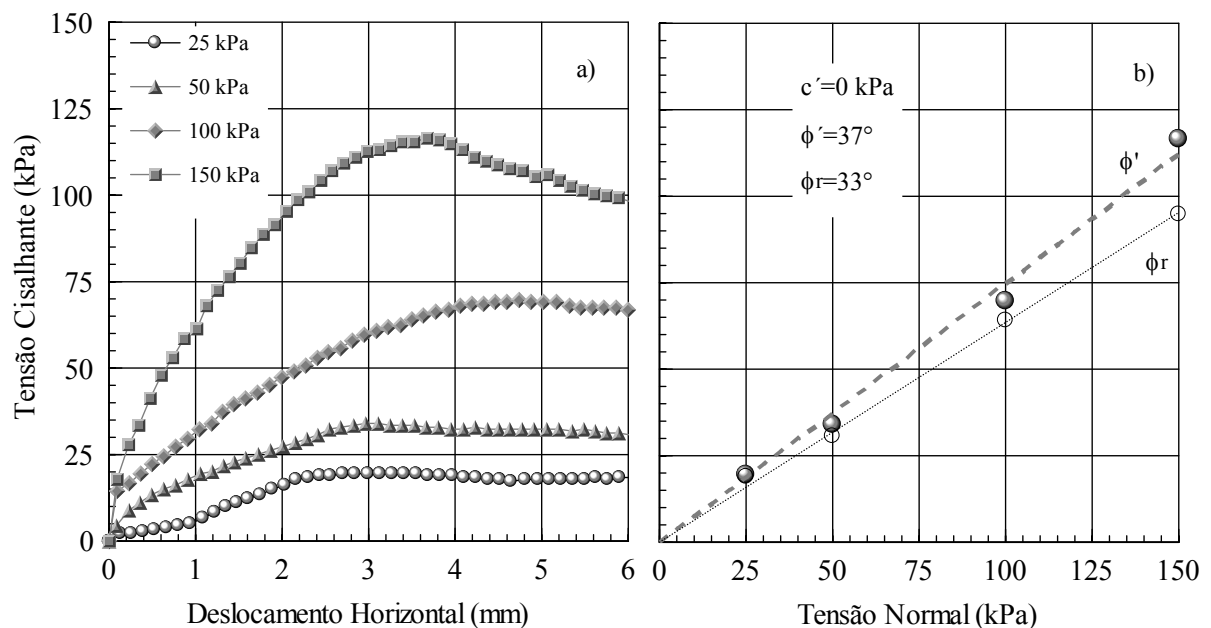


Figura 4-23 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo AG1: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r .

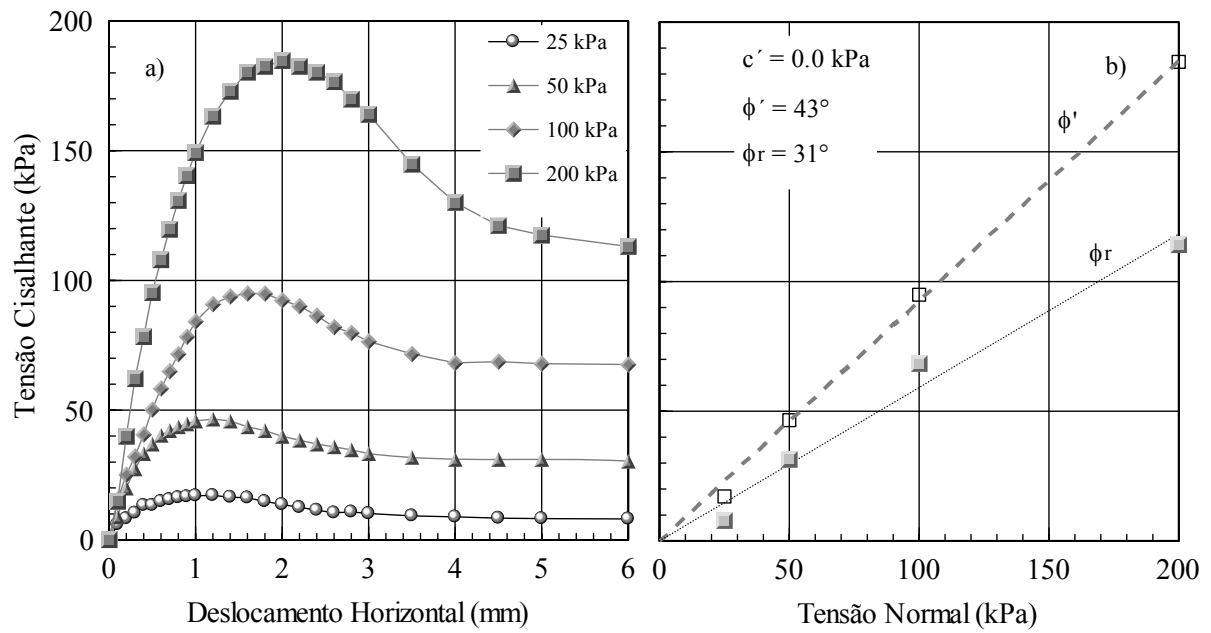


Figura 4-24 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada para o solo Areia: a) relação tensão cisalhante e deslocamento horizontal; b) envoltória de ruptura definindo os parâmetros c' , ϕ' e ϕ_r .

Um resumo dos parâmetros de resistência na condição saturada (ângulos de atrito de pico e residual e coesão) é mostrado na Tabela 4-7.

Tabela 4-7 – Resumo dos parâmetros de resistência na condição saturada obtido por cisalhamento direto.

Parâmetros de Resistência	Gnaisse	AG3	AG2	AG1	Areia
c' (kPa)	5,4	0	0	0	0
ϕ' (°)	32,0	34,0	39,0	37,0	43,0
ϕ_r (°)	29,0	33,0	35,0	33,0	31,0

A Figura 4-25 apresenta a relação entre os parâmetros de resistência efetivos em função da porcentagem de areia em cada mistura.

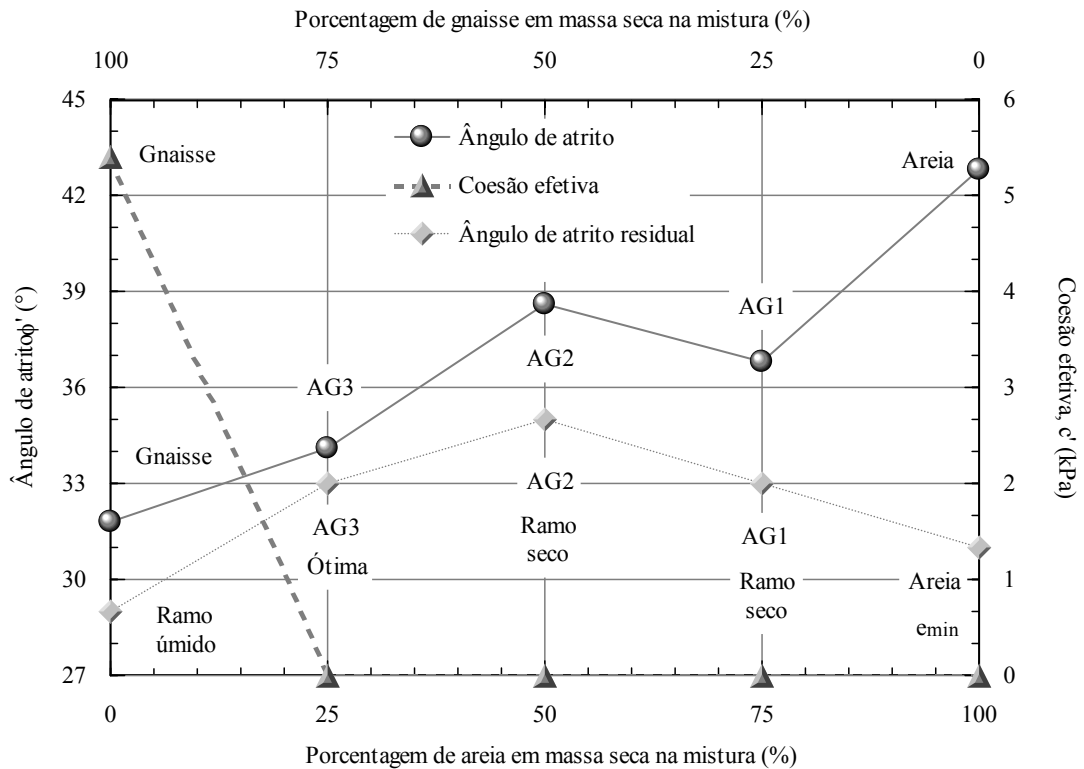


Figura 4-25 - Relação entre os valores de ângulo de atrito (pico e residual) e coesão efetiva em função da granulometria de cada solo.

No Apêndice A, estão apresentadas as curvas deslocamento vertical (Δv) *versus* deslocamento horizontal (h) para os solos Gnaisse, AG3, AG2, AG1 e Areia. Com exceção do solo Areia, todos os outros solos apresentaram um pequeno recalque durante a etapa de cisalhamento (menor que 2% da altura inicial dos corpos de prova). Já o solo areia, apresentou um pequeno recalque inicial e em seguida uma expansão. Para a tensão normal de 25 kPa, a amostra expandiu verticalmente 14%, correspondente ao valor inicial do corpo de prova. A diferença no comportamento da resistência de pico e residual para a areia (12°) pode ser explicada pelo comportamento dilatante da areia durante a etapa de cisalhamento, como pode ser observada na Figura A-5, no Apêndice A.

4.2.3.2. Condição de não saturação – Compressão Simples

O ensaio de compressão simples com medida de sucção é um caso especial do teste de compressão triaxial não drenado à água. No início do ensaio, o corpo de prova apresenta uma sucção inicial sendo igual ao valor da pressão de água negativa, pois é assumido que a pressão do ar nos vazios é igual à pressão atmosférica. O corpo de prova é cisalhado pela aplicação de uma carga axial até atingir a ruptura. A tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) é igual à tensão principal maior, σ_1 , uma vez que não há pressão confinante. Durante este ensaio, mede-se a sucção do corpo de prova, em vez de se controlar.

A Figura 4-26 ilustra duas possíveis trajetórias de tensões que podem ocorrer durante um teste de compressão simples. O estado de tensão inicial é representado pelo ponto A onde o corpo de prova tem uma tensão confinante nula. Se a sucção diminuir durante o teste de compressão direta, a trajetória de tensões seguirá do ponto A até o ponto B. Se a sucção permanecer constante durante o ensaio de compressão simples, a trajetória é representada pela reta AC. Um terceiro caso, que não está apresentado na Figura 4-26, é quando a sucção aumenta durante o ensaio.

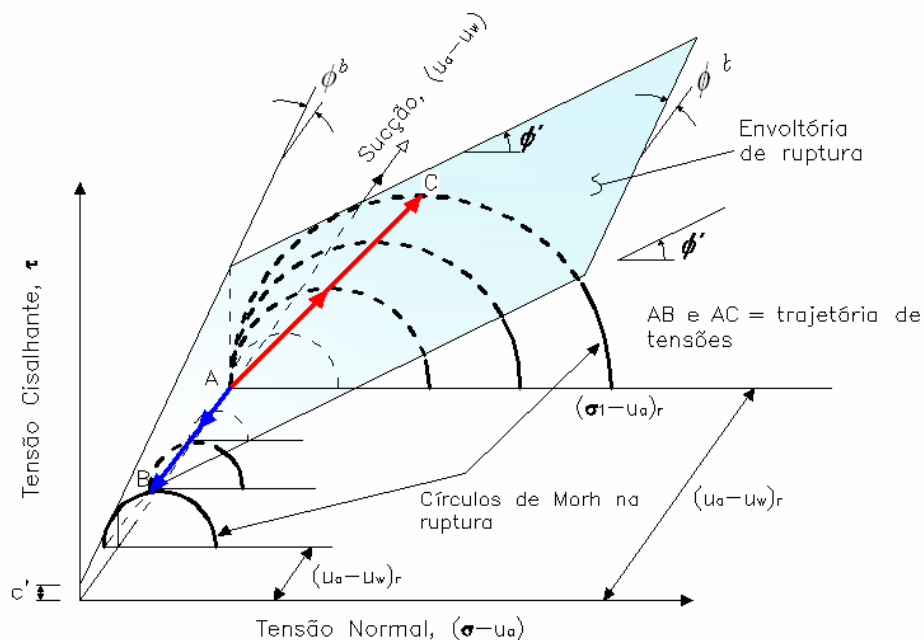


Figura 4-26 – Possíveis caminhos de tensão durante um teste de compressão simples: AC – sucção constante durante a compressão e AB – redução da sucção inicial durante a compressão, Fredlund e Rahardjo (1993).

Abramento (1988) apresenta resultados de ensaios de compressão simples em corpos de prova preparados em iguais umidades de moldagem, acrescentando em seguida certa quantidade de água até atingir o grau de saturação desejado, com o objetivo de se verificar a variação de resistência ao cisalhamento com o grau de saturação do solo. O autor verificou que a resistência à compressão simples apresenta uma queda acentuada com o aumento do grau de saturação, para graus de saturação dos corpos de prova entre 65 e 85%. Oliveira e Marinho (2003) apresentaram resultados de ensaios de compressão simples, nos quais se mediu a sucção durante a compressão simples com auxílio de um TAC, em vários corpos de prova moldados em condições iniciais de moldagem e variando em seguida o grau de saturação dos corpos de prova. Oliveira e Marinho (2003) utilizaram com sucesso o ensaio de compressão simples para se obter a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção de ruptura, obtendo-se neste caso os valores de ϕ^b .

A Figura 4-27 ilustra de forma esquemática o aparato utilizado para os ensaios de compressão simples. Esse aparato é o mesmo utilizado por Oliveira e Marinho (2003). Pode-se destacar na Figura 4-27 (a) os principais componentes do sistema utilizado na compressão, entre eles, o anel dinamométrico, o extensômetro e a prensa com sistema de deformação controlada. Na Figura 4-27 (b), tem o detalhe do posicionamento do tensiômetro de alta capacidade (TAC), situado na base do corpo de prova, cuja finalidade é obter os valores de sucção durante o cisalhamento. Para se garantir uma continuidade hidráulica entre a água presente no corpo de prova e a pedra porosa, foi utilizada uma pasta preparada com o mesmo solo e com teor de umidade próxima ao limite de liquidez. Este procedimento foi similar ao adotado por Oliveira (2004). O TAC está acoplado a um sistema de leitura automática, formado por um conversor A/D, um computador e o *software TRIAX*, desenvolvido pela Universidade de Durhan.

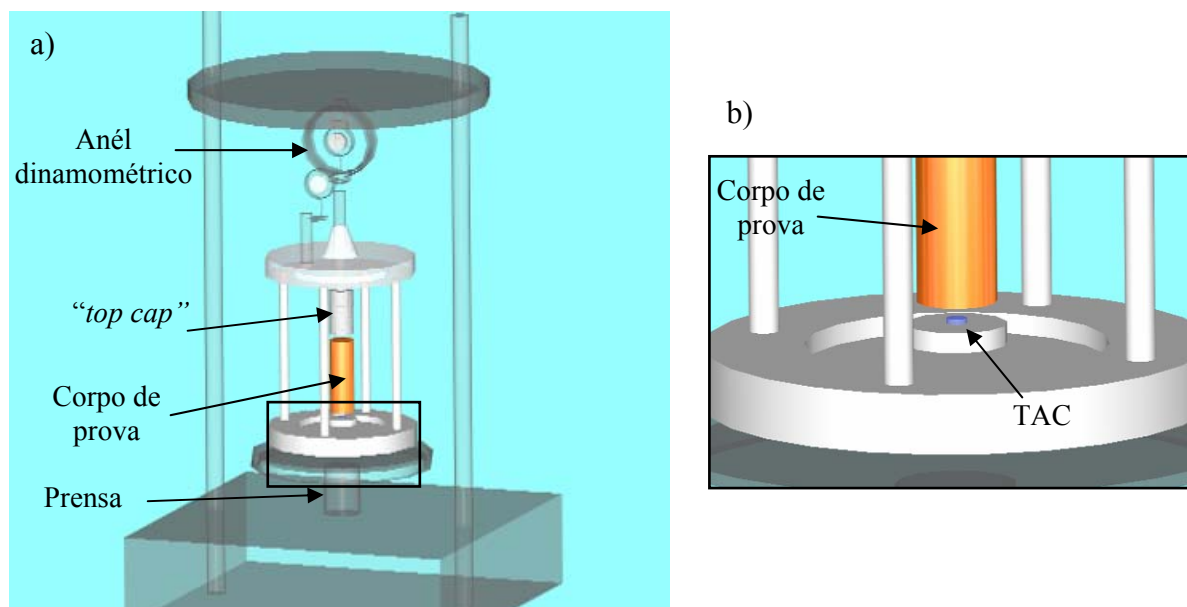


Figura 4-27 – Aparato utilizado para os ensaios de compressão simples: a) visão geral; b) visão detalhada do contato entre o corpo de prova e o tensiômetro de alta capacidade.

Os corpos de prova foram confeccionados utilizando-se um molde tripartido, com diâmetro interno de 3,8 cm e altura de 8,02 cm, totalizando um volume interno total de 90,9 cm³. A preparação dos corpos de prova com o molde tripartido permite melhor controle da massa específica no final da compactação e evita a etapa de moldagem do corpo de prova, reduzindo, desta forma, possíveis perturbação no corpo de prova e alterações dos seus índices físicos.

Para se obter corpos de prova com diferentes sucções iniciais no início do ensaio, os mesmos foram submetidos a dois processos distintos (umedecimento e secagem): uma parte dos corpos de prova foi umedecida com aspersão de água destilada, até se obter um grau de saturação maior que o inicial; outro grupo foi deixado exposta ao ar, até se obter um grau de saturação menor que o inicial, sendo que, neste grupo, um corpo de prova foi deixado exposto ao ar até que entrasse em equilíbrio com o ambiente; uma terceira parte permaneceu com grau de saturação igual ao de moldagem. Após esta etapa, os corpos de prova foram armazenados em uma caixa de isopor durante dois dias, protegidos com papel filme e papel alumínio. Assim, evitou-se troca de umidade com o ambiente e garantiu equilíbrio de umidade no interior do corpo de prova. Adotou-se o método de ensaio de compressão simples com deformação controlada. A velocidade do deslocamento da prensa foi de 0,3 mm/min.

O intercepto de coesão para cada nível de sucção pode ser obtido da análise da Figura 4-28. Em um gráfico com os eixos das abscissas representando a tensão normal e o eixo das ordenadas representando a tensão cisalhante, e conhecendo-se o valor do ângulo de atrito efetivo do solo, obtêm-se o intercepto de coesão no eixo das ordenadas. Analisando a Figura 4-28, geometricamente, pode-se facilmente representar o valor de c pela Equação (4-1).

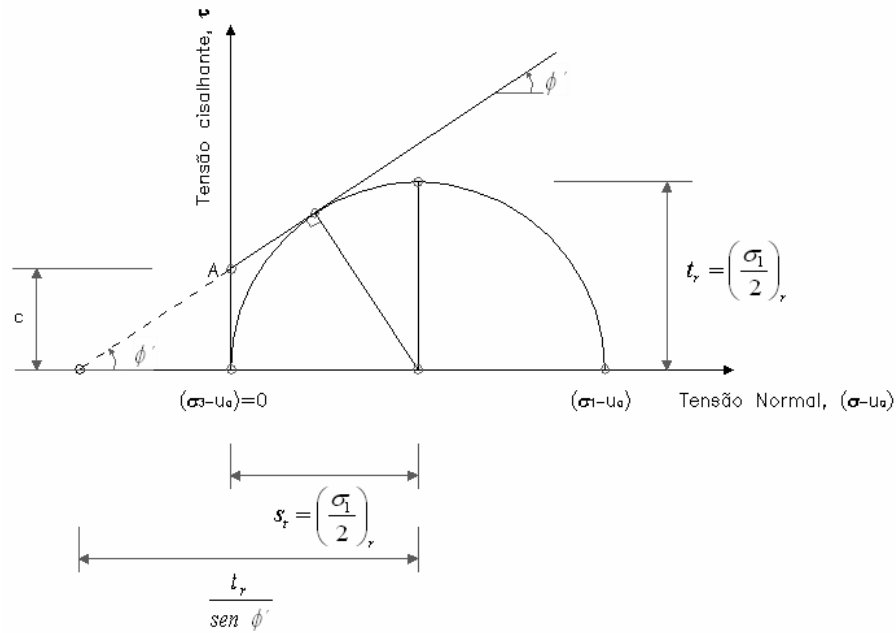


Figura 4-28 – Procedimento analítico para se obter o intercepto de coesão.

$$c = tg\phi' \left(\frac{t_r}{\text{sen}\phi'} - s_t \right) \quad (4-1)$$

Para os ensaios de compressão simples, o valor de t_r é igual ao valor de s_r (Equação (4-2)).

$$t_r = s_r = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right)_r \quad (4-2)$$

Substituindo a Equação (4-2) na Equação (4-1), obtêm-se a relação entre a coesão aparente e a tensão normal de ruptura (Equação (4-3)).

$$c = \frac{\sigma_1}{2} \cos\phi'^{-1} (1 - \text{sen}\phi') \quad (4-3)$$

Onde: t_r é a tensão desviadora dividida por dois; s_t é a média das tensões normais na ruptura (para o caso do ensaio de compressão simples, é o próprio valor de t_r) e ϕ' é o valor do ângulo de atrito efetivo.

Para cada valor de sucção na ruptura, tem-se um valor de c . O ϕ^b representa a variação da coesão com a variação da sucção na ruptura. O valor de ϕ^b pode ser representado pela Equação (4-4).

$$\phi^b = \text{arc tg} \frac{dc}{d(u_a - u_w)} \quad (4-4)$$

Onde: dc representa a variação da coesão; $d(u_a - u_w)$ representa a variação da sucção.

Ajustes dos parâmetros de resistência

Neste trabalho realizou-se um ajuste hiperbólico para os valores obtidos experimentalmente, na relação entre a coesão aparente e a sucção na ruptura. O ajuste hiperbólico foi realizado segundo a proposta de Futai (2002), na qual a função faz o parâmetro c variar entre a condição saturada, para um valor de sucção tendendo ao infinito (extremamente seca).

$$c_{(s)} = c' + (c_{(u_a - u_w = \infty)} - c')(1 - 10^{-a(u_a - u_w)}) \quad (4-5)$$

Onde: $c_{(s)}$ representa o intercepto de coesão aparente; c' é a coesão efetiva para o solo na condição saturada; $c_{(u_a - u_w = \infty)}$ representa a máxima coesão do solo; a é um parâmetro de ajuste da coesão aparente.

De acordo com Futai (2002), a Equação (4-5) somente pode ser utilizada para solos que apresentem coesão sempre crescente com a sucção. Para se determinar a coesão na condição da sucção tendendo para o infinito ($c_{(u_a - u_w = \infty)}$), os corpos de prova foram deixados expostos ao ar, até ser atingido o equilíbrio. Nesta pesquisa, o equilíbrio entre a amostra e o ambiente foi considerado quando o peso do corpo de prova não se alterasse ao longo de duas leituras consecutivas, correspondendo ao tempo de 24 horas. Na Figura 4-29 está apresentado o comportamento normalizado da massa dos corpos de prova expostos ao ar, em função do tempo. A massa normalizada é expressa pela relação entre a massa do corpo de prova inicial (constante) e a massa do corpo de prova ao longo do tempo, durante o equilíbrio com o ambiente.

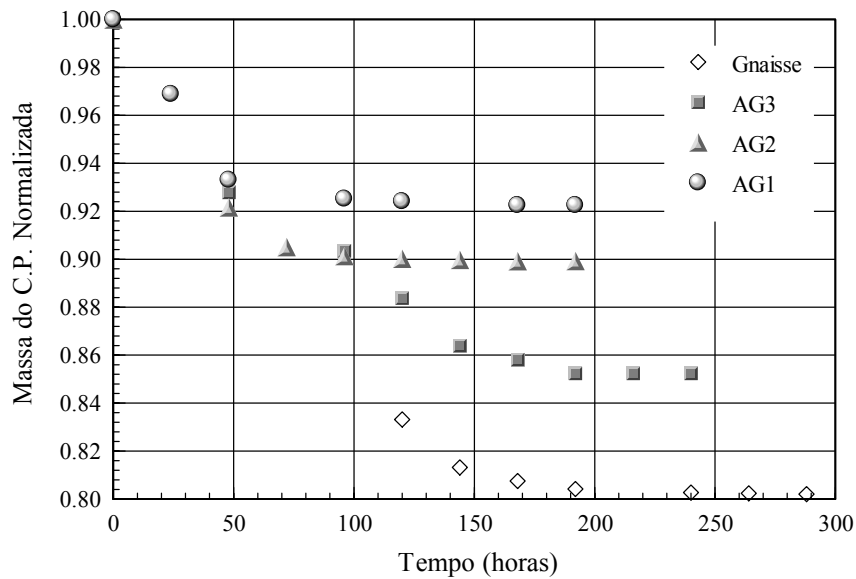


Figura 4-29 – Comportamento da massa dos corpos de prova expostos ao ar, em função do tempo, para os solos utilizados nos ensaios de compressão simples.

Analisando a Figura 4-29, fica evidente a diferença de comportamento entre os solos ensaiados. Os corpos de prova de solo Gnaisse necessitaram de um tempo maior para entrar em equilíbrio com o ambiente. Por outro lado, os corpos de prova de solo AG1 entraram em equilíbrio em um menor tempo. Essa diferença de comportamento provavelmente se deve por o solo Gnaisse, em relação à condição de moldagem, apresentar maior umidade volumétrica em relação aos outros solos, e o solo AG1 por apresentar a menor. Pode-se acrescentar nessa análise os valores de permeabilidade para cada solo.

Para a aplicação dos métodos de previsão de resistência para os solos não saturados foi obtida a projeção da envoltória de ruptura, correspondente aos ensaios de compressão simples, para o valor de s igual a zero. A obtenção da equação desta projeção está ilustrada esquematicamente na Figura 4-30. Os pontos a , b e c , relacionados à máxima ordenada do círculo de Mohr, passam a corresponder aos pontos a' , b' e c' . As retas que passam pelos pontos de máxima ordenada de cada círculo possuem inclinação igual ao ângulo de atrito correspondente ao valor de sucção do ensaio. A envoltória de ruptura que passa pelos pontos a' , b' e c' pode ser obtida pela Equação (4-6).

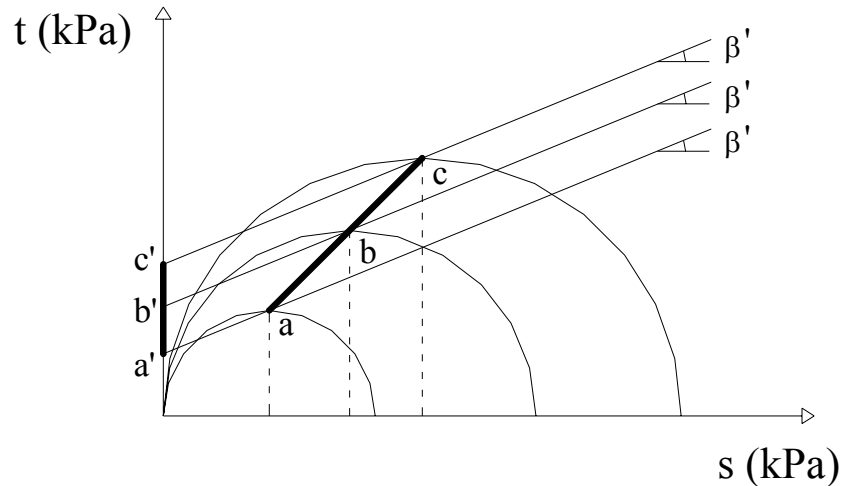


Figura 4-30 – Representação da projeção da envoltória dos ensaios de compressão simples para o valor de s igual a zero.

$$t_{\text{projeção}} = t_{\text{ruptura}} (1 - \text{tg } \beta') \quad (4-6)$$

Onde:

$$\beta = \text{arc tg}(\text{sen } \phi') \quad (4-7)$$

Os resultados dos valores do intercepto de coesão para os níveis de sucção de ruptura são apresentados em forma de gráfico. Neste gráfico, pode-se estabelecer uma função que representa a relação entre as duas variáveis. Percebe-se em todos os solos, a não-linearidade nos valores do parâmetro ϕ^b . Esta não-linearidade é representada em seguida como função do nível de sucção na ruptura. A seguir, são apresentados os gráficos da tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) *versus* deformação axial (ϵ_a) e t_r *versus* sucção durante o cisalhamento do corpo de prova para os ensaios realizados. Finalizando a apresentação dos resultados, os modelos de previsão de resistência para os solos não saturados são aplicados.

Gnaisse (Solo Matriz) – Resultados dos ensaios de Compressão Simples.

Nove corpos de prova foram moldados seguindo os critérios de moldagem apresentados acima. A Tabela C-1, no apêndice B, apresenta as características de cada corpo de prova. O corpo de prova de número três (Gnaisse-3) foi deixado secando ao ar, até atingir o seu equilíbrio (Figura 4-29).

No corpo de prova Gnaisse-3, apenas se determinou a sucção inicial pelo método do papel filtro, em decorrência da limitação na leitura do TAC para sucções elevadas. Os demais, tanto a sucção inicial como as sucções durante o ensaio de cisalhamento foram medidas com o TAC.

A Figura 4-31 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples para os nove corpos de prova moldados. Nota-se que à medida que se aumenta a sucção inicial do corpo de prova, maior a tensão desviadora de ruptura e menor a deformação axial necessária para atingir a ruptura. No entanto, o corpo de prova denominado Gnaisse-3 merece destaque. A sucção do corpo de prova foi medida inicialmente pelo método do papel filtro (≈ 19300 kPa), no entanto a tensão desviadora de ruptura foi menor do que, por exemplo, a corpo de prova Gnaisse-6 que tem uma sucção inicial medido pelo TAC (≈ 340 kPa).

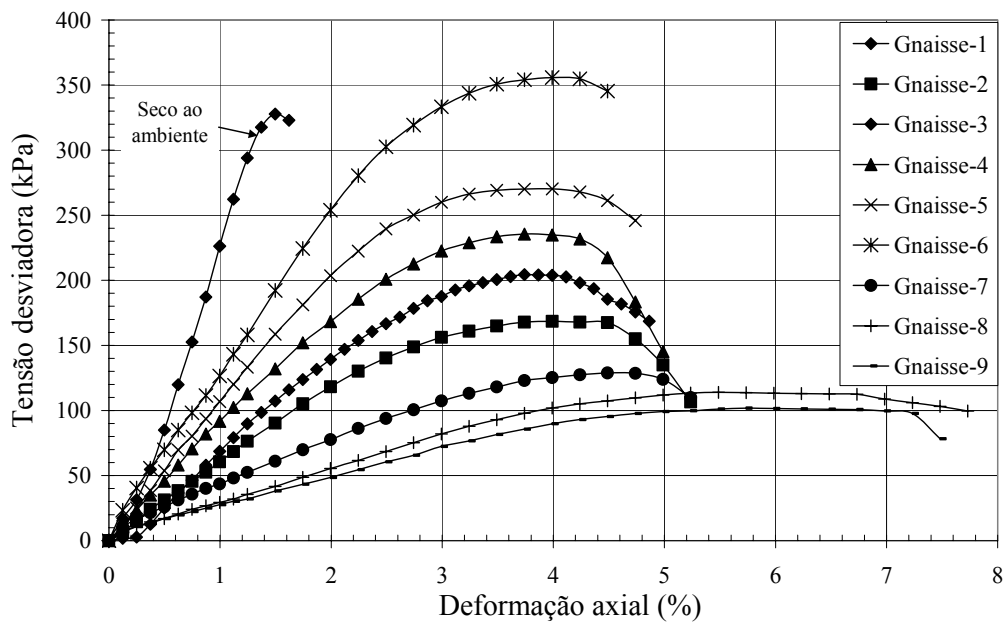


Figura 4-31 - Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada para o solo Gnaisse.

Os valores de sucção medidos durante o cisalhamento estão mostrados na Figura 4-32. Para baixos valores de sucção (menor do que 40 kPa), os corpos de prova rompem com valores de sucção maiores do que a inicial. Para valores iniciais maiores de sucção (maiores do que 40 kPa), os corpos de prova romperam com valores menores do que os iniciais. Não se mediu a

deformação radial durante os ensaios de compressão para verificar se houve expansão dos corpos de prova.

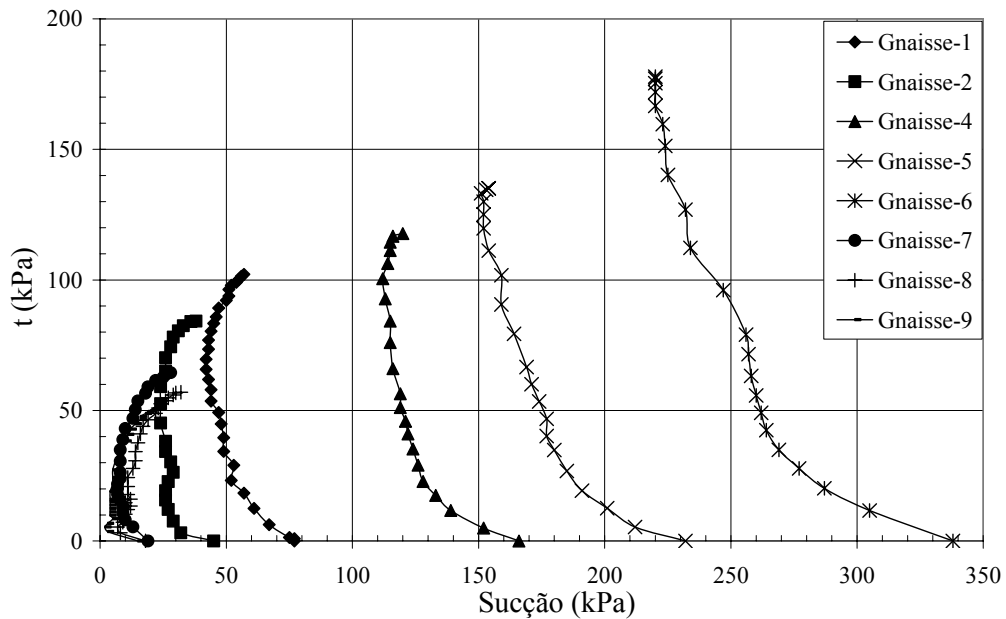


Figura 4-32 - Medição da sucção durante os ensaios de compressão simples.

A Figura 4-33 ilustra os valores dos módulos de deformação obtidos para o solo Gnaisse. Os módulos foram obtidos para valores referentes a 25 e 50% do valor da deformação de ruptura para cada amostra. Conclui-se quanto maior o valor da sucção inicial do corpo de prova, maior é o módulo de deformabilidade.

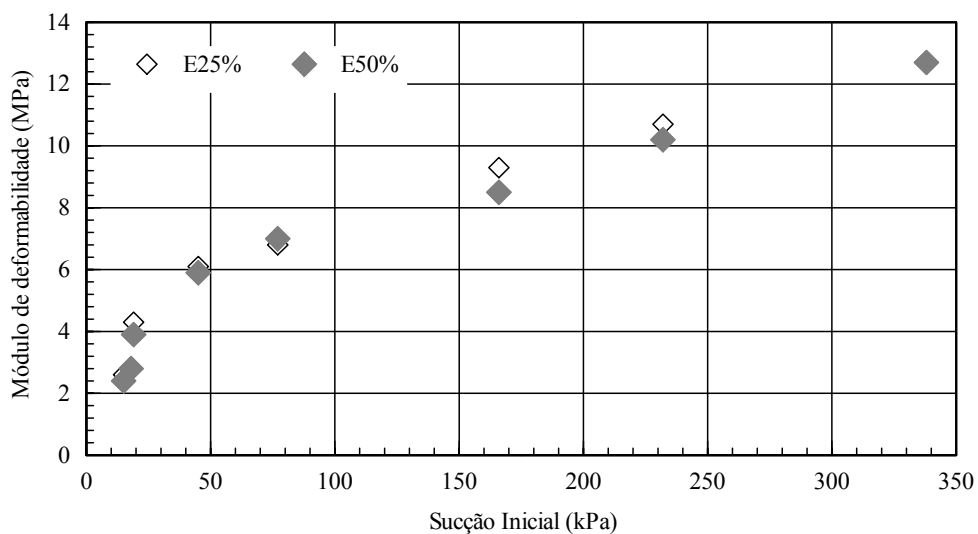


Figura 4-33 – Módulos de deformação para o solo Gnaisse, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.

A Figura 4-34 (a) apresenta os resultados da variação do intercepto de coesão, com a sucção de ruptura medida com o TAC. Observando-se a mesma figura, percebe-se que os valores de coesão encontrados no intervalo entre 0 e 60 kPa, corresponde a valores de ϕ^b maiores do que os valores de ϕ' . Para sucções pequenas, a determinação do ϕ^b é bastante influenciada pelo valor de c' . Oliveira (2005) obteve, na condição saturada, para ensaios do tipo CAU, valor de c' igual a 9 kPa. Caso esse valor fosse aplicado na Figura 4-34 (a), o valor de ϕ^b , obtido para o intervalo de sucção entre 0 e 60 kPa, seria aproximadamente igual ao valor de ϕ' . Seguindo os critérios de Fredlund e Rahardjo (1993), será apresentado o ϕ^b igual ao ϕ' para sucções menores que o valor de entrada de ar do solo. Na mesma Figura 4-34 (a) é apresentada o ajuste dos resultados experimentais pela proposta apresentada por Futai (2002) e a envoltória de ruptura para a condição saturada.

A partir do ajuste para o solo Gnaisse, aplicando-se a Equação (4-4), obteve-se o comportamento dos valores do ϕ^b em função dos valores de sucção. O resultado obtido está apresentado na Figura 4-34 (b). Para sucções maiores do que 200 kPa, o aumento da resistência devido à sucção é relativamente pequeno.

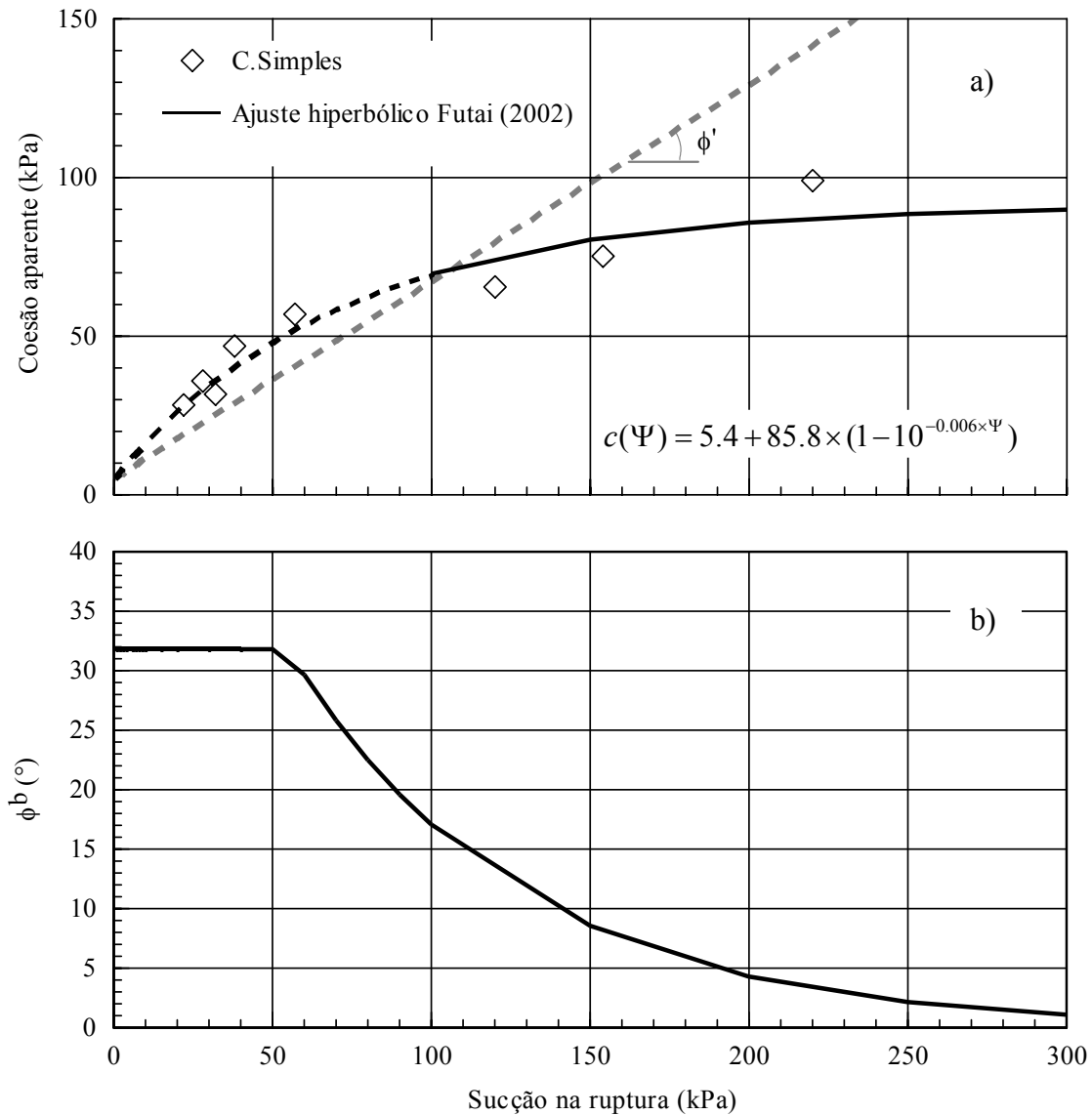


Figura 4-34 – Resultado dos ensaios de compressão simples para o solo Gnaisse: a) variação da coesão aparente em função da sucção e ajuste hiperbólico pelo modelo proposto por Futai (2002); b) variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura.

Com o objetivo de se verificar os métodos de previsão de resistência para os solos não saturados, a seguir é aplicado o método proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) e o método proposto por Vanapalli (1996). O solo Gnaisse apresenta I_p igual a 13, o que corresponde na relação entre o I_p e o parâmetro κ , apresentado por Vanapalli e Fredlund (2000), um valor de κ igual a 2,0. Na Figura 4-35 é ilustrada a proposta de Vanapalli e Fredlund (1996) para o valor de κ igual a 2,0 e a proposta de Vanapalli (1996).

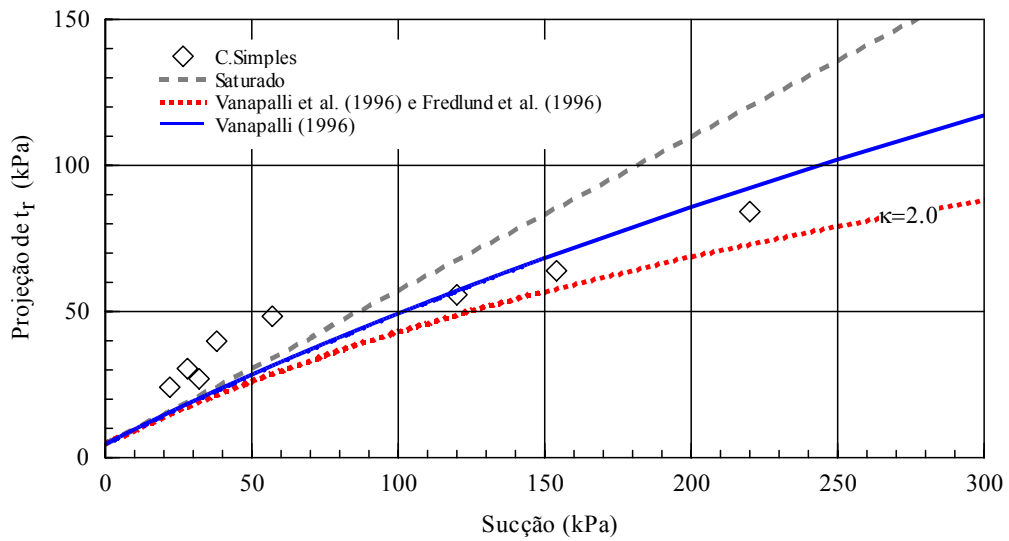


Figura 4-35 – Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo Gnaisse.

Na Figura 4-36 é apresentada a variação da previsão do modelo de Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) para outros valores de κ . O melhor ajuste foi obtido para um valor de κ igual a 1,6.

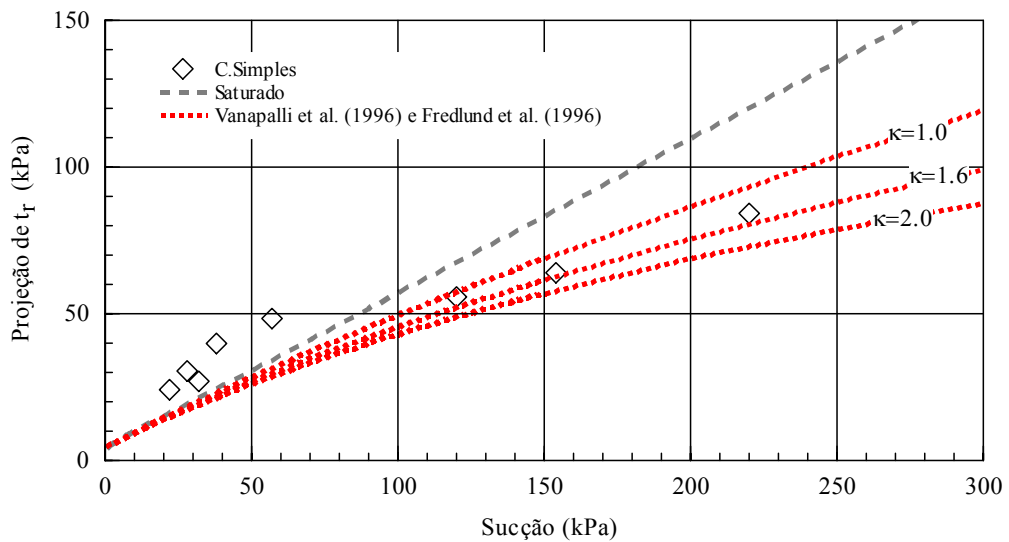


Figura 4-36 – Variabilidade na previsão da resistência para o solo Gnaisse aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ .

AG3 (75% Gnaisse + 25% Areia) - Resultados dos ensaios de Compressão Simples.

Foram moldados nove corpos de prova. A Tabela C-2, no apêndice B, apresenta as características de cada corpo de prova. O corpo de prova de número três (AG3-3) foi deixado secando ao ar, até atingir o seu equilíbrio (Figura 4-29). Dois corpos de prova (AG3-1 e AG3-2) foram cisalhados com a umidade similar à umidade de moldagem, com o objetivo de se verificar a confiabilidade nos resultados e no equipamento.

A Figura 4-37 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples para os nove corpos de prova moldados. O corpo de prova AG3-3, seco ao ar, com valor inicial de sucção de aproximadamente 17300 kPa, apresentou resistência ao ensaio de compressão simples similar ao corpo de prova AG3-6, que inicialmente tinha um valor de sucção, medido pelo TAC, de 465 kPa. Esse resultado evidencia que, para o solo AG3, a contribuição da sucção para valores iniciais maiores do que 465 kPa, foi praticamente nula.

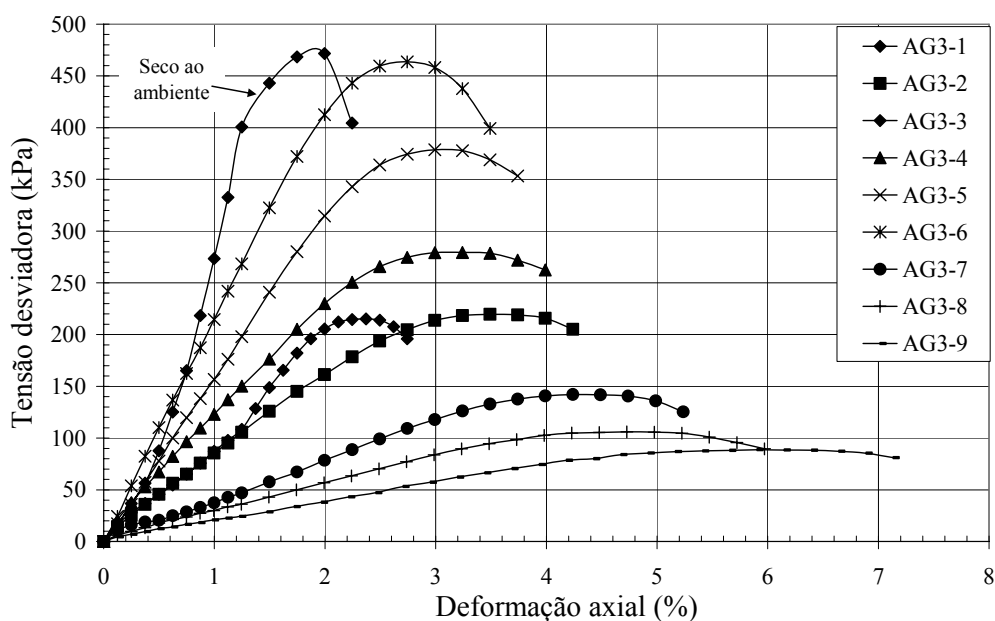


Figura 4-37 - Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada para o solo AG3.

Os valores de sucção medidos durante o cisalhamento estão mostrados na Figura 4-38.

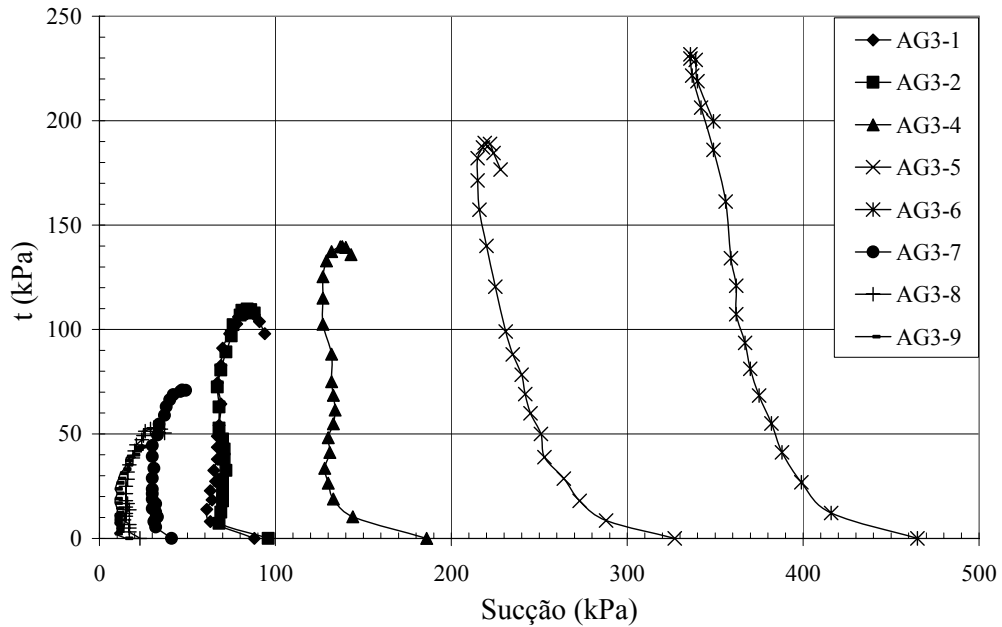


Figura 4-38 - Medição da sucção durante os ensaios de compressão simples para o solo AG3.

A Figura 4-39 ilustra os valores dos módulos de deformação obtidos para o solo AG3. Os módulos foram obtidos para valores referentes a 25 e 50% do valor da deformação de ruptura para cada amostra. Conclui-se que quanto maior o valor da sucção inicial do corpo de prova, maior é o módulo de deformabilidade.

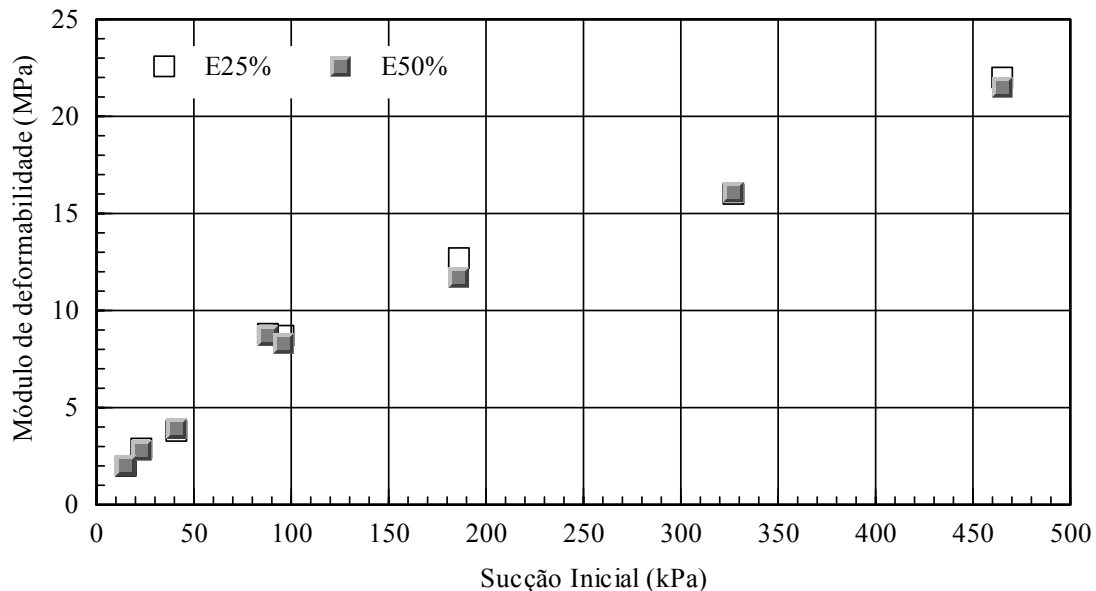


Figura 4-39 - Módulos de deformação para o solo AG3, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.

A Figura 4-40 (a) apresenta os resultados da variação do intercepto de coesão com a sucção de ruptura medida com o TAC. No trecho inicial, para valores de sucção na ruptura menores do que aproximadamente 50 kPa, os resultados dos ensaios concordaram com a linha de envoltória no estado saturado, ou seja, ϕ^b igual a ϕ^s . Para sucções maiores, o valor do ângulo do ϕ^b tende a diminuir. Na mesma figura é apresentado o ajuste hiperbólico para os resultados experimentais. Na Figura 4-40 (b), a variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura é obtida.

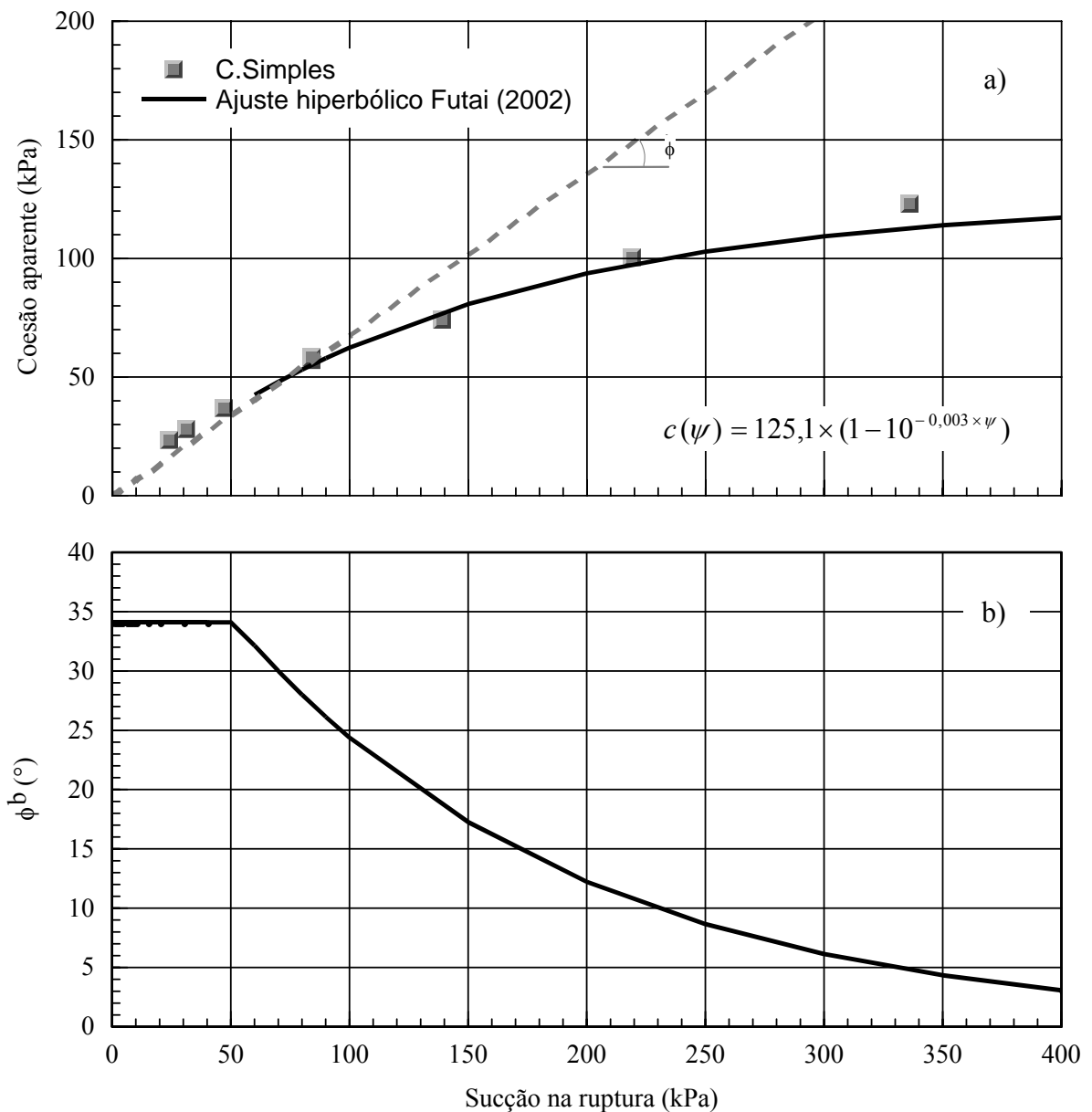


Figura 4-40 - Resultado dos ensaios de compressão simples para o solo AG3: a) variação da coesão aparente em função da sucção e ajuste hiperbólico pelo modelo proposto por Futai (2002); b) variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura.

O solo AG3 apresenta I_p igual a 8, o que corresponde na relação entre o I_p e o parâmetro κ , apresentado por Vanapalli e Fredlund (2000), a um valor de κ igual a 1,6. Na Figura 4-41 é ilustrada a proposta de Vanapalli e Fredlund (2000) para o valor de κ igual a 1,6 e a proposta de Vanapalli (1996). Para outros valores de κ , as previsões estão apresentadas na Figura 4-42. O melhor ajuste foi obtido para um valor de κ igual a 1,2.

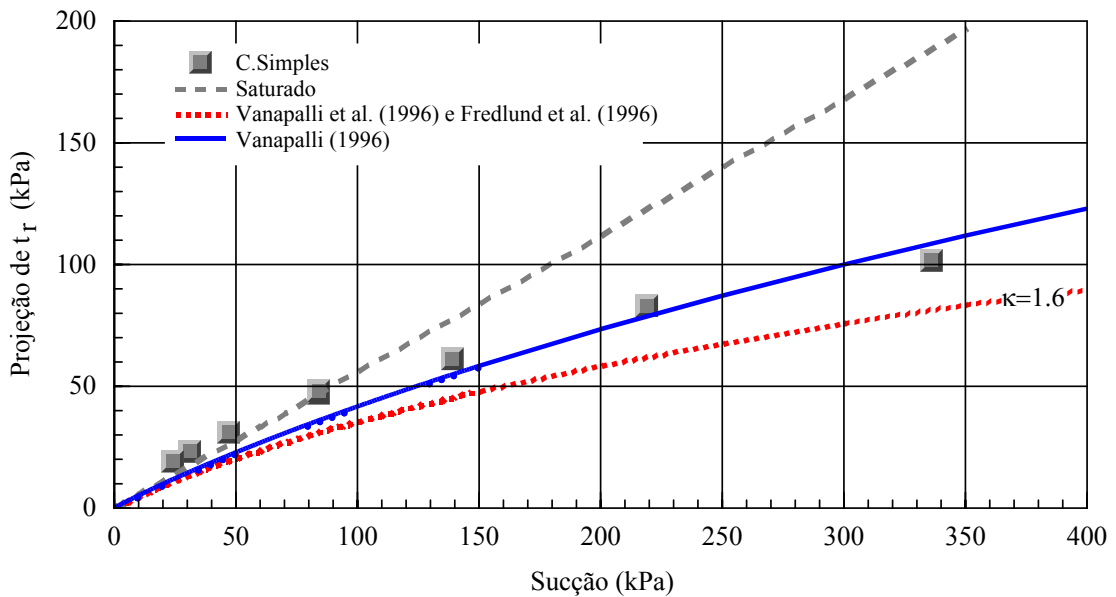


Figura 4-41 - Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo AG3.

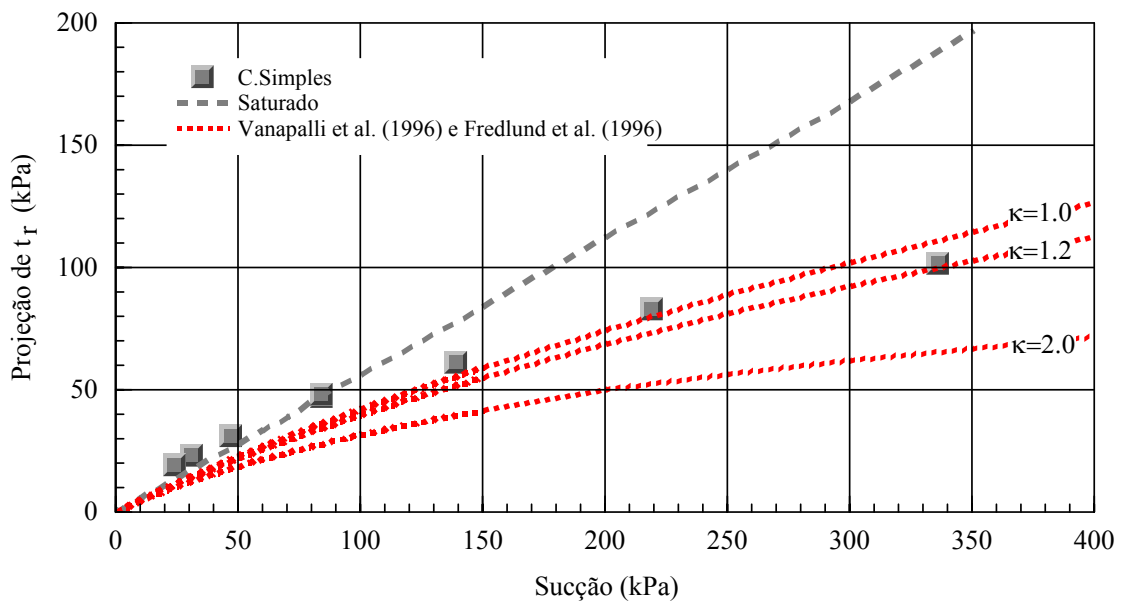


Figura 4-42 - Variabilidade na previsão da resistência para o solo AG3 aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ .

AG2 - (50% Gnaisse + 50% Areia) - Resultados dos ensaios de Compressão Simples.

A Tabela C-3, no apêndice B, apresenta as características de cada corpo de prova. O corpo de prova AG2-3 foi secado ao ar até atingir o equilíbrio.

A Figura 4-43 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples para os nove corpos de prova moldados. À medida que se aumenta a sucção inicial do corpo de prova, menor a deformação axial necessária para atingir a ruptura.

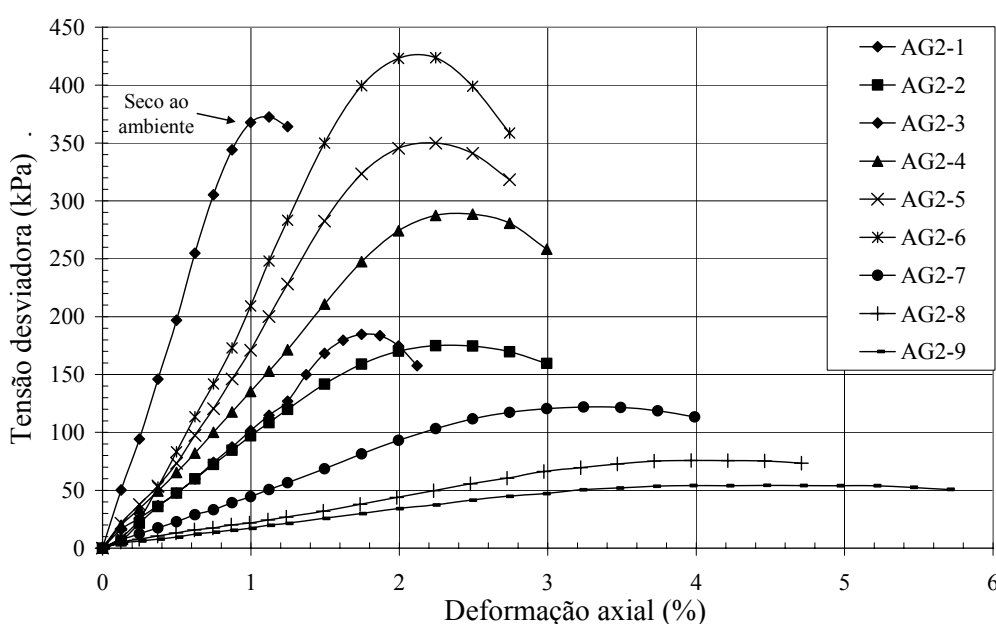


Figura 4-43 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG2.

Na Figura 4-44 são apresentados os valores de sucção obtidos antes, durante e após o ensaio de compressão simples. Nota-se que para se iniciar o ensaio de compressão, houve a necessidade de aguardar a estabilização dos valores de sucção. O tempo de estabilização da sucção, medido por meio do TAC, foi no máximo de aproximadamente 15 min. O tempo de estabilização para cada corpo de prova é proporcional ao valor da sucção, ou seja, quanto maior o valor de sucção do CP, maior o tempo para se atingir o equilíbrio entre o CP e o TAC. Na Figura 4-44 está destacado o início do ensaio de compressão após a estabilização da sucção, a ruptura e o fim do ensaio para o corpo de prova AG2-6. Os valores de sucção medidos durante o cisalhamento estão mostrados na Figura 4-45. Para baixos valores de sucção (menor do que 40kPa), os corpos de prova rompem com valores de sucção maiores do

que a inicial. Para valores de sucção maiores do que 40 kPa, os corpos de prova romperam com valores menores do que os iniciais.

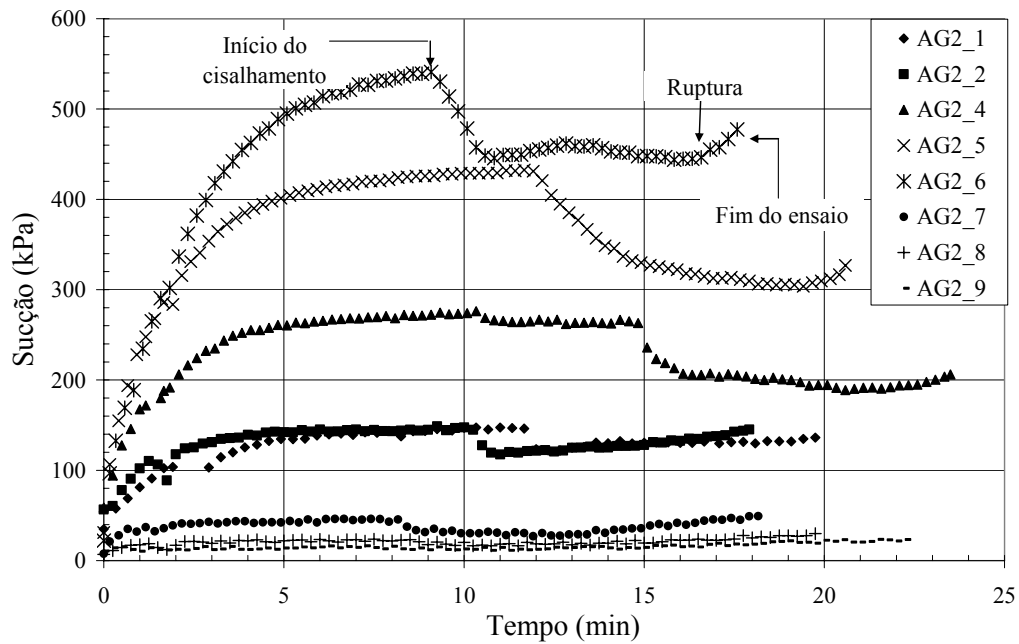


Figura 4-44 - Medição da sucção antes e durante os ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG2.

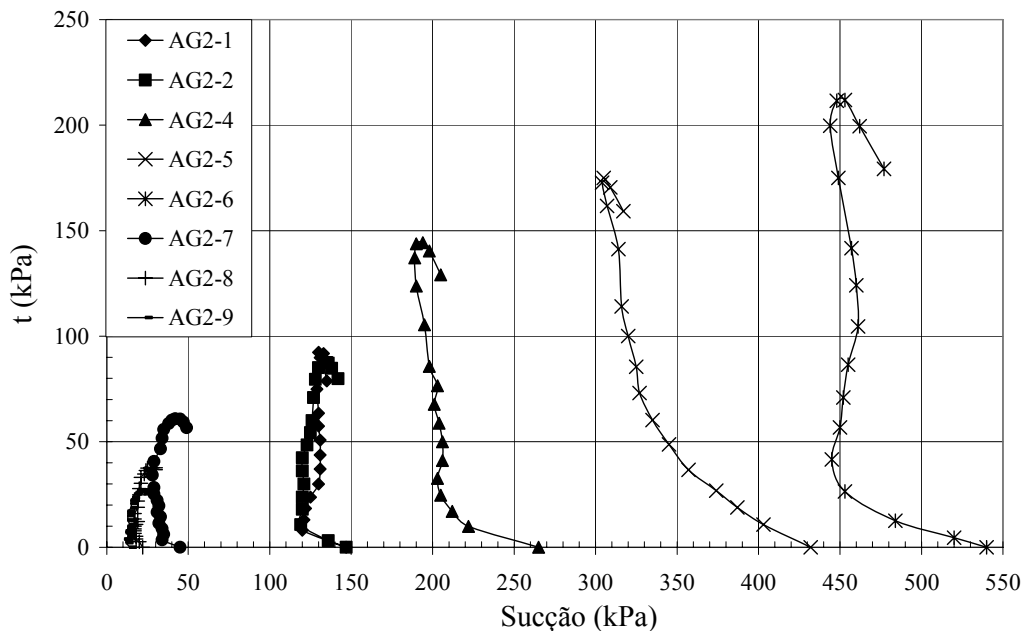


Figura 4-45 – Medição da sucção durante os ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG2.

A Figura 4-46 ilustra os valores dos módulos de deformação obtidos para o solo AG2. Igualmente aos resultados apresentados anteriormente, os módulos foram obtidos para valores referentes a 25 e 50% do valor da deformação de ruptura para cada amostra. Conclui-se, novamente, que quanto maior o valor da sucção inicial do corpo de prova, maior é o módulo de deformabilidade.

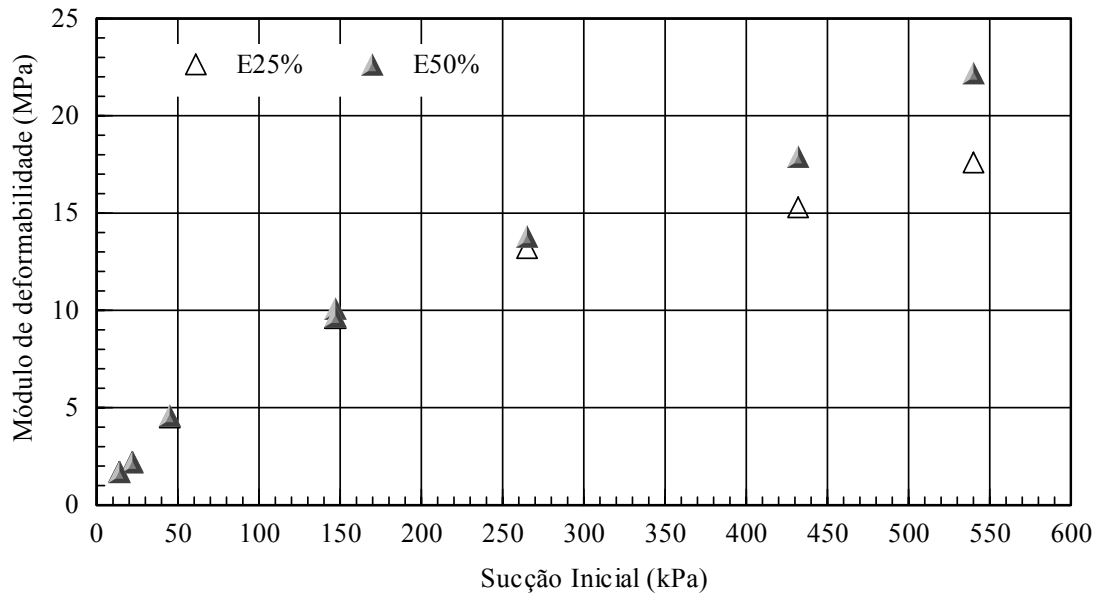


Figura 4-46 - Módulos de deformação para o solo AG2, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.

A Figura 4-47 (a) apresenta os resultados da variação do intercepto de coesão com a sucção de ruptura medida com o TAC. Os valores dos interceptos de coesão obtidos correspondem a valores do ϕ^b iguais ou menores do que o ϕ' . Para valores de sucções menores do que aproximadamente 15 kPa, o valor de ϕ^b se assemelha ao valor do ϕ' . A variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura é apresentada na Figura 4-47 (b).

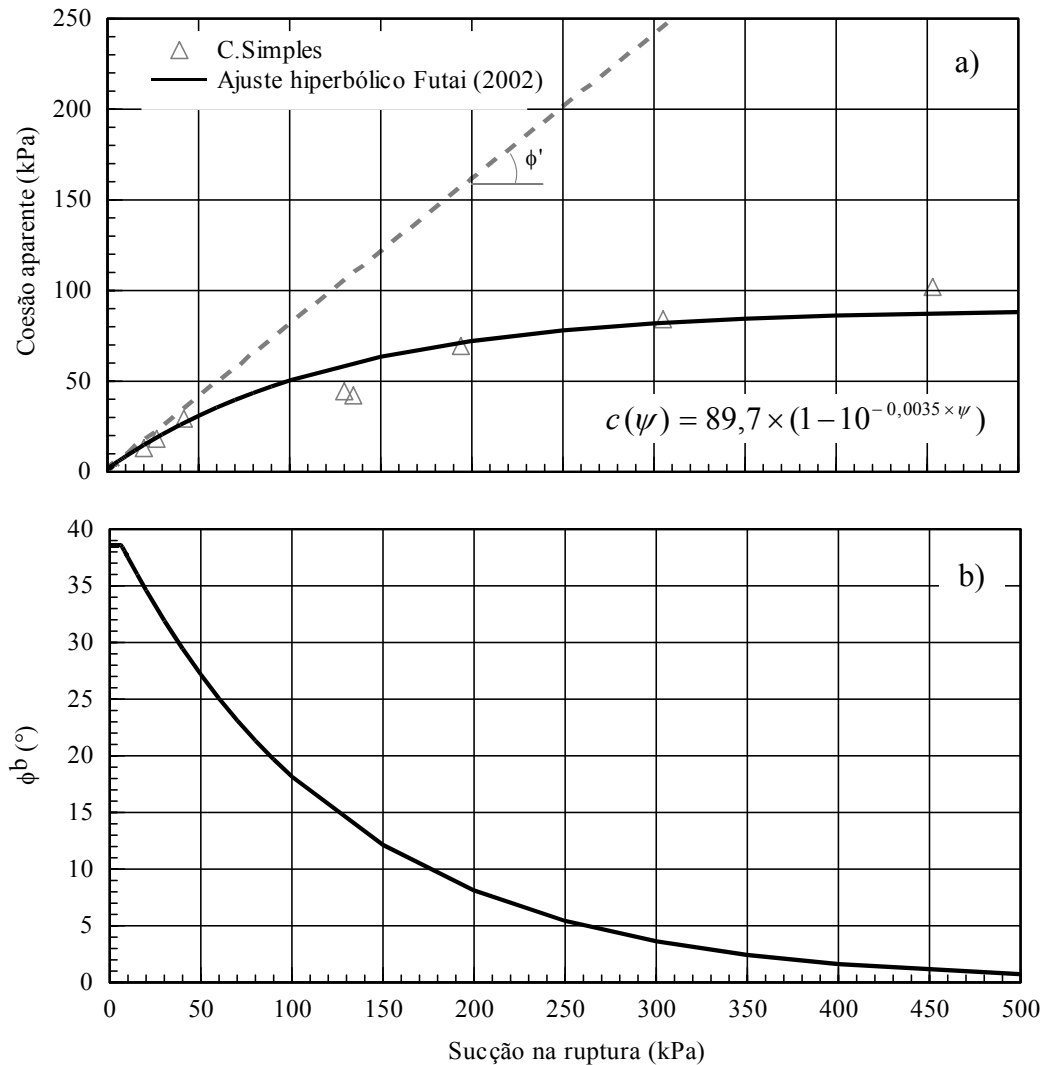


Figura 4-47 - Resultado dos ensaios de compressão simples para o solo AG2: a) variação da coesão aparente em função da sucção e ajuste hiperbólico pelo modelo proposto por Futai (2002); b) variação no valor do ϕ^b em função da sucção na ruptura.

Similar ao que ocorreu para o solo Gnaisse, a tensão de ruptura para o corpo de prova AG2-3 (≈ 22100 kPa de sucção inicial) foi menor do que o corpo de prova AG2-6 (540 kPa de sucção inicial), como mostra a Figura 4-43. Pode-se concluir que existe um valor de sucção “crítico”, no qual, para valores maiores, a resistência cisalhante passa a decrescer. De acordo com Vanapalli et al. (1996), em solos que dessaturam relativamente rápido, tais como areias e siltes, pode-se esperar que a resistência diminua porque na condição de sucção residual, a pequena quantidade de água existentes nos poros não é capaz de transmitir uma sucção efetiva nos agregados ou partículas dos solos. A função de interpolação proposta por Futai (2002),

apesar de não ser válida para solos que apresentam coesão decrescente, é usada para o solo AG2, já que é aplicada para um intervalo de sucção de 0 a 500 kPa.

O solo AG2 apresenta I_p igual a 6, o que corresponde na relação entre o I_p e o parâmetro κ , apresentado por Vanapalli e Fredlund (2000), um valor de κ igual a 1,4. Na Figura 4-48 é ilustrada a proposta de Vanapalli e Fredlund (2000) para o valor de κ igual a 1,4 e a proposta de Vanapalli (1996). Para outros valores de κ , as previsões estão apresentadas na Figura 4-49.

O melhor ajuste foi obtido para um valor de κ igual a 1,7.

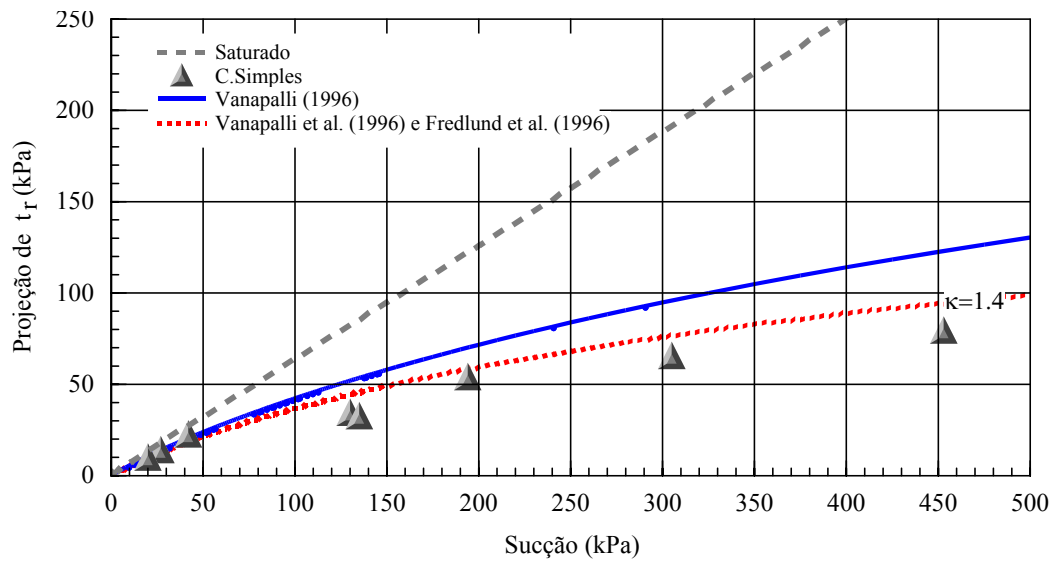


Figura 4-48 - Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo AG2.

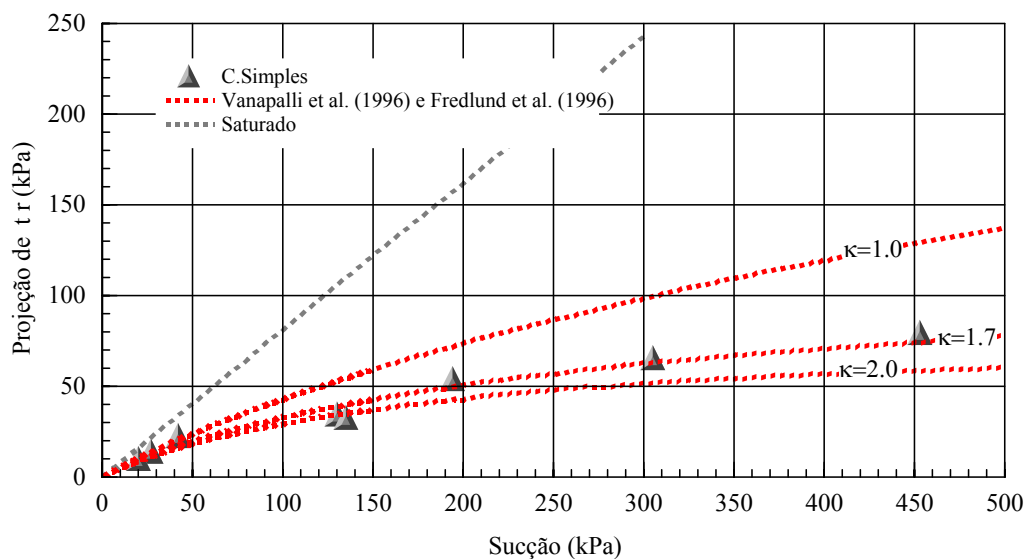


Figura 4-49 – Variabilidade na previsão da resistência para o solo AG2 aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ .

AG1 - (25% Gnaisse + 75% Areia) - Resultados dos ensaios de Compressão Simples.

As características dos corpos de provas moldados com o solo AG1 estão apresentadas na Tabela C-4, no apêndice B. Devido à dificuldade em se moldar e a manusear os corpos de prova, apenas seis ensaios de compressão simples puderam ser concluídos. Contudo, esse número foi suficiente para os objetivos propostos neste trabalho. Os procedimentos de ensaio foram similares aos solos anteriores.

A Figura 4-50 (tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) versus deformação axial (ϵ_a)) apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples para os seis corpos de prova moldados. Semelhante ao comportamento apresentado pelos solos anteriores, à medida que se aumenta a sucção inicial do corpo de prova, maior a tensão desviadora de ruptura e menor a deformação axial necessária para atingir a ruptura. Entretanto, o solo AG1 apresentou comportamento similar ao solo AG2, apresentando um valor de sucção “crítica”. O corpo de prova AG1-6, seco ao ar, apresentou resistência menor do que os corpos de prova AG1-2 e AG1-3. Explicação semelhante para o comportamento do solo AG2 pode ser dada para o solo AG1.

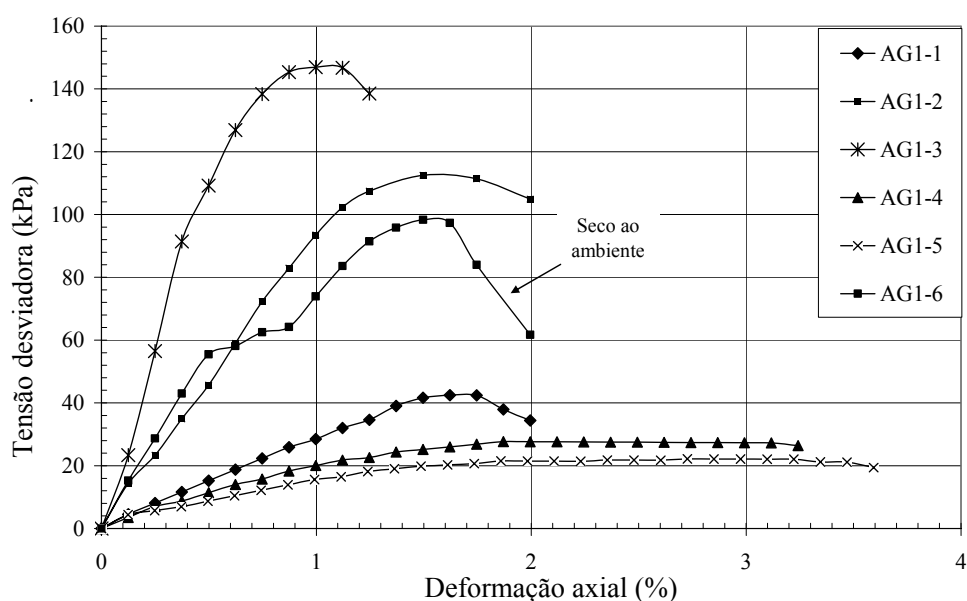


Figura 4-50 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados com deformação controlada no solo AG1.

A Figura 4-51 ilustra os valores dos módulos de deformação obtidos para o solo AG1. Igualmente aos resultados apresentados anteriormente, os módulos foram obtidos para valores referentes a 25 e 50% do valor da deformação de ruptura para cada amostra. Conclui-se,

novamente, que quanto maior o valor da sucção inicial do corpo de prova, maior é o módulo de deformabilidade. Entretanto, esse comportamento é válido para valores de sucção menores do que o valor “crítico”. Observando-se a Figura 4-50, o corpo de prova AG1-6 apresenta módulos de deformabilidade menor do que o corpo de prova AG1-3.

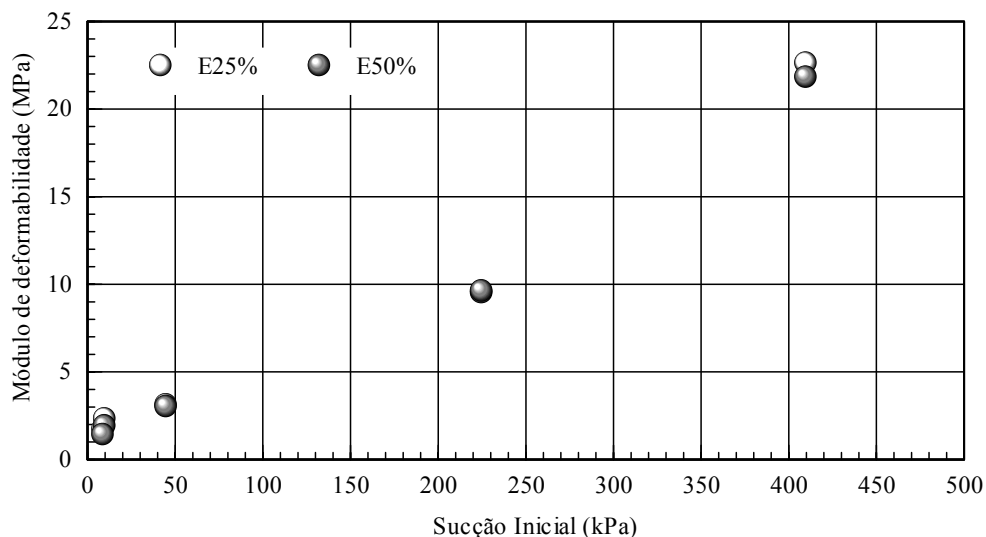


Figura 4-51 - Módulos de deformação para o solo AG1, em função do valor de sucção inicial, para valores referentes a 25 e 50% da deformação de ruptura.

A Figura 4-52 (a) apresenta os resultados da variação do intercepto de coesão com a sucção de ruptura medida com o TAC. Para este solo, a contribuição da resistência à compressão simples da sucção foi menos acentuada do que os solos anteriores. Essa conclusão se reflete na Figura 4-52 (b), onde se mostra que o valor de ϕ^b diminui rapidamente de um valor de $36,8^\circ$ (ϕ') para um valor próximo de 5° , apenas variando a sucção de 0 a 70 kPa. A função de interpolação proposta por Futai (2002) também foi aplicada para o solo AG1. É admitido que, para o intervalo de sucção de ruptura, entre 0 e 200 kPa, o ajuste é válido.

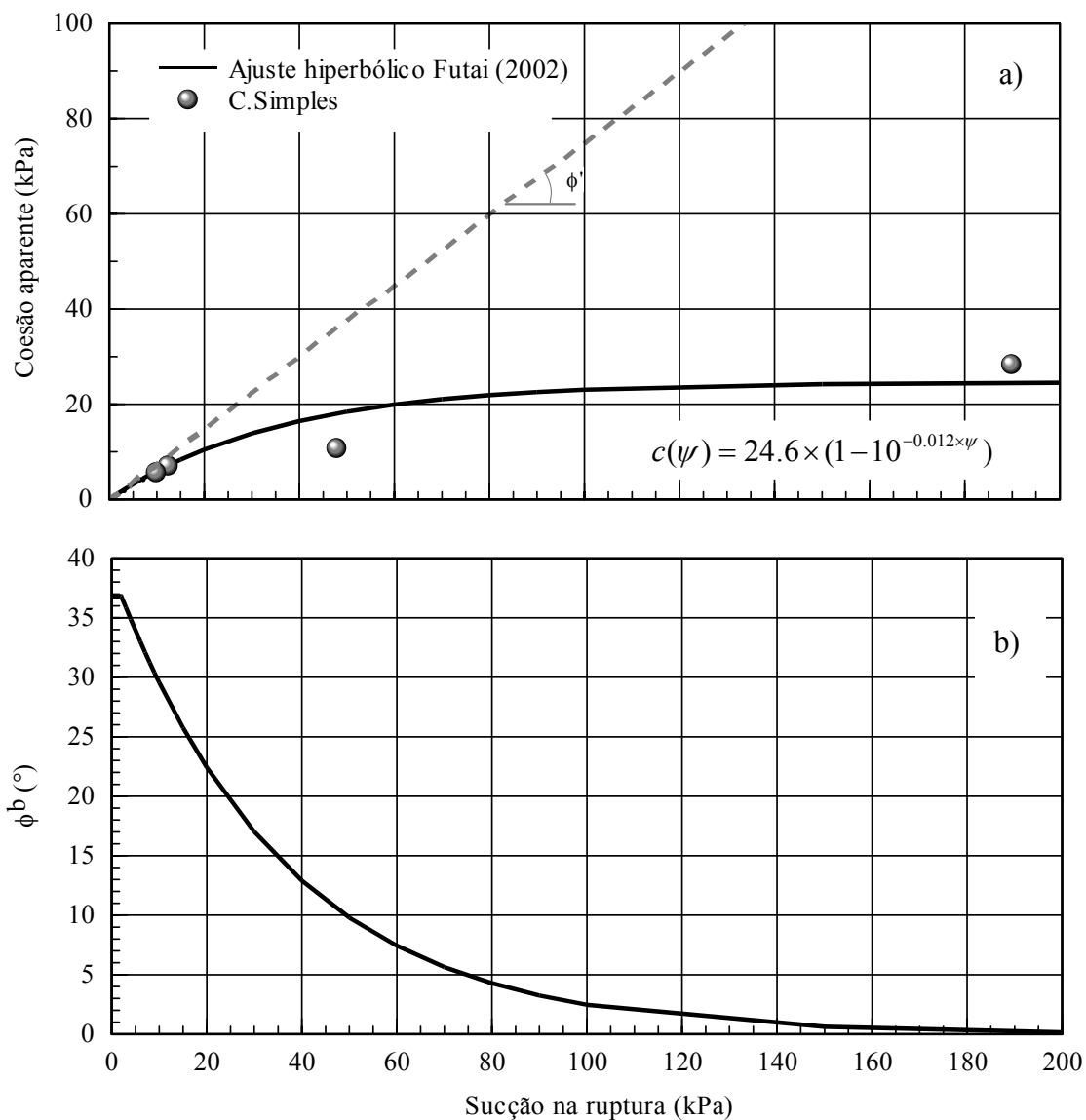


Figura 4-52 - Envoltória de ruptura não linear sobre o plano τ x sucção para o solo AG1.

O solo AG1 apresenta I_p nulo, o que corresponde na relação entre o I_p e o parâmetro κ , apresentado por Vanapalli e Fredlund (2000), um valor de κ igual a 1,0. Na Figura 4-53 é ilustrada a proposta de Vanapalli e Fredlund (2000) para o valor de κ igual a 1,0 e a proposta de Vanapalli (1996). Para outros valores de κ , as previsões estão apresentadas na Figura 4-54. O melhor ajuste foi obtido para um valor de κ igual a 1,6.

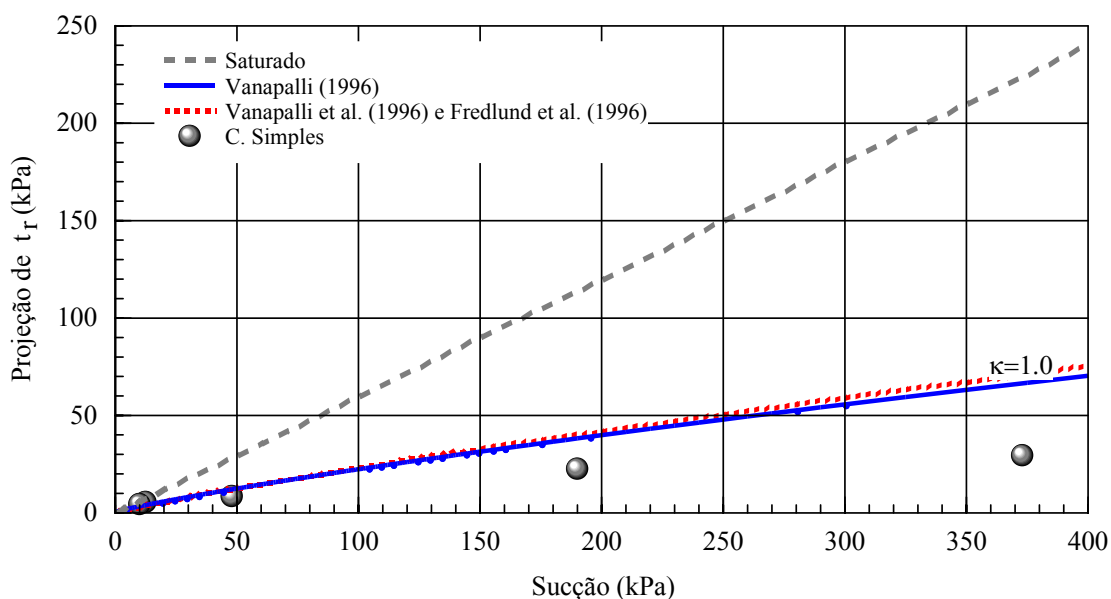


Figura 4-53 – Aplicação dos modelos de previsão de resistência em solos não saturados para o solo AG1.

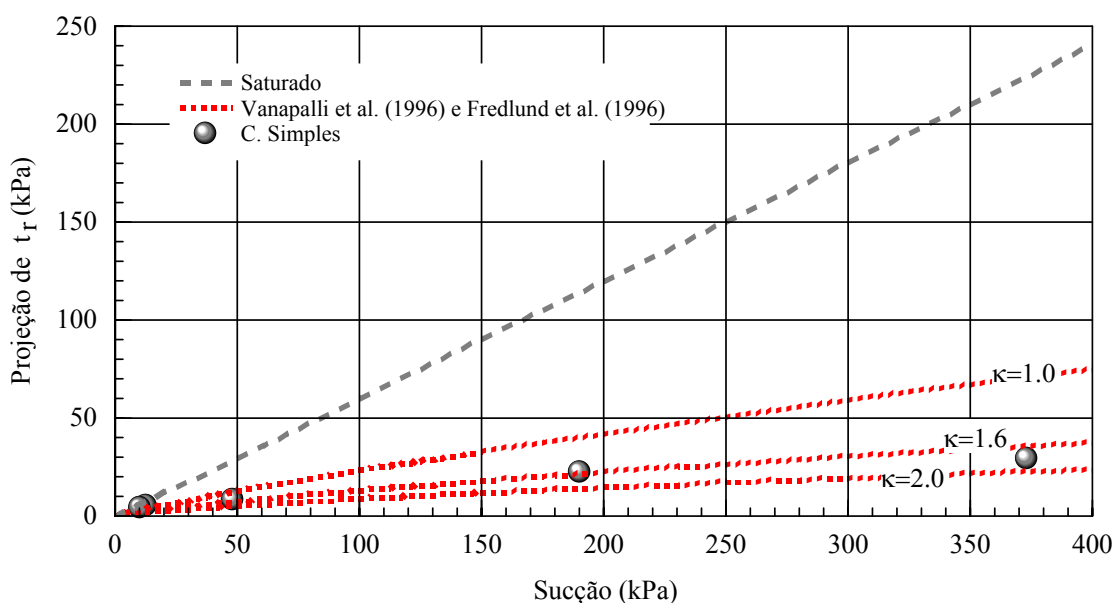


Figura 4-54 – Variabilidade na previsão da resistência para o solo AG1 aplicando-se o modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) em função do valor do κ .

A partir dos resultados das curvas de retenção, apresentadas no item 4.2.2.2, e dos ensaios de resistência, apresentados no item 4.2.3, é possível obter os valores de sucção de entrada de ar por ambos os métodos. Para o valor de sucção de entrada de ar obtido a partir dos ensaios de

resistência, foi admitida a hipótese apresentada por Fredlund e Rahardjo (1993) e ilustrada na Figura 2-18. Os resultados estão mostrados na Figura 4-55.

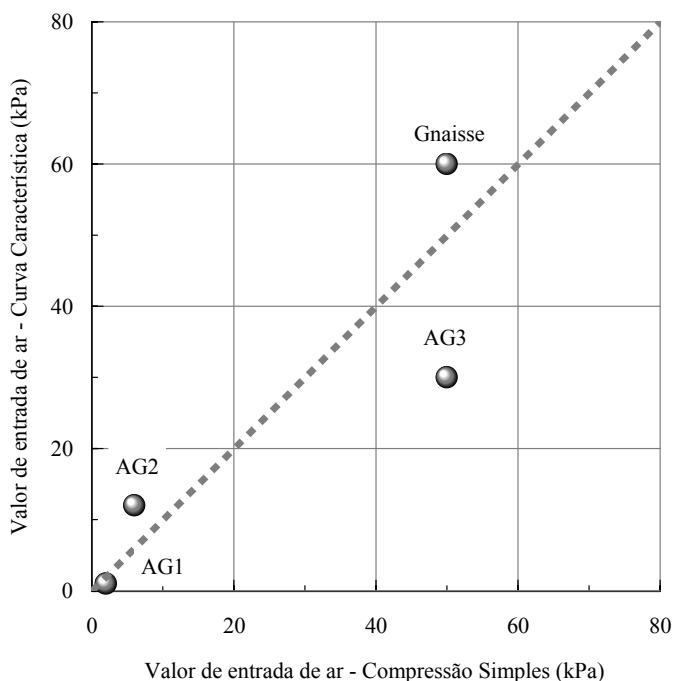


Figura 4-55 – Relação entre os valores de entrada de ar obtida por meio da curva de retenção e pelo ensaio de compressão simples com medição de sucção.

Para a aplicação do modelo de resistência para os solos não saturados proposto por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996), é necessário aplicar a relação entre os valores de κ e o índice de plasticidade (I_p) do solo. Na Figura 4-56 estão inseridos os valores de κ , para cada solo analisado, sendo esse determinado a partir do melhor ajuste entre o modelo de previsão e os resultados experimentais, na relação proposta por Vanapalli e Fredlund (2000).

É de se esperar certa dispersão entre os resultados obtidos e a relação proposta por Vanapalli e Fredlund (2000). Vanapalli e Fredlund (2000) afirmam que o valor de κ pode ser influenciado por outros parâmetros, além do I_p , tais como a estrutura do solo, energia e forma de compactação e a história de tensões a que o solo ficou submetido.

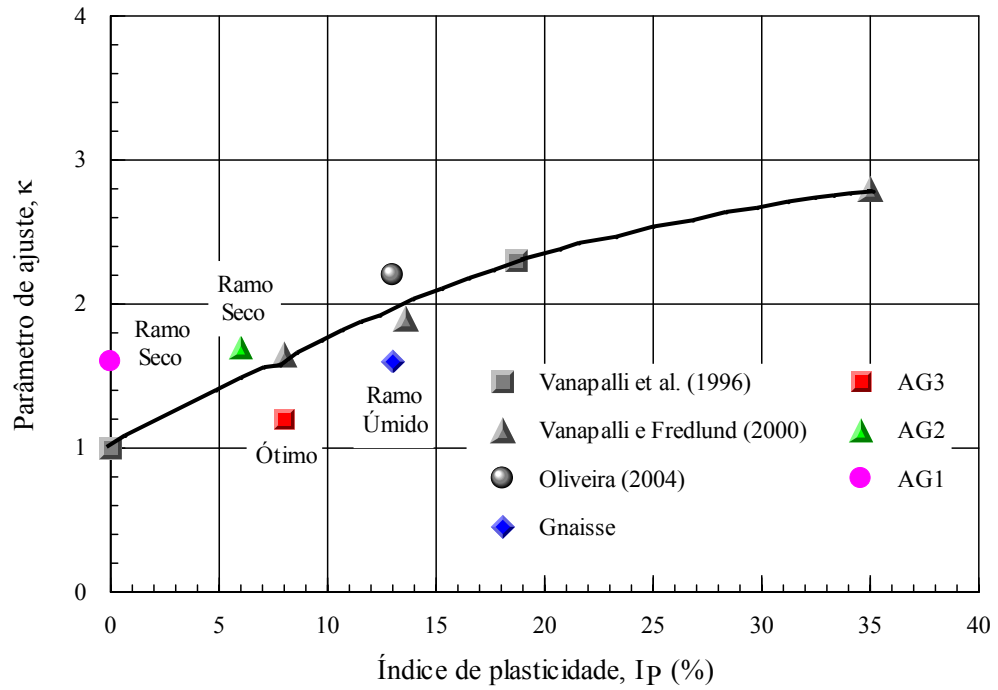


Figura 4-56 – Aplicação da relação entre κ e o índice de plasticidade (I_p) proposta por Vanapalli e Fredlund (2000) para os solos utilizados nesta pesquisa.

5. SIMULAÇÕES DO FLUXO TRANSIENTE E ESTABILIDADE DOS TALUDES

Um grande número de taludes naturais em áreas de clima tropical permanece estável por um longo tempo e se rompem durante os períodos de chuva. Os métodos convencionais, baseados na hipótese do solo no estado saturado, não podem ser aplicados com sucesso para calcular a estabilidade de taludes com solos não saturados.

A análise da estabilidade de taludes não saturados requer uma extensiva e detalhada análise de fluxo, pois as rupturas dos taludes não saturados acontecem em condições relacionadas com a infiltração das águas das chuvas. A modelagem da infiltração das águas das chuvas em solos não saturados requer o conhecimento das características climáticas, precipitação (intensidade e duração) e evaporação, permeabilidade do solo e as características iniciais de sucção ou poro-pressão de água no talude antes do início da infiltração (Tsaparas et al., 2002). Contudo, a relação entre as condições climáticas e as rupturas de taludes varia em diferentes áreas geográficas.

Neste capítulo serão apresentadas propostas para se avaliar a influência das infiltrações nas estabilidades dos taludes. Conhecendo-se os mecanismos de instabilidade relacionados com as infiltrações apresentados no Capítulo 3 e partindo-se dos resultados experimentais que foram obtidos no Capítulo 4, está apresentada na Figura 5-1, um fluxograma das análises a serem realizadas e os seus respectivos objetivos.

As simulações incluem análises de fluxo e análises de estabilidade. As análises de fluxo são usadas para investigar como o fluxo ocorre sobre diferentes condições geotécnicas e climáticas. Para esta análise utilizou-se o software de elementos finitos Seep/W (GEO-SLOPE, 1998-a). As análises de estabilidade foram estudadas para avaliar os efeitos das diferentes condições de fluxo no fator de segurança do talude. Para esta análise utilizou-se o software Slope/W (GEO-SLOPE, 1998-b) associado ao Seep/W.

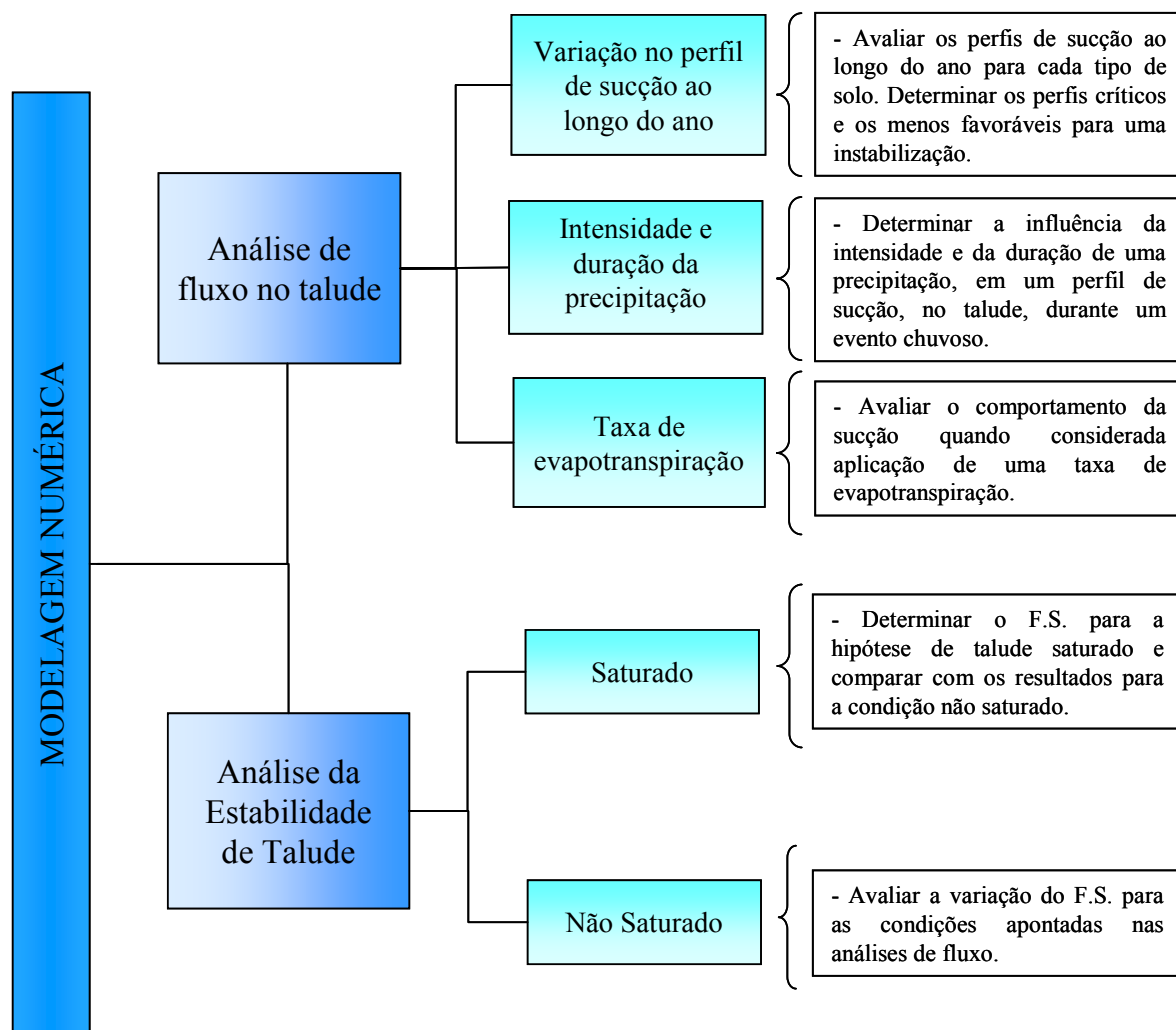


Figura 5-1 – Fluxograma das simulações que serão realizadas e os principais objetivos.

5.1. Descrição da geometria do talude e propriedades dos solos

A geometria do talude de referência que será utilizado está apresentado na Figura 5-2. Este talude apresenta um ângulo de inclinação de 45° (1 H : 1 V) e altura de 15 m. Para a simplificação do problema, é assumido um talude homogêneo. O nível de água está situado na cota de elevação de cinco metros, ou seja, cinco metros abaixo da cota do pé do talude, conforme indicado na Figura 5-2.

Foram idealizados quatro taludes, cada um formado por um dos solos ensaiados nessa pesquisa (Gnaisse, AG3, AG2 e AG1). As propriedades hidráulicas que foram apresentadas no item 4.2.2, estão resumidas na Figura 5-3 na qual são apresentadas as curvas de retenção (Figura 5-3, a) e as funções permeabilidade (Figura 5-3, b).

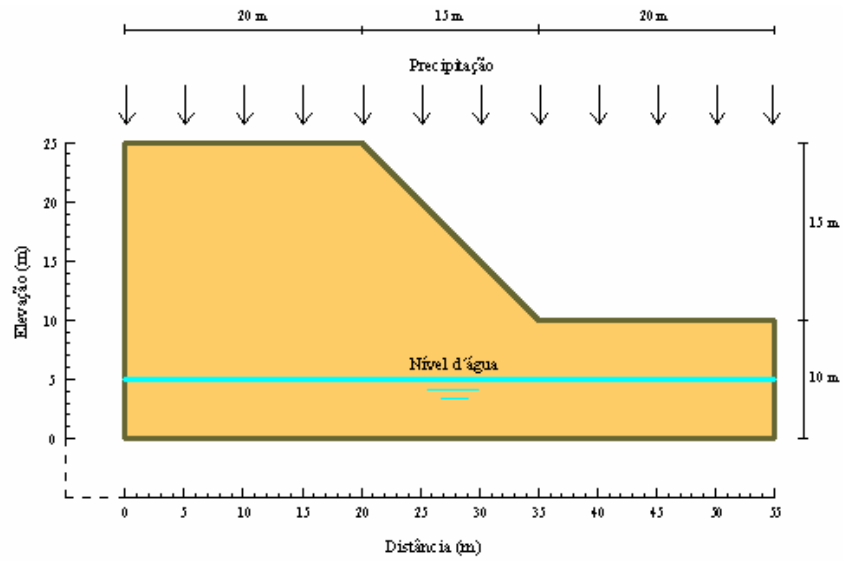


Figura 5-2 – Talude de referência que será utilizado para a realização das simulações.

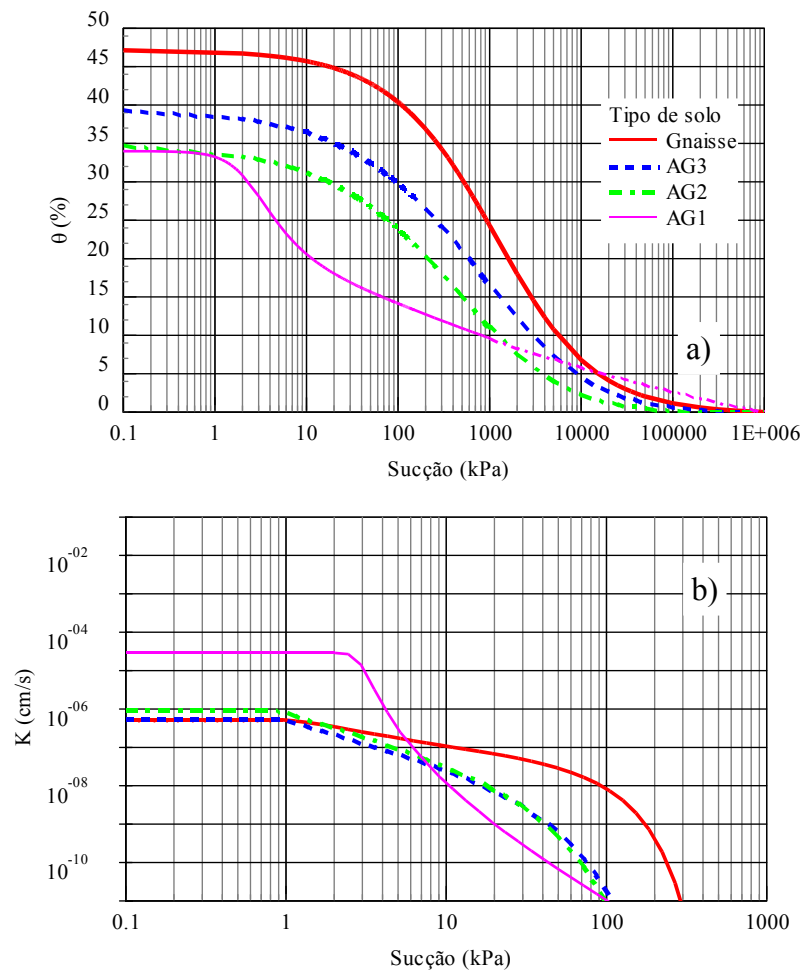


Figura 5-3 – Resumo dos parâmetros hidráulicos dos solos: a) curvas de retenção e b) funções permeabilidade.

As propriedades de resistência foram apresentadas no item 4.2.3, no entanto na Figura 5-4 é apresentado um resumo das curvas de resistência para os solos ensaiados, apresentando a variação da coesão aparente em função do nível de sucção.

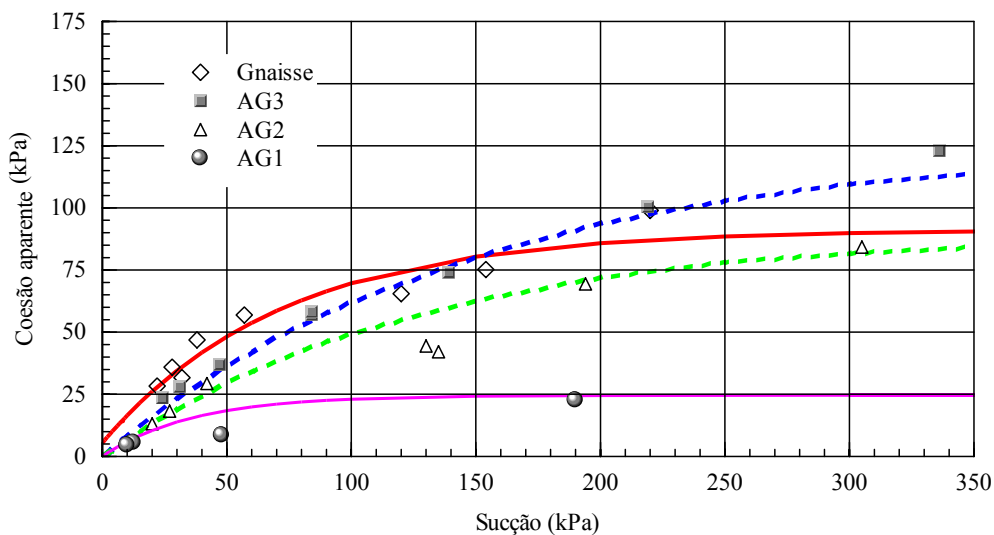


Figura 5-4 – Resumo da variação da coesão aparente em função da sucção para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1.

5.2. Descrição da malha de elementos finitos utilizada para a análise do fluxo

A malha de elementos finitos utilizada foi projetada com a finalidade de superar os problemas de convergência que envolve a análise das soluções dos problemas de fluxo transiente. Esses problemas são provocados por causa da não-linearidade da curva de retenção e da função permeabilidade do solo (Tsaparas et al., 2002). Com o objetivo de evitar tais problemas, a malha de elementos empregada na superfície do talude foi projetada com um espaçamento menor entre cada elemento, pois a superfície do talude é uma região em que as mudanças na poro-pressão da água ocorrem rapidamente durante o fluxo.

A malha de elementos usada está ilustrada na Figura 5-5. Na superfície do talude, até a profundidade de três metros, utilizaram-se elementos quadrados (0,50 x 0,50m) com oito nós. Para profundidades maiores do que três metros, e distantes da crista e do pé do talude, utilizou-se elementos quadrados (1,00 x 1,00m) com quatro nós. Entre a malha mais refinada e a menos refinada, fez-se uso de elementos triangulares de transição. Abaixo do lençol freático admitido (cota 5 metros) foram empregados elementos retangulares (2,00 x 1,00m)

com quatro nós. No total, a malha formada consistiu de 2402 nós e 1229 elementos. A metodologia utilizada nesse trabalho para projetar a malha de elementos foi similar à utilizada por Tsaparas et al. (2002).

Para a apresentação dos resultados, oito pontos (A, B, C, D, E, F, G e H) foram escolhidos, como representativos, para ilustrar a variação da sucção ou poro-pressão da água no interior do talude durante o fluxo, causado pelas infiltrações das águas das chuvas. Esses pontos estão localizados na Figura 5-5 e suas coordenadas estão apresentadas na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 – Coordenadas dos pontos representativos no interior do talude.

Ponto	A	B	C	D	E	F	G	H
Distância – x (m)	20	20	20	20	29	29	29	29
Elevação – y (m)	24	22	20	18	15	13	11	9

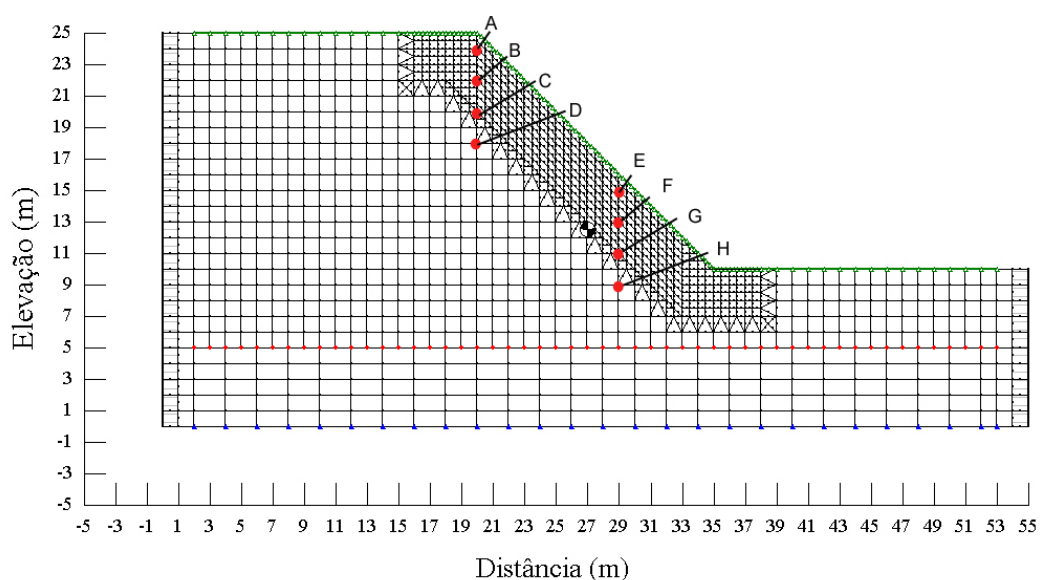


Figura 5-5 – Geometria da malha de elementos finitos utilizada na análise do fluxo.

5.3. Condições de contorno adotadas nas análises de fluxo.

Ao longo das bordas da direita e da esquerda do talude, adotou-se uma condição de talude infinito para se evitar qualquer tipo de interferência das bordas nos resultados das análises. Nos nós da base do talude, adotou-se uma condição de fluxo zero. O nível do lençol freático foi admitido fixo na cota de elevação igual a cinco metros. As precipitações foram modeladas como uma condição de fluxo unitário positivo nos nós da superfície do talude. A taxa de evapotranspiração é admitida de maneira similar à precipitação, no entanto, o fluxo unitário nos nós da superfície é negativo.

Uma limitação apresentada nas análises de fluxo deste trabalho é a impossibilidade de se assumir a histerese da curva de retenção ao longo do tempo. Uma vez que o programa Seep/W utiliza apenas uma curva de retenção, tanto para a condição de umedecimento quanto para uma condição de secagem, optou-se por utilizar a curva de retenção associada ao caminho de secagem, de maneira similar à obtida ao longo desta pesquisa e apresentada no Item 4.2.2.

5.4. Características pluviométricas e evapotranspiração.

As características referentes às precipitações foram obtidas a partir de dados reais, coletados na Estação Meteorológica do Mirante de Santana¹, estado de São Paulo (INMET, 2005). Para esta pesquisa, foi adotada a chuva referente ao ano de 2004, como representativa da média histórica (1996-2005), por ter esta uma distribuição de precipitação e evapotranspiração semelhante à média histórica.

Para se verificar a estabilidade do talude em função do tempo, a distribuição de precipitação diária referente ao ano de 2005 foi escolhida, por ter sido este, um ano com índices pluviométricos maiores do que a média histórica para a cidade de São Paulo (1996-2005).

A evapotranspiração real, utilizada neste trabalho, representa o total de água transferida da superfície da Terra para a atmosfera em função de parâmetros atmosféricos, umidade do solo e tipo de cobertura existente no solo. É composta da soma das quantias da evaporação dos líquidos na superfície acrescida da transpiração das plantas. Dessa forma, além dos fatores

¹ Trata-se da estação meteorológica representativa do Clima Local da Cidade de São Paulo.

meteorológicos que condicionam a evapotranspiração tais como radiação solar, vento, temperatura do ar, essa é afetada também pelas características de retenção do solo. Os dados referentes à evapotranspiração utilizados também foram coletados na Estação Meteorológica do Mirante de Santana, definindo-se um solo do tipo argila arenosa como referência para se obter e utilizar os dados da evapotranspiração em todas as análises.

A Figura 5-6 (a) apresenta a intensidade mensal histórica (1996–2005), precipitação e evapotranspiração, para a Estação Meteorológica do Mirante de Santana. Nota-se a existência nítida de dois períodos ou estações bem definidas, uma chuvosa que ocorre nos meses de outubro a março, e outra relativamente mais seca, que ocorre nos meses de abril a setembro. Na mesma figura é apresentada, paralelamente, a distribuição da precipitação e evapotranspiração para o ano de 2004. Na Figura 5-6 (b), a distribuição da precipitação e evapotranspiração são apresentadas semanalmente, ao longo do ano. Esses dados representam o acumulativo ao longo dos sete dias de cada semana.

Para o ano de 2005, o mês de maio apresentou índices pluviométricos maiores do que as médias históricas. A Figura 5-7 (a) ilustra as intensidades médias mensais para o ano de 2005 e na Figura 5-7 (b), as intensidades diárias para os meses de janeiro e maio, do mesmo ano. Nota-se que, para o mês de maio, aproximadamente 75% da chuva ocorreu em menos de um dia, caracterizando, neste caso, uma chuva de alta intensidade e curta duração. A partir da análise da Figura 5-7 (b), são apresentados na Figura 5-8 quatro cenários que serão utilizados para se avaliar a influência das características de cada evento chuvoso nas análises de estabilidade do talude.

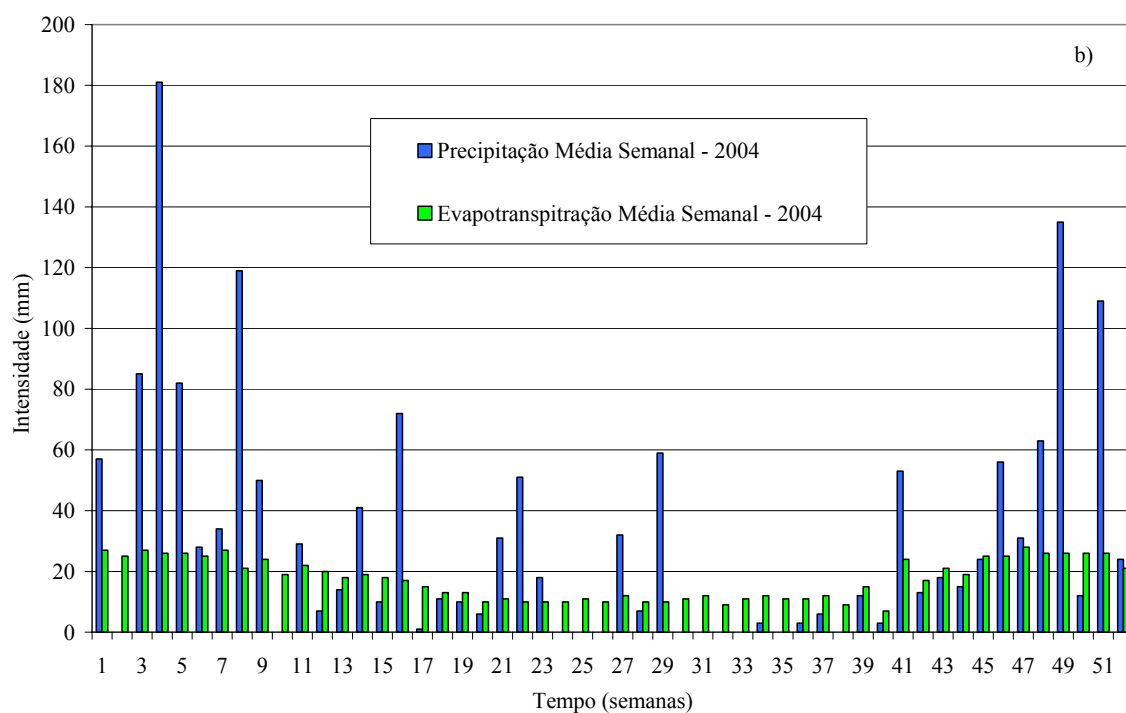
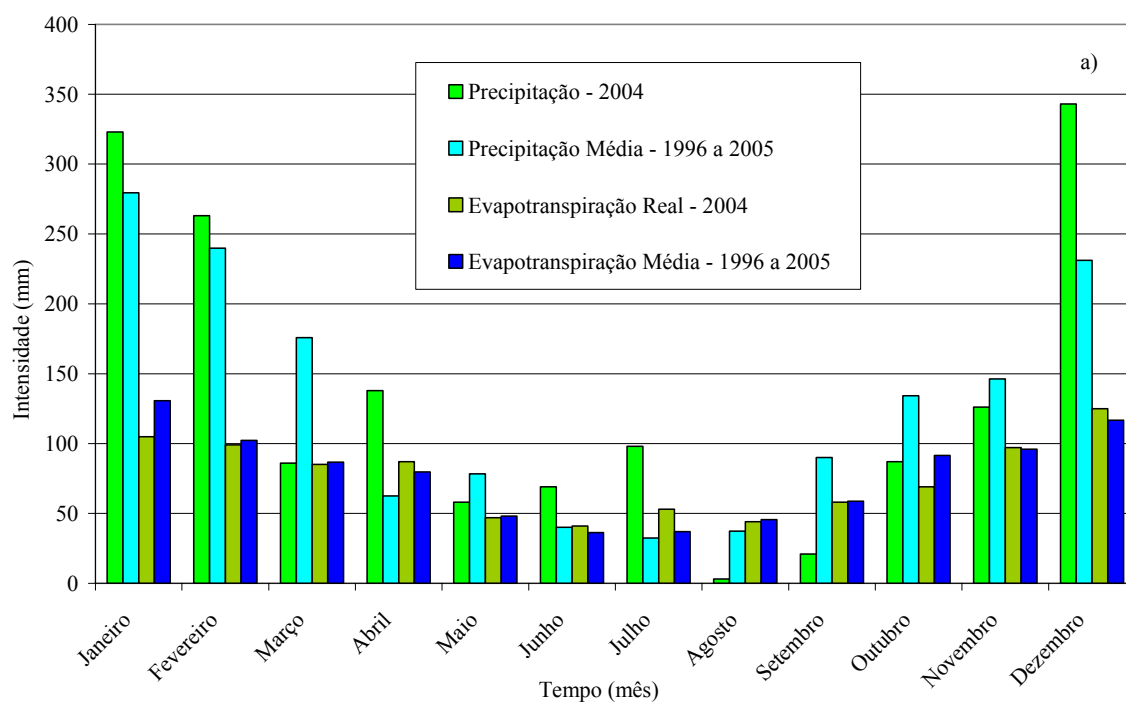


Figura 5-6 – Pluviogramas referentes à cidade de São Paulo: a) intensidade média mensal histórica (1996-2005) e do ano de 2004; b) intensidade média semanal para o ano de 2004.

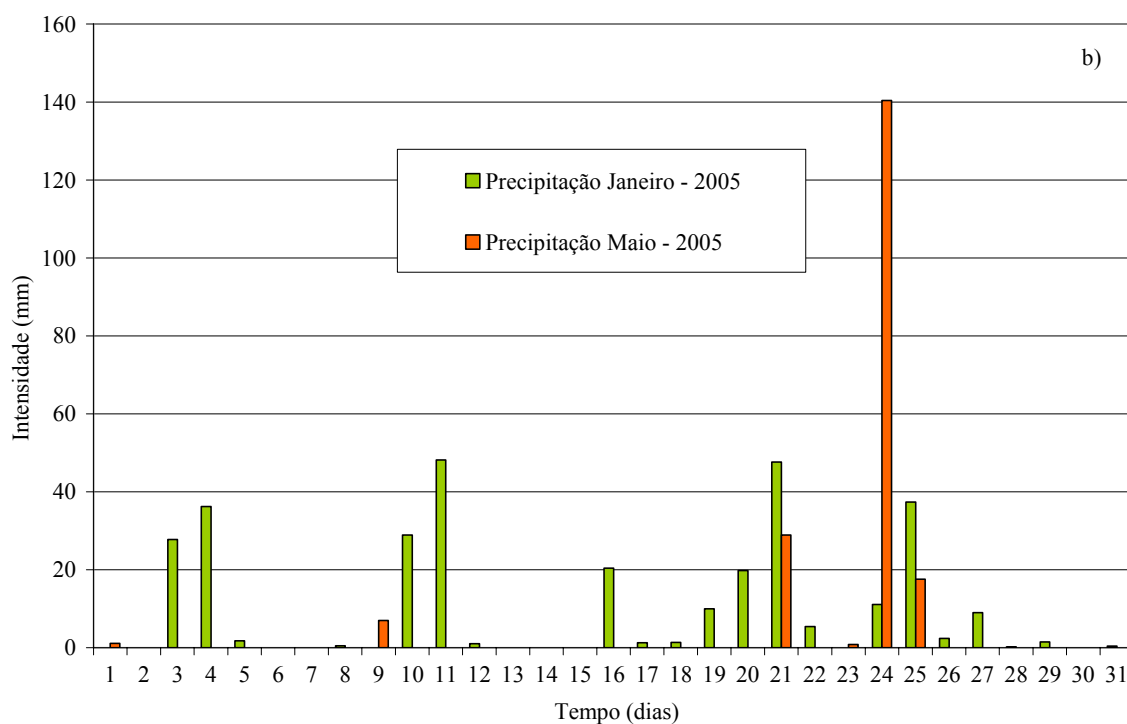
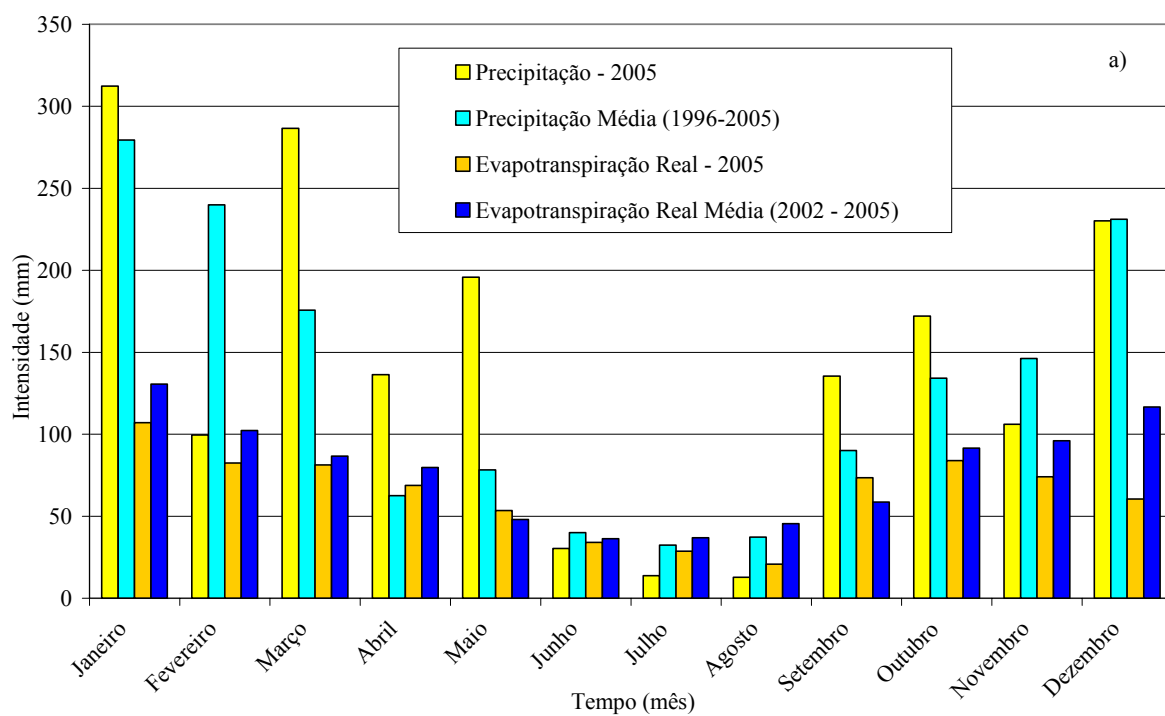


Figura 5-7 - Pluviogramas referentes à cidade de São Paulo: a) intensidade média mensal histórica (1996-2005) e do ano de 2005; b) precipitações diárias para o mês de janeiro e maio/2005.

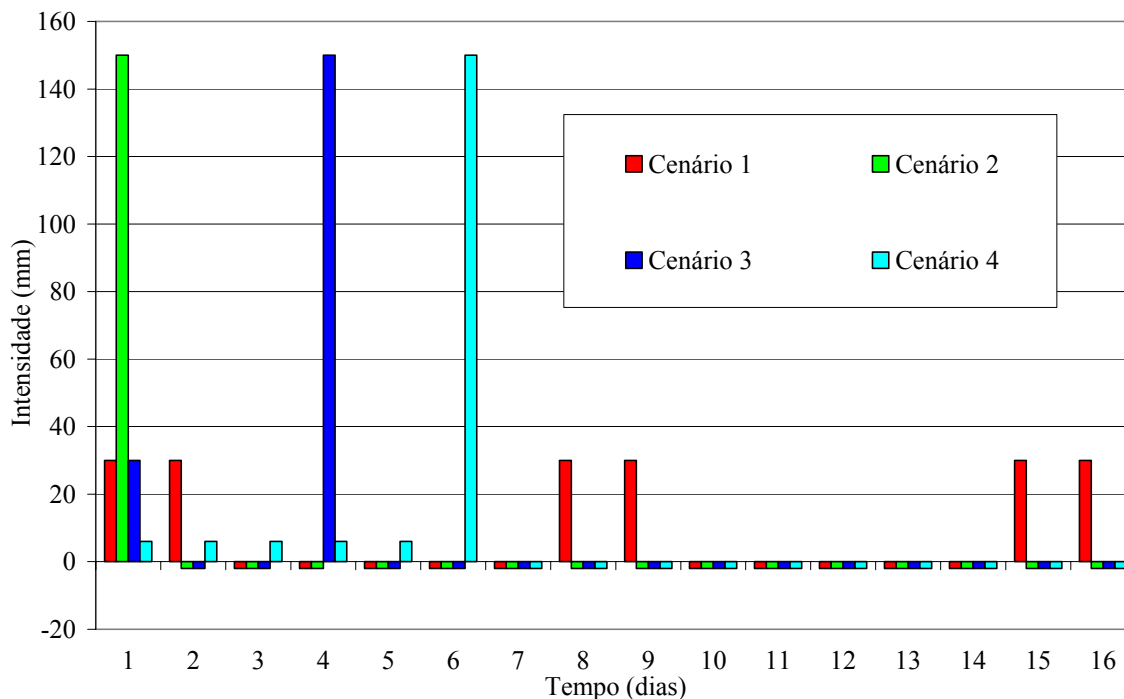


Figura 5-8 – Pluviogramas referentes à cidade de São Paulo: pluviogramas simplificados.

Na Tabela 5-2 são mostradas as características dos cenários que serão utilizados nas simulações, baseadas na Figura 5-8. O cenário 1 é caracterizado por três eventos com duração de 48 h cada, totalizando um acumulado precipitado de 180mm. O cenário 2 é caracterizado por um evento de grande intensidade (150 mm) e nenhuma chuva precedente. Os cenários 3 e 4 são caracterizados por um evento principal de grande intensidade e curta duração (150 mm), entretanto, o cenário 3 apresenta uma chuva antecedente de 30 mm e o cenário 4 apresenta cinco eventos antecedentes (6 mm cada), totalizando 30 mm de chuva. Em todos os cenários admitidos, nos dias em que não houve registro de chuva admitiu-se uma taxa de evapotranspiração diária correspondente a 0,083 mm/h, que equivale a 2 mm/dia.

Tabela 5-2 – Características dos cenários que serão adotados nas simulações.

Cenário n°	Chuva antecedente				Chuva Principal				Evapotranspiração			
	Total (mm)	N° de eventos	Duração/evento (h)	Intensidade (mm/h)	Total (mm)	N° de eventos	Duração/evento (h)	Intensidade (mm/h)	Total (mm)	N° de eventos	Duração/evento (h)	Intensidade (mm/h)
1	180	3	48 (2 dias)	1,25	-	-	-	-	48	24	24 (1 dia)	0,083
2	-	-	-	-	150	1	24 (1 dia)	6,25	72	29	24 (1 dia)	0,083
3	30	1	24 (1 dia)	1,25	150	1	24 (1 dia)	6,25	56	28	24 (1 dia)	0,083
4	30	5	24 (1 dia)	0,25	150	1	24 (1 dia)	6,25	48	24	24 (1 dia)	0,083

5.5. Descrição da análise de estabilidade do talude.

Para a análise de estabilidade do talude, adotou-se o método simplificado de Bishop (superfície de ruptura circular). A malha dos possíveis centros e raios dos círculos de ruptura, necessários para o cálculo do fator de segurança está ilustrada na Figura 5-9. Na mesma figura, é apresentada a malha de poro-pressão de água obtido pelo programa Seep/W e usada como parâmetro de entrada no Slope/W para o cálculo da estabilidade em solos não saturados.

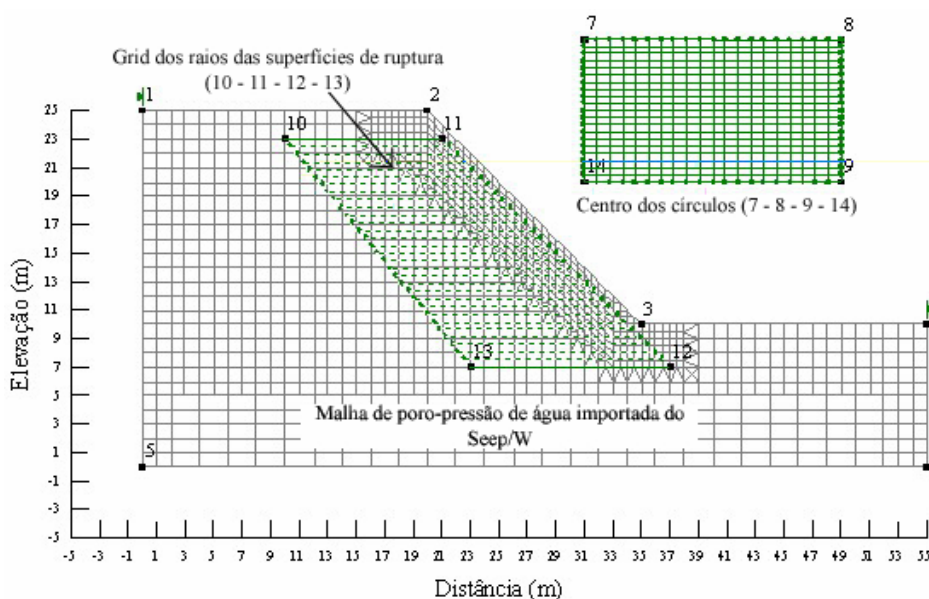


Figura 5-9 – Geometria do talude, localização dos possíveis centros e raios dos círculos de ruptura e malha importada de poro-pressão de água para a análise de estabilidade acoplada.

Para se considerar a influência da sucção na resistência do solo, é necessário conhecer o parâmetro ϕ^b . Sabe-se, no entanto, que este parâmetro não é constante em função do valor de sucção. O programa Slope/W admite apenas valor de ϕ^b constante. Com o intuito de avaliar a influência do parâmetro ϕ^b na estabilidade, adotaram-se dois valores de ϕ^b para cada solo: um valor de ϕ^b igual ao ϕ' (para representar a variação da coesão até aproximadamente o valor da entrada de ar) e outro valor de ϕ^b obtido a partir do ajuste linear, para o nível de variação de sucção considerado representativo das análises de fluxo. Um resumo dos parâmetros de resistência está apresentado na Tabela 5-3.

Tabela 5-3 – Resumo dos parâmetros de resistência adotados para as análises de estabilidade de talude.

Parâmetros de Resistência	Gnaisse	AG3	AG2	AG1
c' (kPa)	5,4	0,0	0,0	0,0
ϕ' (°)	32,0	34,0	39,0	37,0
ϕ^{b_1} (°)	32,0	34,0	39,0	37,0
ϕ^{b_2} (°)	24,0	27,0	23,0	20,0

5.6. Resultados das análises.

5.6.1. Perfis de sucção ao longo do ano.

Pela necessidade de determinar o perfil inicial de sucção no talude, para se avaliar a influência da infiltração na estabilidade do talude, optou-se por analisar a variação dos perfis ao longo do ano e verificar as situações mais críticas e as situações mais favoráveis para o equilíbrio de uma potencial superfície de ruptura do talude. Utilizou-se a distribuição de precipitação e evapotranspiração referente ao ano de 2004 (Figura 5-6, b) como representativa da série histórica, como já comentado anteriormente.

Os valores de poro-pressão de água foram obtidos nos pontos A a H ao longo de dez anos, com o intuito de se obter o tempo necessário para que um regime “estacionário” anual representativo fosse atingido. Entretanto, para todos os solos analisados (Gnaisse, AG3, AG2 e AG1), a partir do quinto ciclo já foi suficiente para se atingir os perfis desejados. Da Figura 5-10 à Figura 5-13 são apresentados os resultados obtidos para os solos considerados.

Gnaisse (Solo Matriz) – Variação da sucção ao longo do ano.

Na Figura 5-10 está ilustrada a variação da poro-pressão de água ao longo do ano para o solo Gnaisse. Na Figura 5-10 (a) estão apresentados os valores para os pontos A, B, C e D e na Figura 5-10 (b) os valores para os pontos E, F, G e H, indicados na Figura 5-5. É interessante notar que os valores de poro-pressão de água próximos da superfície (A e E) oscilam em amplitudes maiores comparados com os outros pontos. Em contrapartida, os pontos mais afastados da superfície (D e H) oscilam com amplitudes menores. Analisando-se a Figura 5-10 percebe-se claramente o aumento da sucção, ou redução da poro-pressão da água, nos períodos relativos aos meses de Julho, Agosto, Setembro e Outubro. Por outro lado, há uma redução da sucção, ou aumento da poro-pressão, nos períodos relativos aos meses de Dezembro, Janeiro, Fevereiro e Março. O perfil crítico para o solo Gnaisse, ou seja, aquele que apresenta menores valores de sucção (ou maiores valores de poro-pressão de água) ocorre aproximadamente na sétima e na décima semana do ano, que corresponde ao final da primeira quinzena de fevereiro e ao final da primeira quinzena de março, respectivamente. Por outro lado, o perfil menos desfavorável, ou seja, aquele perfil que apresenta maiores valores de sucção (ou menores valores de poro-pressão de água) ocorre aproximadamente no final da primeira quinzena de outubro e na segunda quinzena de novembro. O menor valor de poro-pressão obtido foi de aproximadamente -170 kPa, ocorrido no ponto A, no mês de outubro.

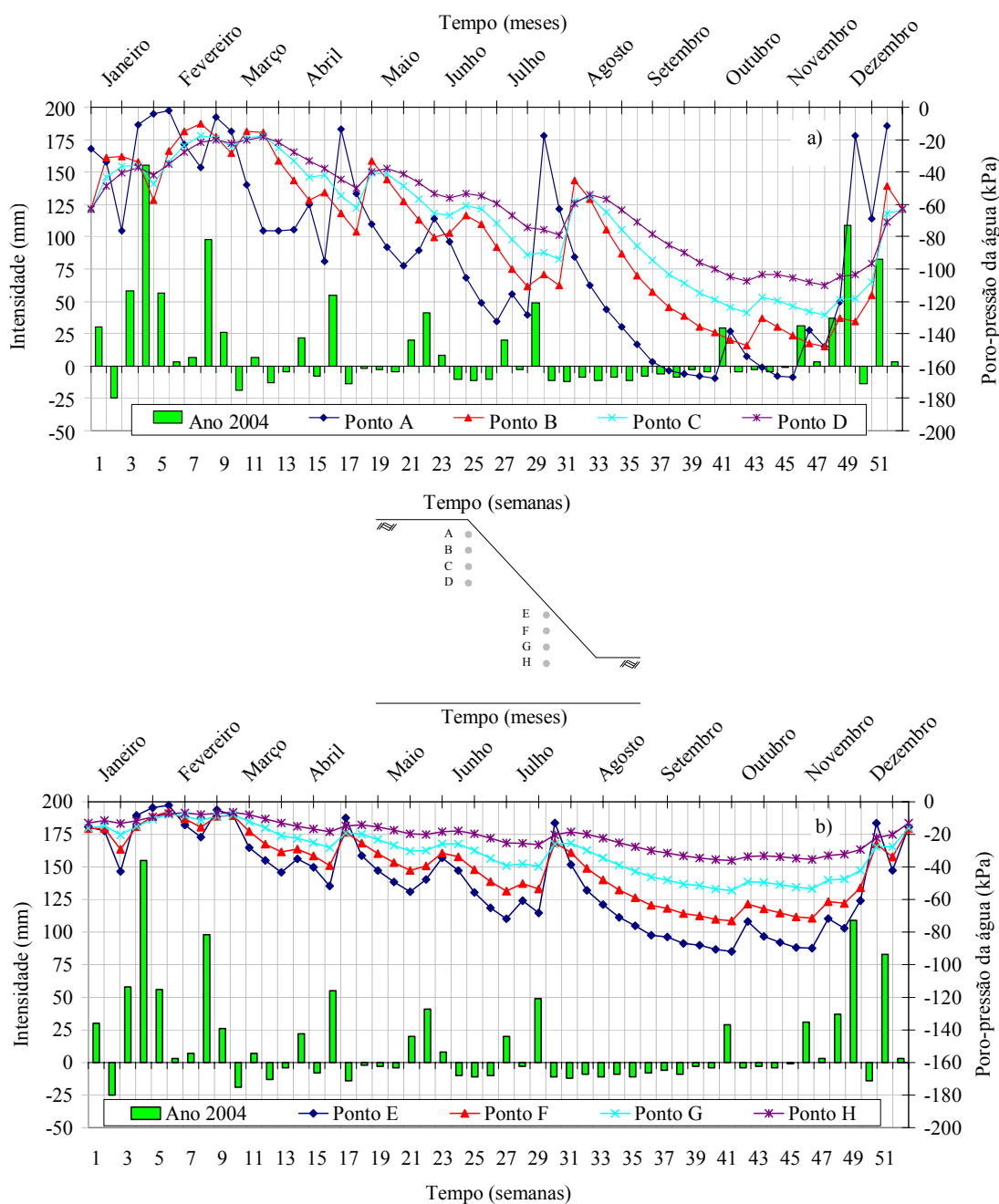


Figura 5-10 – Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo Gnaisse: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.

AG3 - (75% Gnaisse + 25% Areia) – Variação da sucção ao longo do ano.

Na Figura 5-11 é ilustrada a variação da poro-pressão de água ao longo do ano para o solo AG3. Na Figura 5-11 (a) são apresentados os valores para os pontos A, B, C e D e na Figura 5-11 (b) os valores para os pontos E, F, G e H. Para o solo AG3, a situação crítica também ocorreu na sétima e na décima semana do ano. A situação menos favorável para um escorregamento ocorreu também na primeira quinzena do mês de outubro. O menor valor de

poro-pressão de água corresponde ao valor de aproximadamente -140 kPa, no ponto A do talude. É interessante notar que nos pontos D e H as oscilações das pressões de água foram pequenas ao longo de todo período analisado, correspondendo em média a valores de poro-pressão de água de 60 e 20 kPa, respectivamente.

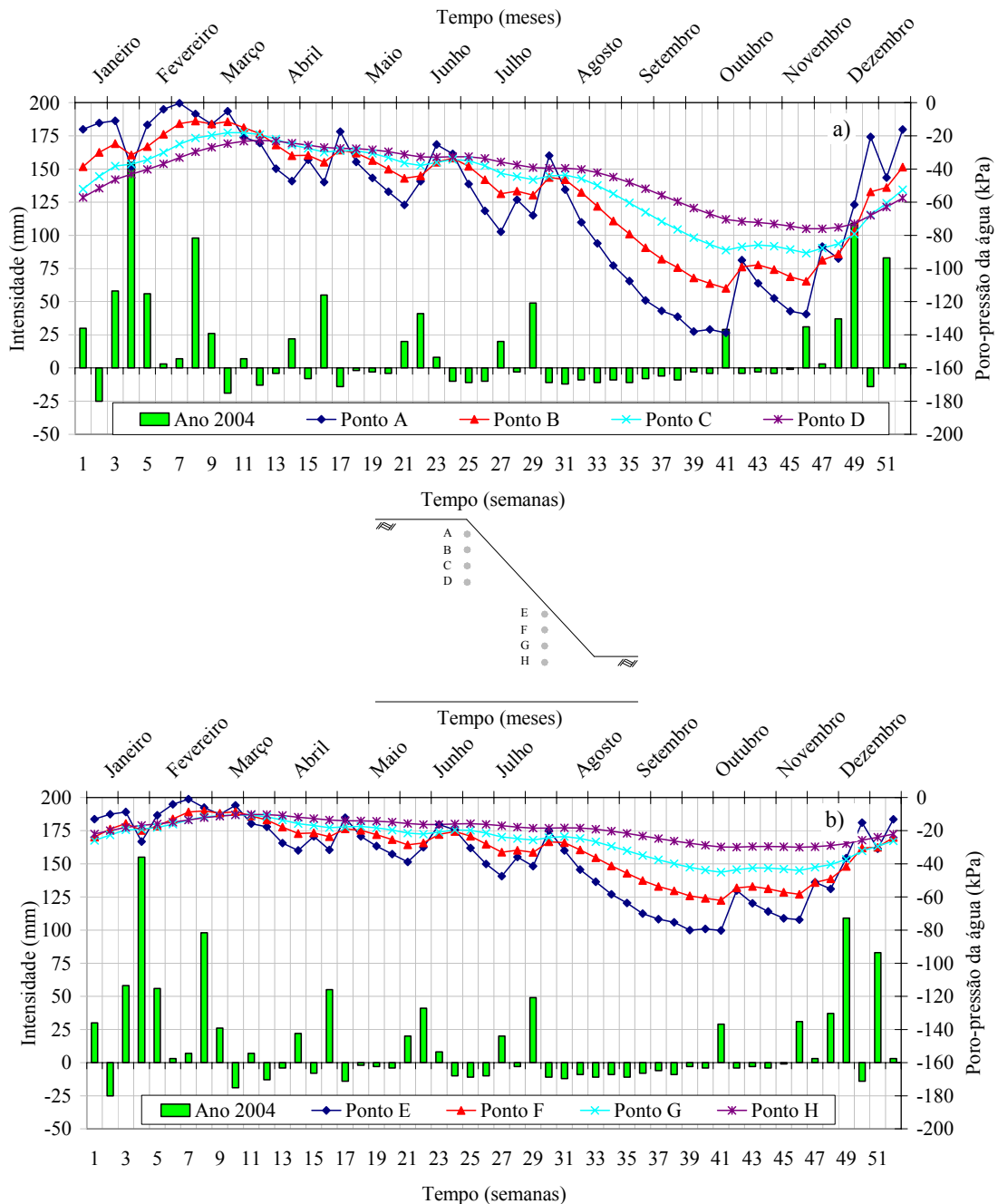


Figura 5-11 - Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo AG3: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.

AG2 - (50% Gnaisse + 50% Areia) – Variação da sucção ao longo do ano.

Na Figura 5-12 é ilustrada a variação da poro-pressão de água ao longo do ano para o solo AG2. Na Figura 5-12 (a) são apresentados os valores de poro-pressão de água para os pontos A, B, C e D e na Figura 5-12 (b), os valores para os pontos E, F, G e H. Similar aos solos Gnaisse e AG3, as amplitudes das variações da sucção são maiores na superfície do talude e menores no interior. O menor valor de poro-pressão de água corresponde aproximadamente a -120 kPa, no ponto A do talude, no mês de outubro.

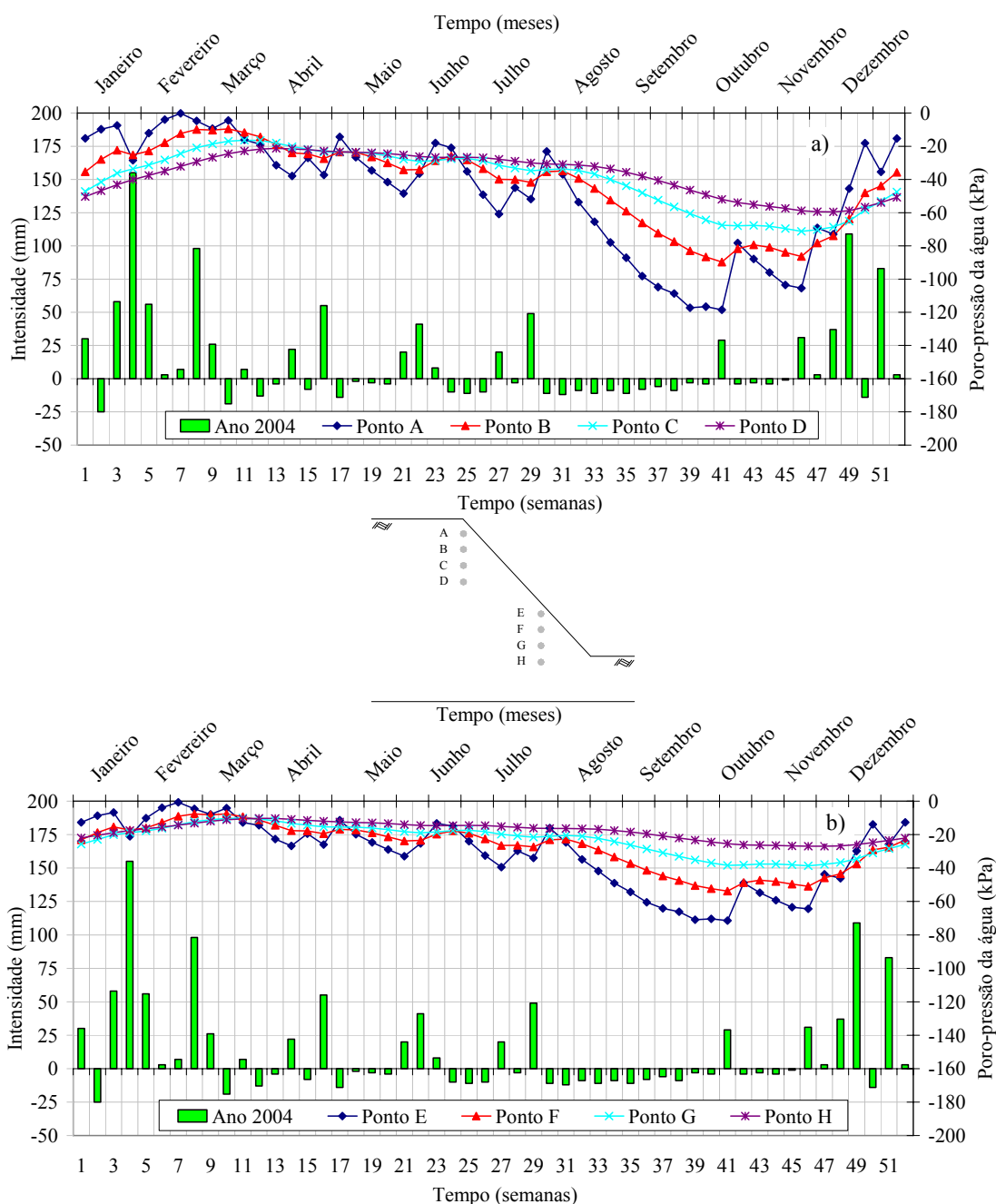


Figura 5-12 - Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo AG2: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.

AG1 - (25% Gnaisse + 75% Areia) – Variação da sucção ao longo do ano.

Na Figura 5-13 é ilustrada a variação da poro-pressão de água ao longo do ano para o solo AG1. Na Figura 5-13 (a) é apresentada os valores para os pontos A, B, C e D e na Figura 5-13 (b) são apresentados os valores para os pontos E, F, G e H. O menor valor de poro-pressão de água corresponde aproximadamente a -110 Pa, no ponto A do talude, no mês de outubro. Para o talude formado pelo solo AG1, com exceção dos pontos localizados na superfície do talude, a sucção permanece praticamente constante ao longo do ano. A poro-pressão de água é em média 20 kPa, com exceção dos pontos A e H, que estão a 0,5 m da superfície do talude.

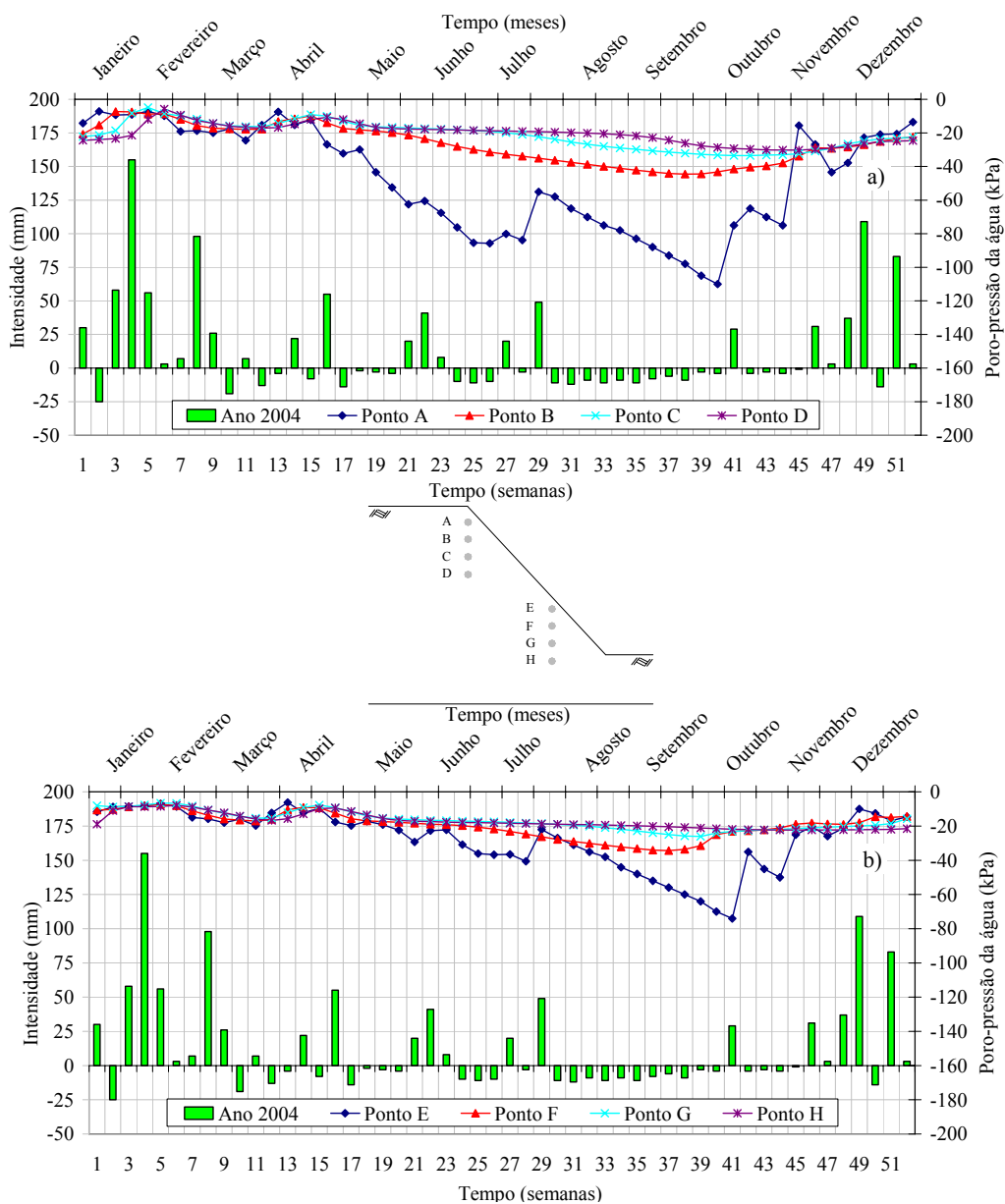


Figura 5-13 - Variação da poro-pressão da água ao longo do ano para o solo AG1: a) Pontos A, B, C e D; b) Pontos E, F, G e H.

A partir dos valores obtidos na Figura 5-10 a Figura 5-13, percebe-se claramente, que em todos os solos analisados, a variação de sucção no interior do talude acompanha a variação das condições climáticas locais. No decorrer de uma precipitação, a poro-pressão da água na superfície no terreno aumenta. Para períodos em que a atuação da evapotranspiração é maior do que a precipitação ocorre o inverso, ou seja, a poro-pressão da água na superfície e no interior do talude diminuem. Para a série histórica adotada, selecionaram-se dois perfis distintos dos valores de poro-pressão de água possíveis de ocorrer para os solos analisados. Os perfis de poro-pressão apresentados na Figura 5-14 e na Figura 5-15 estão localizados no topo do talude, passando pelos pontos A a D (Figura 5-5).

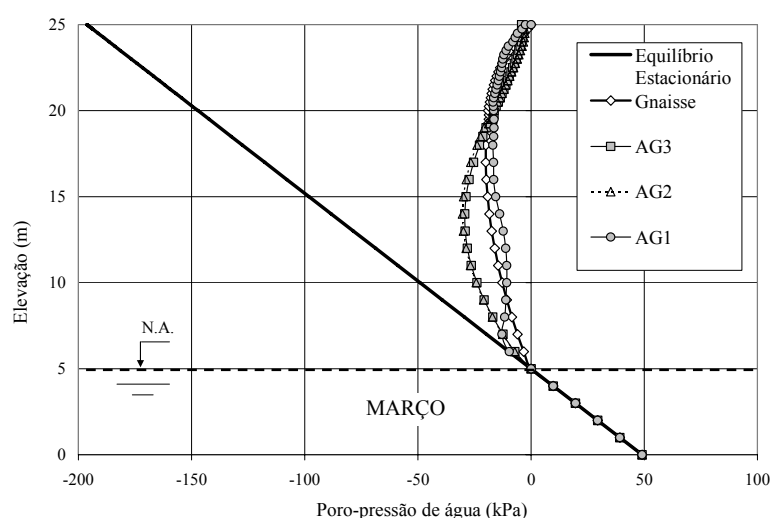


Figura 5-14 – Perfis críticos para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1 ocorridos no mês de março (décima semana do ano).

Na Figura 5-14 é apresentado o perfil de poro-pressão ocorrido na primeira semana do mês de março, representativo da situação crítica para os solos analisados. O talude foi submetido a vários eventos de chuvas, tanto eventos de longos períodos como eventos de grande intensidade e de curtos períodos. Essas precipitações, caracterizadas por iniciarem no mês de outubro ou novembro, tem seu fim no mês de março. É neste mês que se obteve os maiores valores de poro-pressão de água. Os solos AG3 e AG2 apresentaram perfis semelhantes de poro-pressão. Nota-se que os valores médios de poro-pressão se mantiveram em torno de -15 kPa, o que corresponde a uma sucção de 15 kPa.

Os resultados apresentados na Figura 5-14 mostram a importância de se levar em consideração o ciclo de chuvas ocorrido antes de cada escorregamento. Esse tipo de

procedimento foi sugerido por Guidicini e Iwasa (1976) por meio do coeficiente do ciclo (C_c) e do coeficiente do episódio (C_e). A situação ocorrida no mês de março foi a mais crítica de acordo com os resultados das análises numéricas, concordando, dessa maneira, com a , que ilustra a situação mais crítica para a ocorrência de escorregamentos também para o mês de março.

Na Figura 5-15 é apresentado o perfil de poro-pressão ocorrido na primeira semana do mês de outubro. O início do mês de outubro é antecedido por um período caracterizado pelo predomínio dos valores de evapotranspiração sobre os valores de precipitação. Nesse período (julho, agosto e setembro), ocorre uma redução nos valores de poro-pressão e, essa redução, está relacionada ao tipo de solo. Percebe-se na Figura 5-15 que o solo Gnaisse apresentou menor valor de poro-pressão na superfície (aproximadamente -180 kPa), enquanto o solo AG1 apresentou maior valor (aproximadamente -55 kPa).

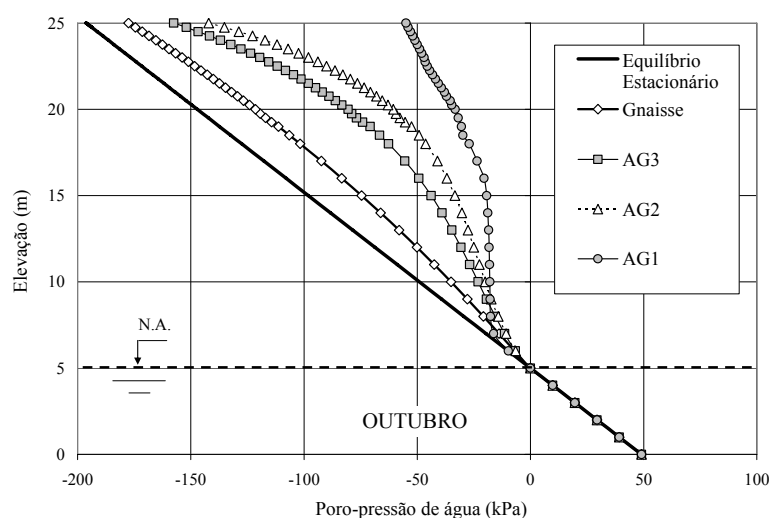


Figura 5-15 - Perfis favoráveis à estabilização de um talude, para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1 ocorridos no mês de outubro.

5.6.2. Influência das características das chuvas na variação da poro-pressão de água.

Os cenários 1, 2, 3 e 4 (Figura 5-8) foram adotados para avaliar a influência da duração e da intensidade da precipitação na variação da poro-pressão de água, no interior do talude, ao longo do tempo. Para cada solo (Gnaisse, AG3, AG2 e AG1) obteve-se a variação da poro-pressão de água nos pontos A à D, para cada cenário adotado. Admitiu-se, inicialmente, o perfil referente ao mês de outubro (Figura 5-15). Para cada solo, adotou-se o seu perfil correspondente. Da Figura 5-16 (a) à Figura 5-16 (d) está apresentada a variação de poro-pressão de água para o solo Gnaisse, para os quatro cenários adotados. É interessante avaliar a diferença de comportamento da poro-pressão de água ao longo da profundidade para os diferentes cenários. Para o cenário 1, ocorreu claramente uma maior variação de poro-pressão nos pontos A e B, localizados próximo à superfície do talude. O ponto D, localizado a 7 m de profundidade, em relação à superfície, apresentou a menor variação de poro-pressão de água para todos os cenários. Para o cenário 1, a variação máxima no ponto D foi de aproximadamente 50 kPa. Em contrapartida, o cenário 2, independente do ponto no interior do talude analisado, foi o que apresentou as menores variações de poro-pressão de água.

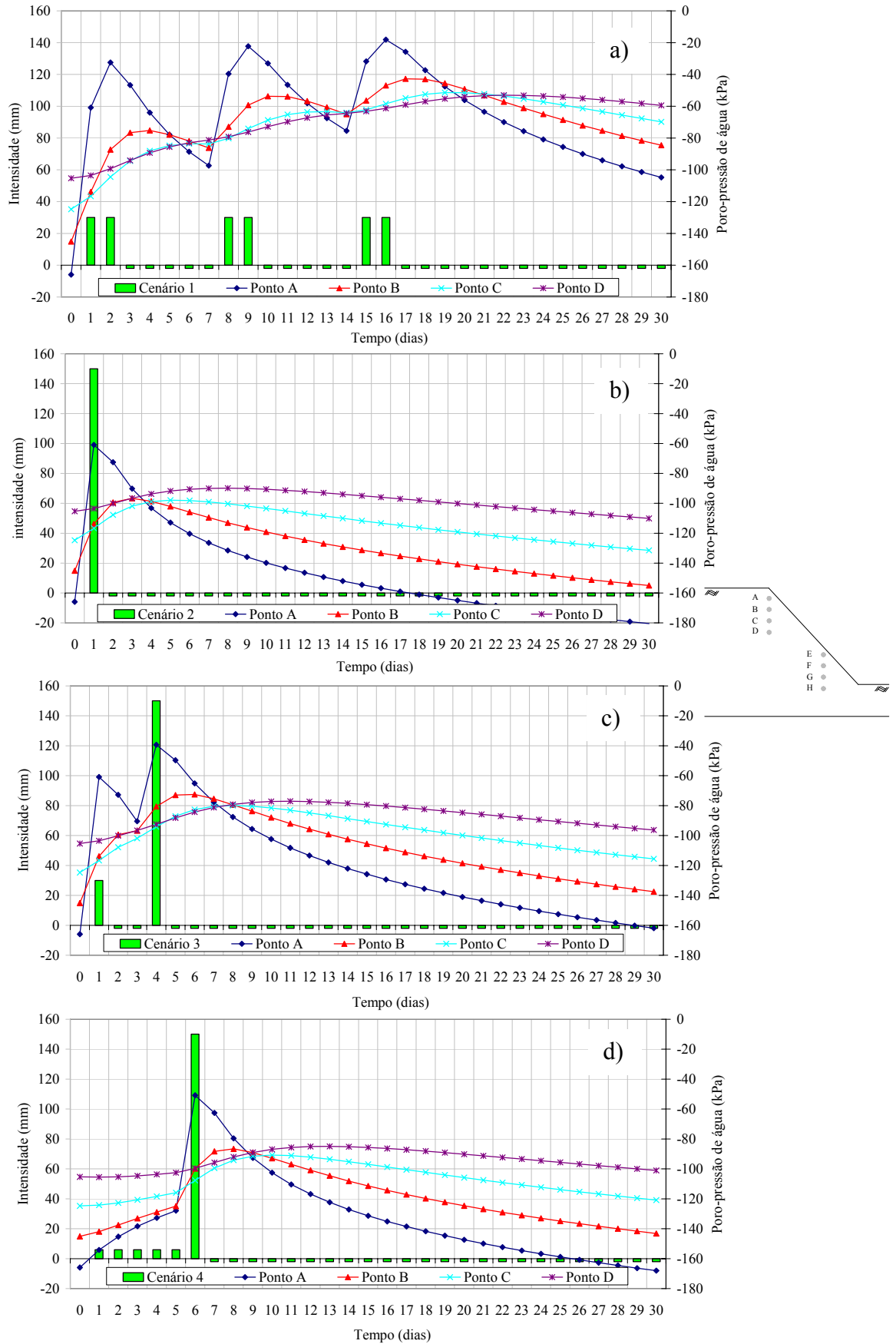


Figura 5-16 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo Gnaisse, para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.

Para a condição inicial admitida, ou seja, perfil correspondente ao mês de outubro (Figura 5-15), o fator de segurança calculado pelo método de Bishop corresponde a 2,2 ($\phi^b = \phi' = 32^\circ$) e 1,9 ($\phi^b = 24^\circ$). A Figura 5-17 ilustra a variação do fator de segurança ao longo do tempo para os quatro cenários apresentados na Figura 5-16. O cenário 1 apresentou maior redução no fator de segurança inicial, concordando com o maior aumento de poro-pressão de água apresentado na Figura 5-16 (a). Por outro lado, o cenário 2 apresentou a menor variação no fator de segurança. Na Figura 5-17 (a) é apresentada a variação do F.S. ao longo do tempo, adotando-se o ϕ^b igual ao ϕ' e na Figura 5-17 (b), a variação do F.S. adotando-se o ϕ^b igual a 24° . Para efeito de comparação calculou-se o fator de segurança na condição saturada para o talude formado pelo solo Gnaisse, e o valor obtido foi de 0,98.

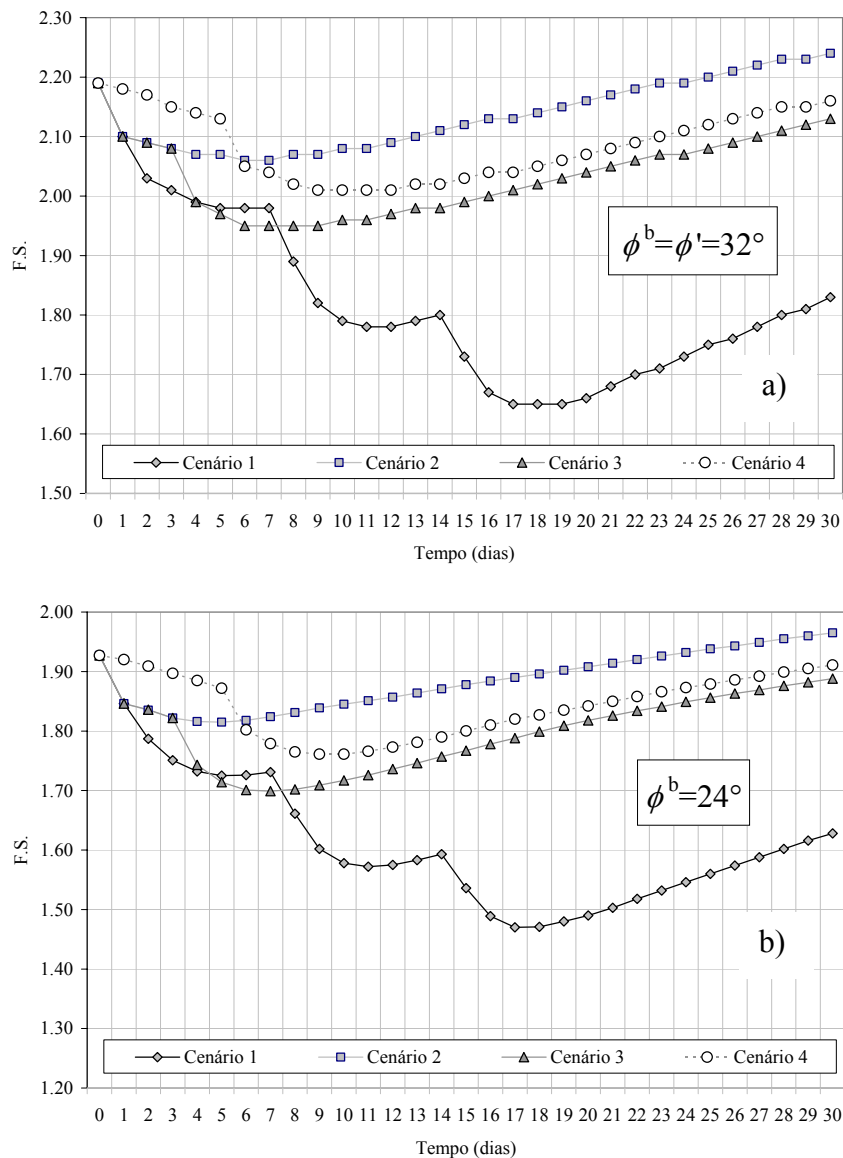


Figura 5-17 – Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo Gnaisse, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro.

Da Figura 5-18 (a) à Figura 5-18 (d) está apresentada a variação de poro-pressão de água para o solo AG3, para os quatro cenários adotados. Similar aos resultados obtidos para o solo Gnaisse, o cenário 1 apresentou maior variação de poro-pressão no ponto A, localizado próximo à superfície do talude. Analisando a variação de poro-pressão para o cenário 1 (Figura 5-18, a), nota-se a importância dos eventos consecutivos para o aumento da poro-pressão de água. No primeiro evento de chuva, ocorrido nos dois primeiros dias, a poro-pressão subiu de -140 kPa para -50 kPa, aproximadamente. Antes de iniciar o segundo evento de chuva, ocorrido após cinco dias do final do primeiro evento, a poro-pressão reduziu em aproximadamente 30 kPa, motivada pela evapotranspiração. No segundo evento, houve um novo aumento na poro-pressão de água. Após o término do segundo evento chuvoso, a poro-pressão se reduz novamente e ao final do terceiro evento, a poro-pressão de água atinge seu maior valor, de aproximadamente -20 kPa. Para o cenário 2 e 3 (Figura 5-18 (b) e Figura 5-18 (c), respectivamente), ocorre aumento da poro-pressão de água nos pontos A e B, no entanto, em ambos os cenários, não se verificou aumento na poro-pressão no ponto D. Esse ponto apenas apresentou redução na poro-pressão de água motivada pela perda de umidade provocada pela taxa de evapotranspiração.

Na Figura 5-19 (a) e (b) estão apresentadas a variação do fator de segurança em função do tempo, obtida para os cenários 1 a 4, para os valores de ϕ^b igual a 34 e 27°, respectivamente. Similar ao solo Gnaisse, o cenário 1 foi o que apresentou a maior queda no fator de segurança, seguido pelos cenários 4, 3 e 2. É interessante perceber que, mesmo com um total de precipitação igual para os cenários 1, 3 e 4, existe uma diferença no comportamento do perfil de poro-pressão de água ao longo do tempo e conseqüentemente na estabilidade do talude. O fator de segurança para o talude formado pelo solo AG3, na condição saturada, é de 0,58.

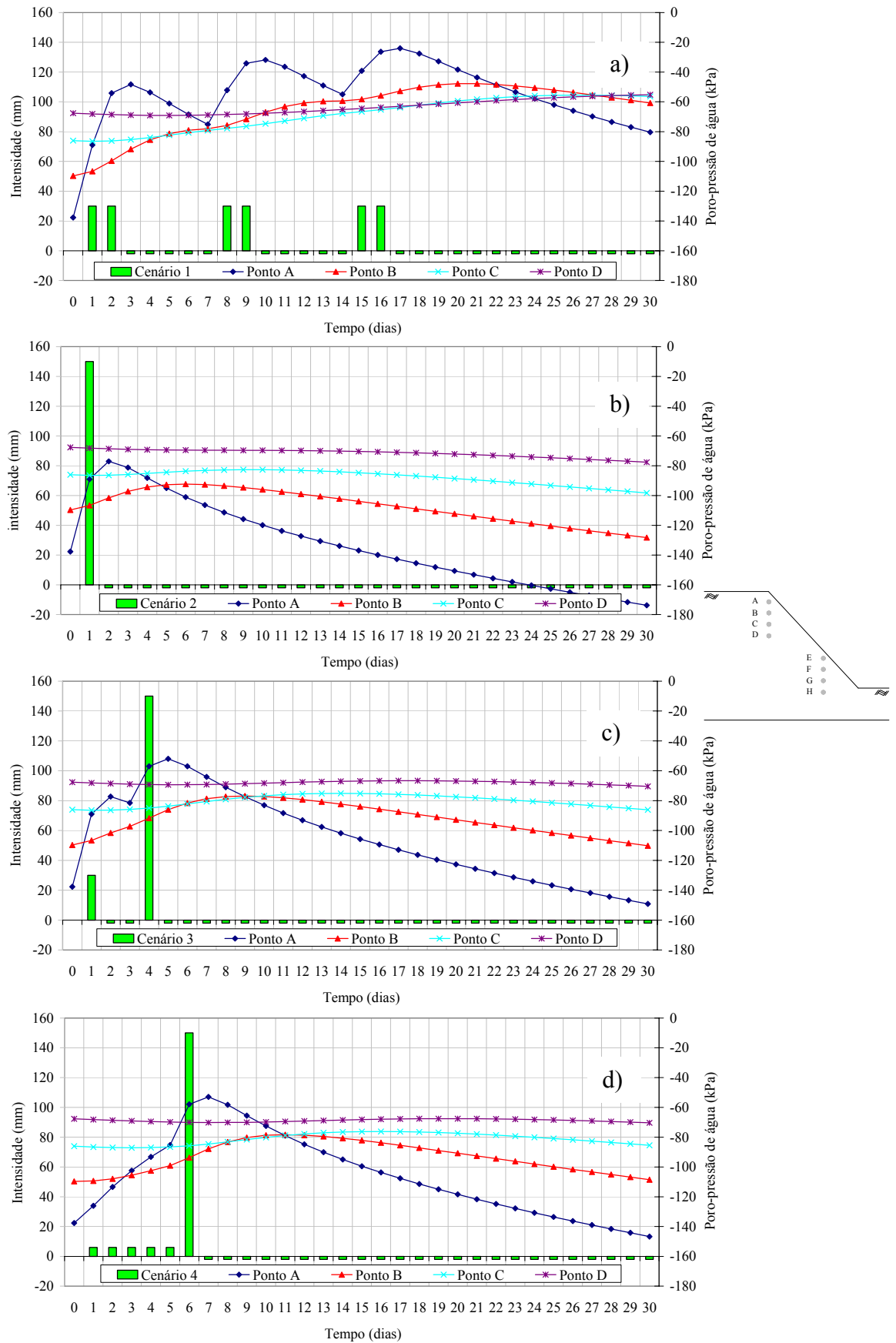


Figura 5-18 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG3, para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.

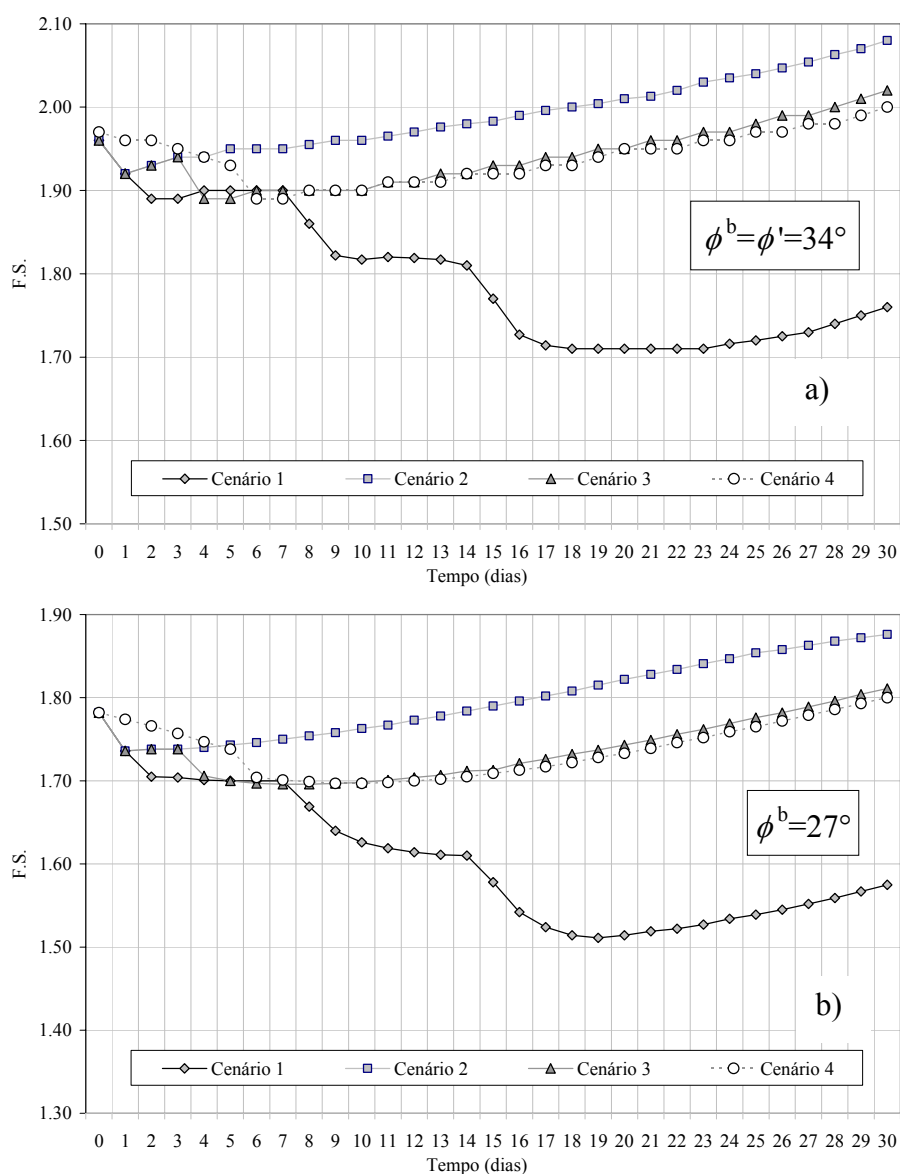


Figura 5-19 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo AG3, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro.

Da Figura 5-20 (a) à Figura 5-20 (d) está apresentada a variação de poro-pressão de água para o solo AG2, para os quatro cenários adotados. Devido à similaridade de comportamento entre os solos AG2 e AG3, os resultados apenas serão apresentados, cabendo a discussão dos resultados no capítulo final, referente às conclusões. Na Figura 5-21 (a) e (b) estão apresentadas a variação do fator de segurança em função do tempo, obtida para os cenários 1 a 4, para os valores de ϕ^b igual a 39 e 23° respectivamente. Para efeito de comparação calculou-se o fator de segurança na condição saturada para o talude formado pelo solo AG2, e o valor obtido foi de 0,70.

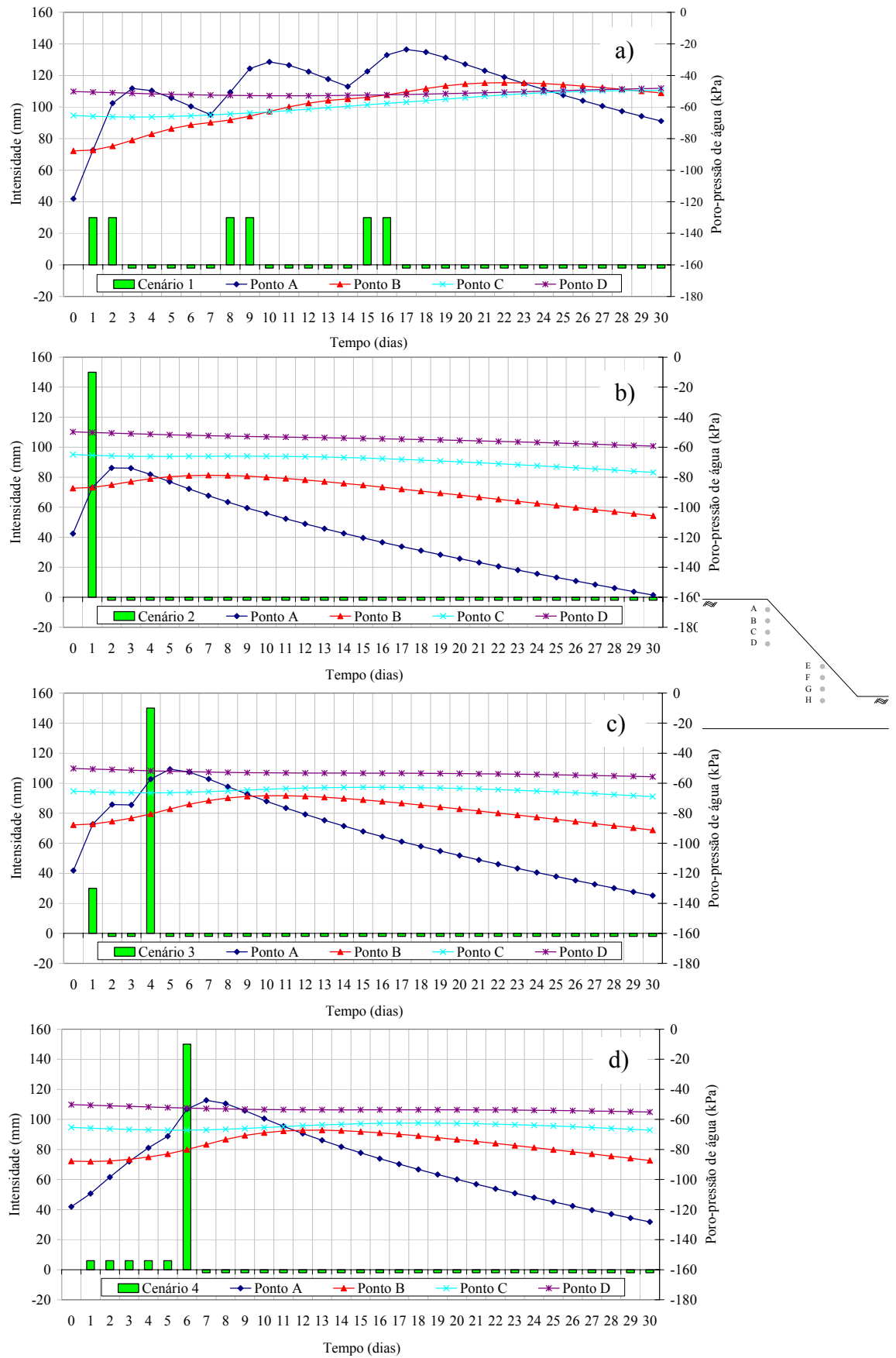


Figura 5-20 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG2, para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.

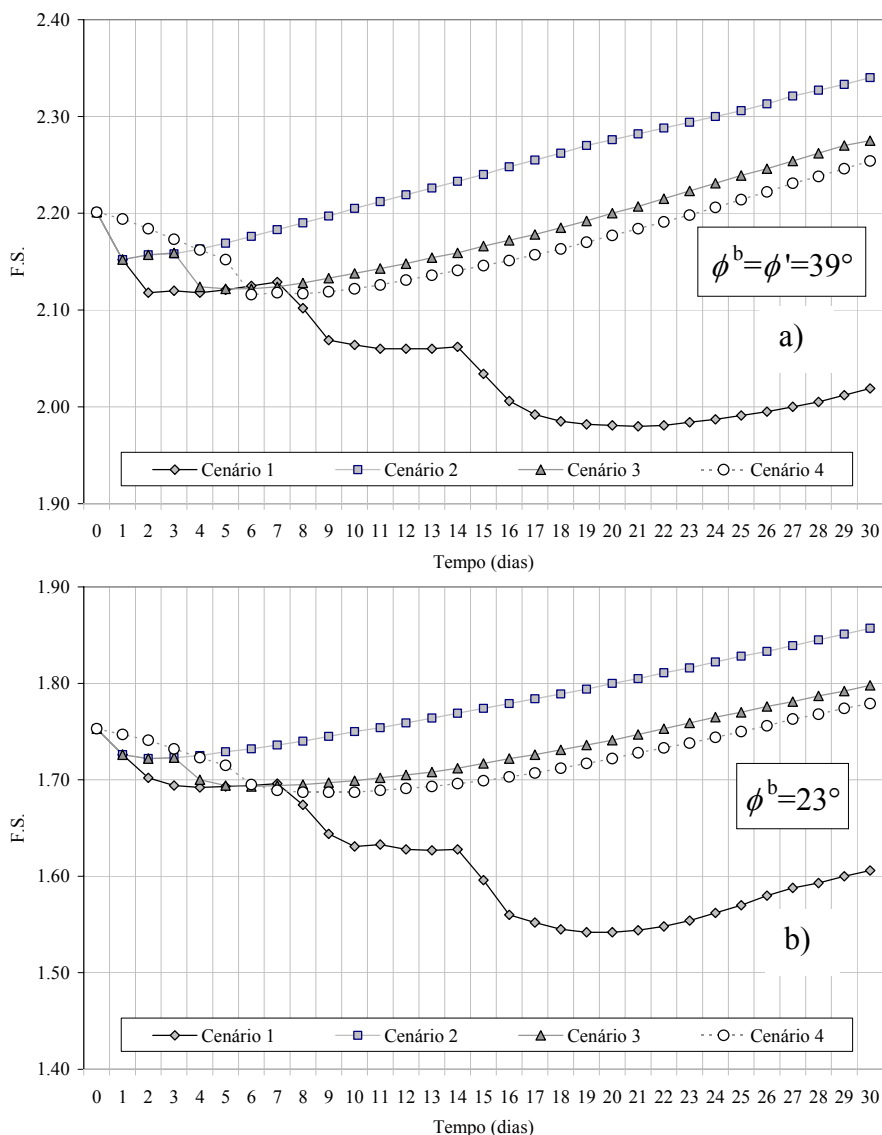


Figura 5-21 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo AG2, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro.

Da Figura 5-22 está apresentada a variação de poro-pressão de água para o solo AG1, para os quatro cenários adotados. A variação da poro-pressão de água no talude formado pelo solo AG1 apresentou comportamento distinto em relação aos outros solos. Nota-se, por exemplo, que na Figura 5-22 (a), para o cenário 1, apenas houve variação da poro-pressão de água durante os eventos de chuva no ponto A, sendo que no ponto B, a variação de poro-pressão ocorreu após cinco dias do final do último evento. Para os pontos C e D, em nenhum dos cenários foi observada qualquer variação na poro-pressão da água.

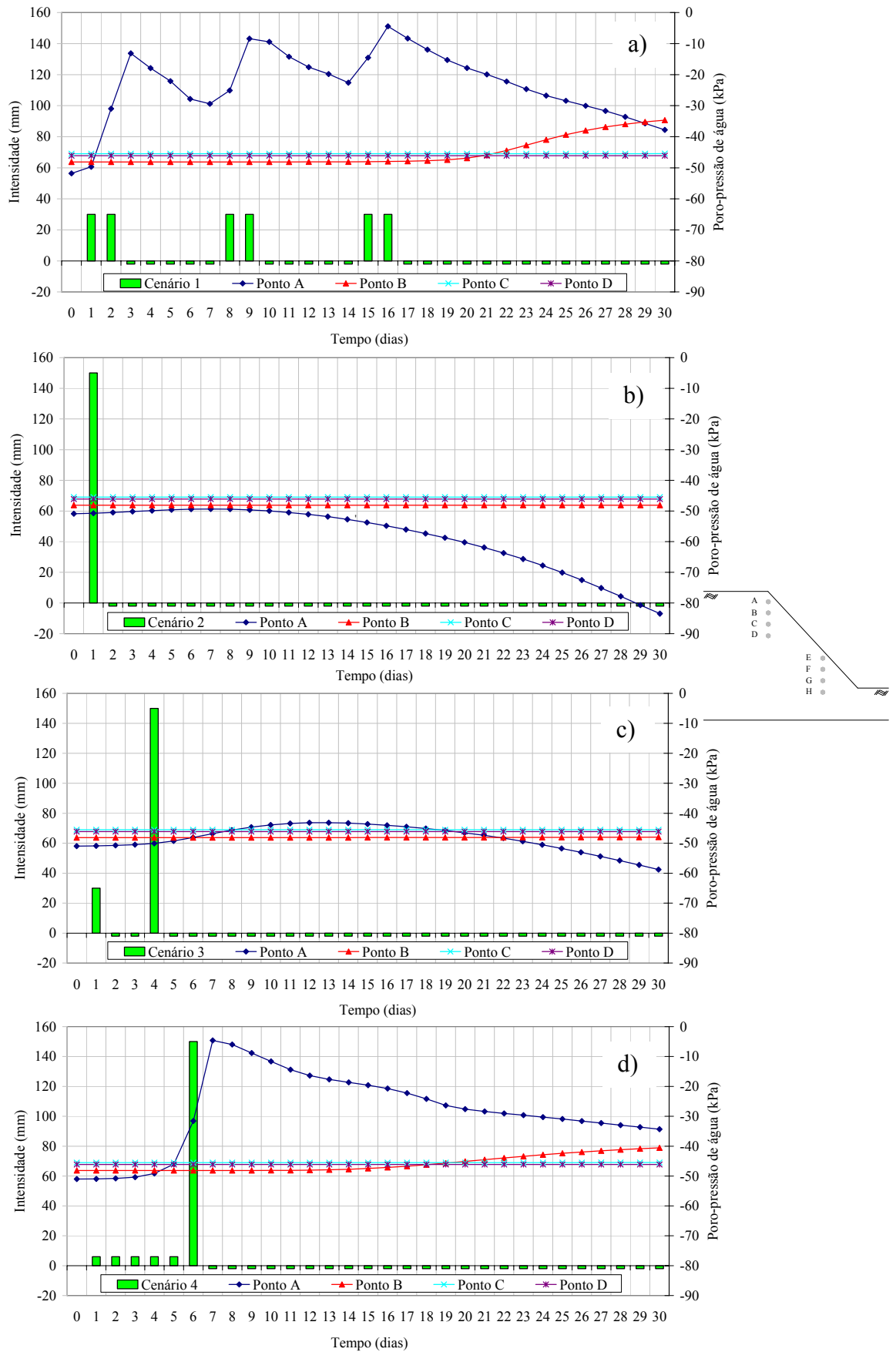


Figura 5-22 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG1 para o perfil referente ao mês de outubro: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.

É interessante notar que o solo AG1, de acordo com a Tabela 4-5, apresenta o maior valor de coeficiente de permeabilidade saturado em relação aos solos usados nas análises de fluxo. Entretanto, analisando-se agora a Figura 5-3 (b), percebe-se que para os valores de poro-pressão de água iniciais, adotados os referentes ao mês de outubro, a permeabilidade do solo AG1 é a menor entre os quatro solos adotados. Esse fenômeno ocorre devido às características hidráulica do solo AG1, que apresenta baixo valor de sucção de entrada de ar e redução abrupta de perda de água para uma pequena variação de sucção. Essa característica peculiar do solo AG1 promove uma menor taxa de infiltração das águas na chuva no interior do talude e, conseqüentemente, uma pequena variação do perfil de poro-pressão do talude.

Comportamento semelhante a partir de análises numéricas foi obtido por Santos e Vilar (2004), quando comparada à variação do perfil de poro-pressão de água durante uma precipitação, para três solos com características distintas (uma areia, um silte argiloso e uma areia argilo siltosa). Na condição saturada, a areia apresentou maior coeficiente de permeabilidade, no entanto, em função das características de retenção de cada solo e das condições iniciais de sucção no talude, antes do início da precipitação, o avanço da frente de umedecimento foi menor para a areia em relação aos demais solos.

Na Figura 5-23 (a) e (b) estão apresentadas a variação do fator de segurança em função do tempo, obtida para os cenários 1 a 4, para os valores de ϕ^b igual a 37 e 20° respectivamente. Apesar da variação da poro-pressão de água ter sido mínima para os pontos B, C e D, pode ser notado que houve uma significativa mudança no fator de segurança do talude analisado, para os cenários 1 e 4. Analisando-se as superfícies críticas de escorregamento, observou-se que os fatores de segurança mínimos verificados na Figura 5-23 estão correlacionados com escorregamentos superficiais, com menos de 0,5 m de profundidade. O fator de segurança para o talude formado pelo solo AG1, na condição saturada, é de 0,65.

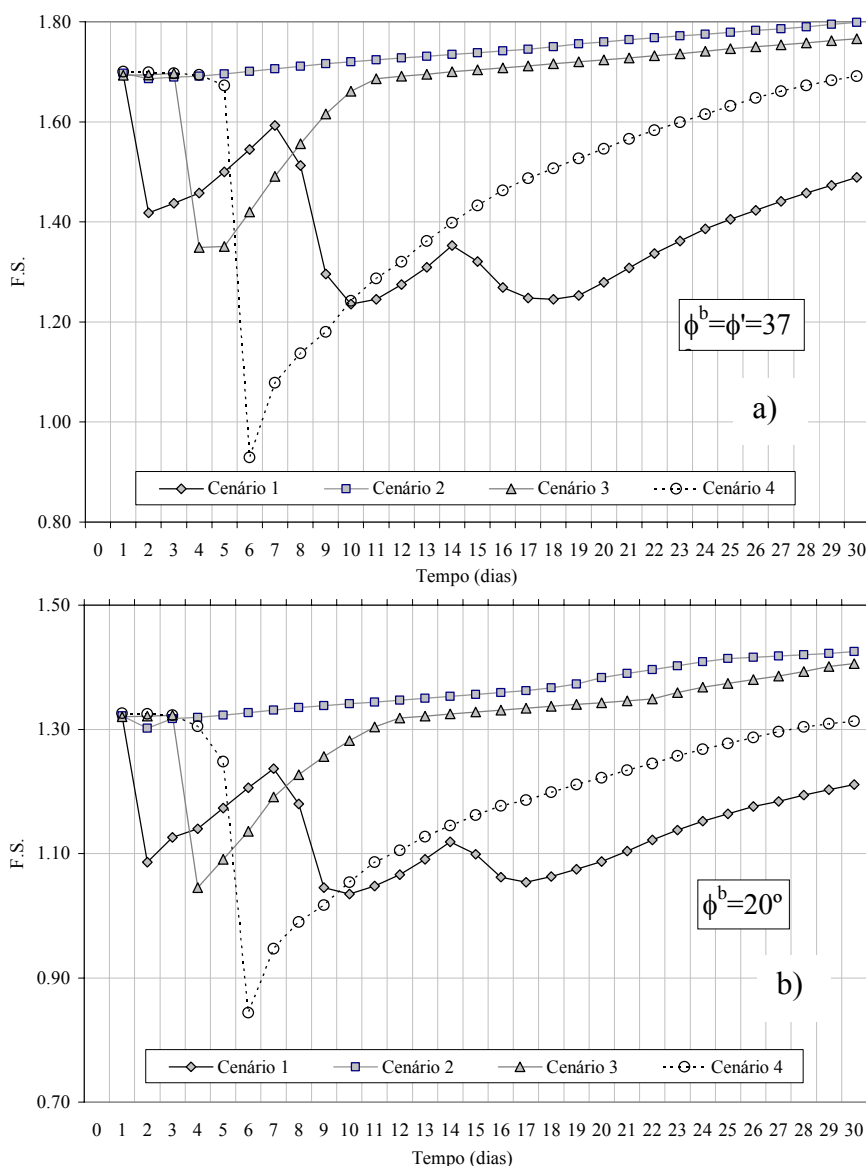


Figura 5-23 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo AG1, para os quatro cenários propostos, adotando-se o perfil inicial correspondente ao mês de outubro.

5.6.3. Influência das condições iniciais na variação da poro-pressão de água.

No item 5.6.1, obteve-se os perfis de poro-pressão de água ao longo do ano e foram apresentados os perfis críticos e o menos favorável para um escorregamento. No item 5.6.2 foi apresentada a variação da poro-pressão para cada solo, adotando-se os quatro cenários, considerando-se o perfil inicial referente ao mês de outubro. Para se verificar a influência das condições iniciais na variação da poro-pressão de água, é apresentada na Figura 5-24 a variação de poro-pressão de água para o solo AG1, adotando-se para esta situação, o perfil inicial referente ao mês de março, por ser o mês que apresenta menores valores de sucção.

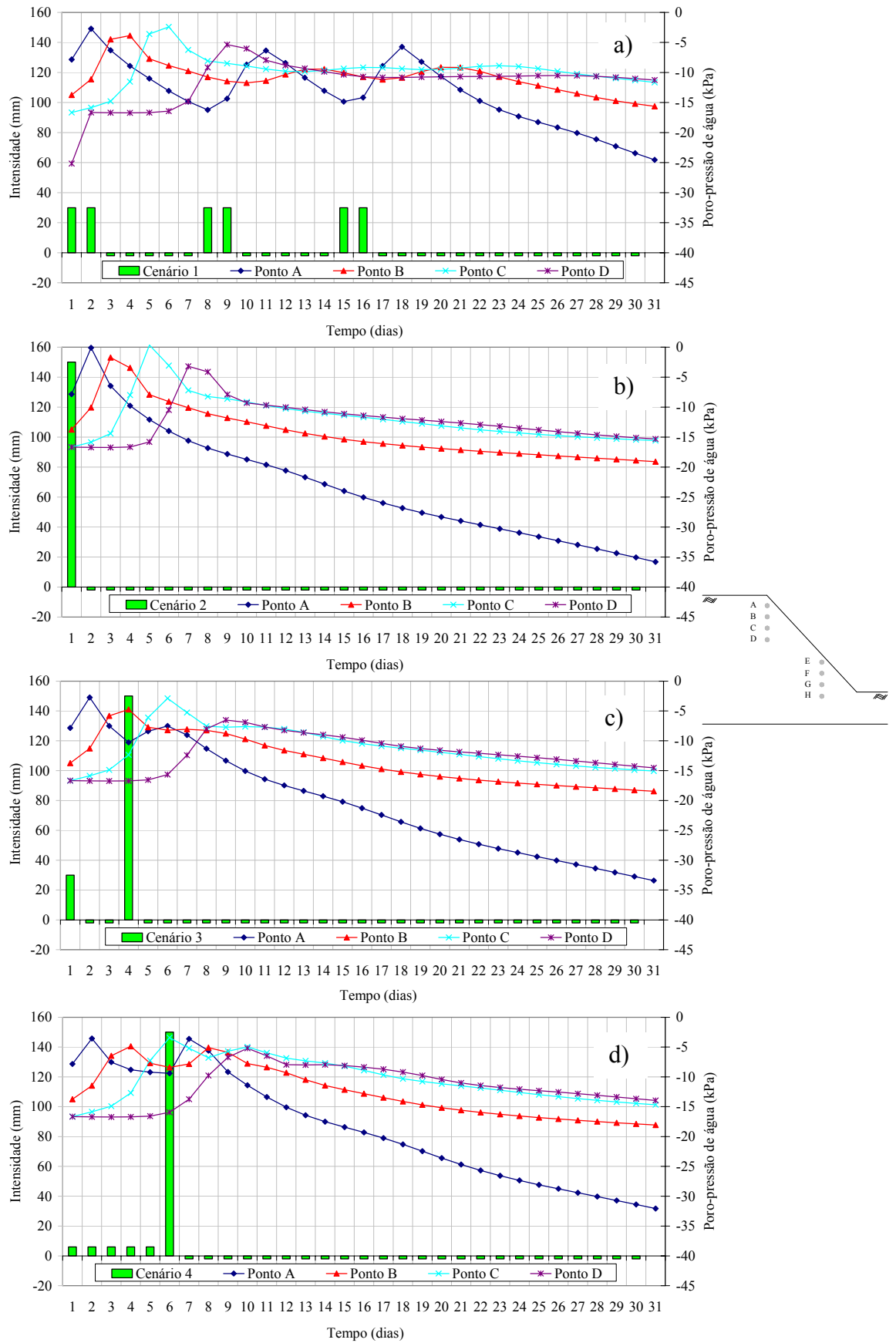


Figura 5-24 - Variação da poro-pressão da água ao longo do mês no solo AG1, para o perfil referente ao mês de março : a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3 e d) Cenário 4.

Nota-se na Figura 5-24, diferentemente do observado na Figura 5-22, que ocorre ampla variação nos valores de poro-pressão de água em ambos os cenários em todos os pontos (A à D). É perceptível que para os valores iniciais de poro-pressão referente ao perfil inicial do mês de março, o talude formado pelo solo AG1 fica suscetível às variações climáticas adotadas. O cenário 2, que antes era o cenário que causava menor variação no perfil de poro-pressão de água, nesta situação, para valores iniciais de poro-pressão maiores, ocorre uma ampla variação da poro-pressão em todos os pontos (A à D). Esse comportamento está relacionado com as características de permeabilidade para o solo não saturado. Como o perfil inicial referente ao mês de março apresenta baixos valores de sucção, de fato esta condição está relacionada com valores do coeficiente de permeabilidade próximos do estado saturado. Por outro lado, para o perfil inicial referente ao mês de outubro, que apresenta maiores valores de sucção, está relacionada com valores menores do coeficiente de permeabilidade.

Para se avaliar o avanço da frente de umedecimento para o solo AG1, considerando-se como perfil inicial o referente ao mês de março, na Figura 5-25 estão apresentados os perfis de poro-pressão de água *versus* elevação, para o cenário 2 (Figura 5-24, b), ao longo do mês. O cenário 2 é caracterizado por apenas uma chuva de grande intensidade no primeiro dia do mês. Analisando-se a Figura 5-25, nota-se que no término dessa chuva, a poro-pressão de água reduz de valor na superfície, entretanto, a frente de umedecimento avança em profundidade ao longo do tempo, aumentando dessa forma os valores de poro-pressão de água no interior do talude.

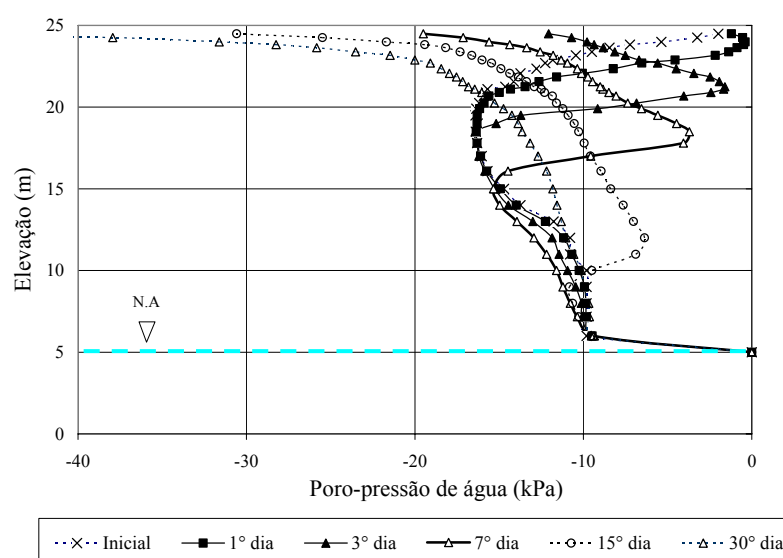


Figura 5-25 – Perfis de poro-pressão de água *versus* elevação para o solo AG1 e cenário 2, considerando-se o perfil inicial referente ao mês de março.

5.6.4. Fator de segurança mínimo após a chuva ter cessado.

Analisando-se as figuras que representam a variação da poro-pressão com o tempo, para os pontos A, B, C e D, pode-se notar que a variação da poro-pressão, principalmente para os pontos B, C e D, ocorre com um atraso de tempo, correspondente ao tempo decorrido após a chuva ter cessado e o avanço da frente de umedecimento. Conseqüentemente, para esses casos, pode ocorrer um fator de segurança crítico após a chuva ter cessado. Exemplos desse caso estão apresentados na Figura 5-26 e na Figura 5-27. A Figura 5-26 ilustra o caso aplicado para o solo Gnaisse, em que o talude foi submetido ao cenário 1, para a condição inicial referente ao perfil do mês de outubro. Nota-se que o menor fator de segurança do talude ocorreu aproximadamente 24 h após o terceiro ciclo de precipitação ter cessado.

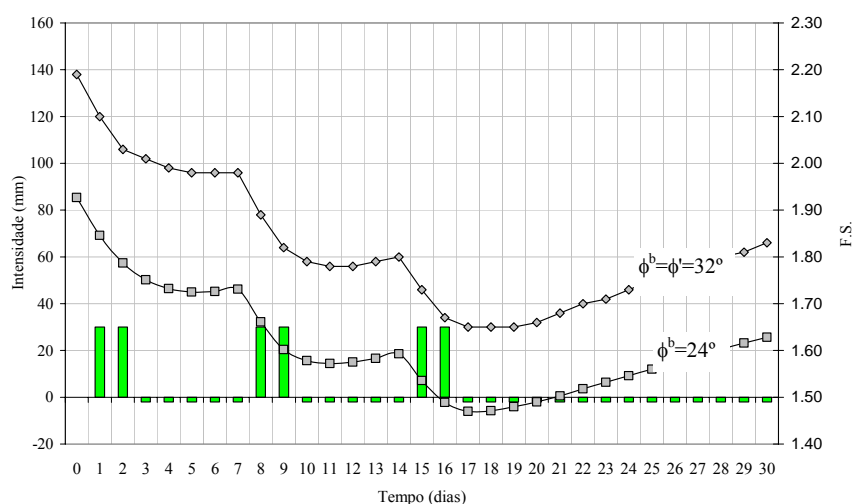


Figura 5-26 – Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo Gnaisse, para o cenário 1, apresentando F.S. mínimo após aproximadamente 24 h do terceiro ciclo de precipitação ter cessado.

A variação da poro-pressão de água ao longo do tempo para o solo Gnaisse, admitindo a atuação do cenário 1, foi apresentada na Figura 5-16 (a). Nessa Figura, percebe-se para os pontos analisados que a poro-pressão máxima ocorreu no ponto A no final de cada ciclo de chuva, atingindo o valor máximo no final do terceiro ciclo. Após a chuva ter cessado, a poro-pressão no ponto A diminui, pela passagem da frente de umedecimento e atuação da taxa de evapotranspiração. Entretanto, para os pontos B e C, os valores máximos de poro-pressão de água ocorrem após 24 e 72 h, aproximadamente, do final de cada ciclo. Esses valores refletem no atraso do valor mínimo do fator de segurança após os ciclos de chuva terem cessado.

A Figura 5-27 ilustra o caso aplicado para o solo Gnaisse, em que o talude foi submetido ao cenário 4. Nota-se que o menor fator de segurança do talude ocorreu aproximadamente 72 h após o evento principal de precipitação ter cessado.

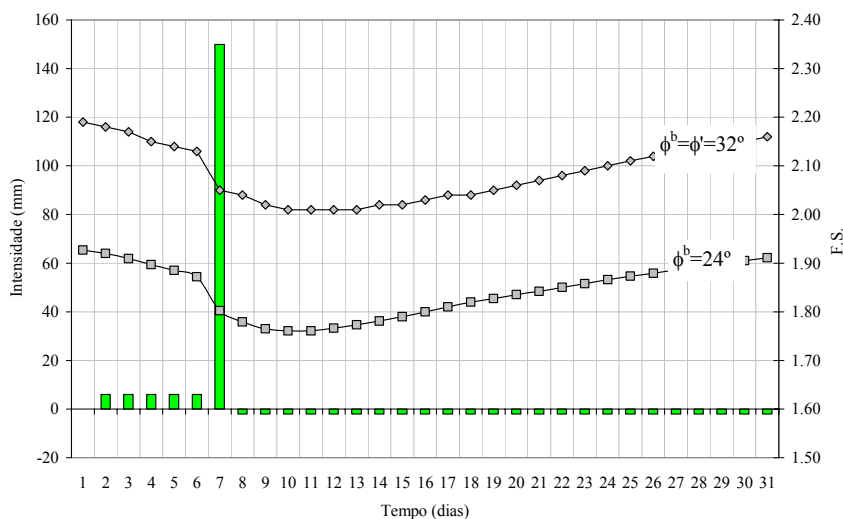


Figura 5-27 - Variação do fator de segurança em função do tempo para o solo Gnaisse, para o cenário 4, apresentando F.S. mínimo após aproximadamente 72 h do evento principal (precipitação de 150 mm) ter cessado.

A variação da poro-pressão de água ao longo do tempo para o solo Gnaisse, admitindo a atuação do cenário 4, foi apresentada na Figura 5-16 (d). Nessa figura, percebe-se para os pontos analisados que a poro-pressão máxima ocorreu no ponto A, no final do evento principal. Após a chuva ter cessado, a poro-pressão no ponto A diminuiu, entretanto, para os pontos B, C e D, os valores máximos de poro-pressão de água ocorrem após 48 a 120 h, aproximadamente, do final da chuva principal (150 mm).

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Nesta pesquisa foi apresentado um estudo envolvendo uma série de ensaios de laboratório, como caracterização, parâmetros hidráulicos e os parâmetros de resistência dos solos, com o intuito de tais parâmetros servirem como base para a realização de simulações de fluxo e estabilidade. As principais conclusões, a partir dos resultados avaliados neste trabalho, são abordadas a seguir, dedicando uma seção para os resultados obtidos em laboratório e outra seção para os resultados obtidos das simulações.

6.1. Aspectos relacionados aos resultados dos ensaios de laboratório.

As curvas de retenção foram obtidas com bastante sucesso usando-se a placa de sucção, o tensiômetro de alta capacidade (TAC) e o método do papel filtro. A metodologia usada pelo LMS-EPUSP e utilizada nessa pesquisa empregando o TAC permite a obtenção de leituras rápidas de sucção para intervalos de valores de sucção relativamente altos.

É importante ressaltar a metodologia de ensaio a adotar para os corpos de prova na obtenção da curva de retenção. Notou-se claramente a variação de volume dos corpos de prova quando a curva foi obtida sem o uso do molde. Para o solo AG1, a curva de retenção foi obtida com os corpos de prova confinados no molde e a sua possível variação de volume não foi registrada. As diferenças de comportamento para ambos os métodos poderá ser fruto de pesquisas futuras.

O modelo de ajuste proposto por Fredlund e Xing (1994) apresentou boa concordância para todos os solos analisados.

Comparando-se os formatos das curvas de retenção de todos os solos utilizados na pesquisa, conclui-se que à medida que se aumentou a quantidade de areia na mistura, a umidade volumétrica na condição saturada reduziu de valor, como também o valor de entrada de ar generalizado. Esse comportamento certamente está relacionado com a estrutura final da mistura, em que um solo mais arenoso apresenta maior facilidade de dessaturação em relação

a um solo mais fino. Em relação à histerese, obteve-se a curva pelo caminho de umedecimento para os solos AG3 e AG2. Para ambos os solos, a curva pelo caminho de umedecimento ficou abaixo da curva de retenção obtida pelo caminho de secagem, porém a histerese foi pequena.

Em relação aos ensaios de permeabilidade, como esperado, à medida que se aumenta a porcentagem de areia na mistura, aumenta a permeabilidade do solo, no entanto, até a porcentagem de 50% de areia, esse aumento não foi acentuado. Diferentemente para a porcentagem com 75% de areia em massa seca, no qual o aumento foi de aproximadamente 30 vezes mais do que a proporção do solo AG2.

Os parâmetros de resistência, na condição saturada, foram obtidos por meio do aparato de cisalhamento direto. De acordo com os resultados obtidos, à medida que se acrescentou areia na mistura, o ângulo de atrito efetivo aumentou. Entretanto, o solo AG1 apresentou resultado do ângulo de atrito menor do que o solo AG2 e a Areia. Infelizmente, uma melhor avaliação entre os valores de resistência para os solos utilizados esbarra nas diferentes condições iniciais de moldagem para cada solo.

Os parâmetros de resistência na condição não saturada foram obtidos por meio do aparato de compressão simples com medida de sucção. Por meio no TAC, foi possível medir os valores de sucção diretamente ao longo do ensaio, sem a aplicação da técnica de translação de eixos. O uso desta técnica possibilitou a execução dos ensaios em tempo reduzido e apresentou ser bastante confiável.

Dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples conclui-se que quanto maior o valor de sucção no corpo de prova, maior a sua rigidez e a resistência ao cisalhamento. Entretanto, pode-se avaliar que a partir de um valor limite de sucção, o seu aumento já não contribui mais para o respectivo aumento da resistência. Esse comportamento pode ser avaliado para os corpos de prova do solo AG2 e AG1, por exemplo.

O modelo de ajuste apresentado por Futai (2002) mostrou-se bastante satisfatório, entretanto, originalmente, o modelo foi concebido para se ajustar apenas a solos que apresentassem coesão sempre crescente com a sucção. Contudo, adotaram-se limites teóricos de sucção para considerar o ajuste representativo aos valores obtidos.

A partir dos ajustes propostos para os valores de resistência em função do nível de sucção, foram obtidas as curvas que representam a variação do ϕ^b em função da sucção. Percebe-se que a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento (ϕ^b) decresce à medida que a sucção aumenta. Essa redução foi mais perceptível para os solos AG2 e AG1, porém, para sucções menores, próximos da entrada de ar do solo, os valores de ϕ^b são similares aos valores do ϕ' .

Com o objetivo de se verificar a aplicabilidade dos métodos de previsão de resistência para os solos não saturados, foram utilizados os métodos de previsão propostos por Vanapalli et al. (1996) e Fredlund et al. (1996) e o proposto por Vanapalli (1996). Verificou-se pequena dispersão entre os valores de κ obtidos e a proposta teórica de Vanapalli e Fredlund (2000). Estes autores afirmam que o valor de κ pode ser influenciado por outros parâmetros, além do I_p , tais como a estrutura do solo, energia e forma de compactação e a história de tensões a que o solo ficou submetido. Para a proposta de previsão apresentada por Vanapalli (1996), o modelo apresentou-se bastante satisfatório para os solos Gnaisse e AG3, no entanto, para os solos AG2 e AG1 o modelo superestimou a resistência ao cisalhamento.

6.2. Aspectos relacionados aos resultados das simulações.

Os resultados mostraram que, ao longo do ano, o talude sofre uma grande variação de poro-pressão de água, ou sucção, principalmente nos pontos próximos à superfície. Para os pontos localizados a profundidades maiores, a variação de poro-pressão é pequena, sendo praticamente nula para chuvas de pouca duração.

Ao longo do ano, foi possível detectar perfis de poro-pressão de água com características extremas, ou seja, um perfil que apresenta altos valores de poro-pressão de água ou baixos valores de sucção e um perfil que apresenta baixos valores de poro-pressão de água ou altos valores de sucção. O primeiro ocorre, em geral, na primeira quinzena dos meses de fevereiro e março. Este perfil é o mais crítico para que ocorram casos de escorregamento de terra. O segundo ocorre, em geral, na primeira quinzena do mês de outubro e na segunda quinzena no mês de novembro. Este perfil é o menos crítico para os casos de escorregamento de terra.

A partir dos perfis iniciais de poro-pressão de água, referente aos meses de março e outubro, adotaram-se quatro cenários com características distintas de intensidade e duração das chuvas e evapotranspiração, baseados nos meses de janeiro e maio de 2005. Os resultados mostraram que o cenário 1, caracterizado por três ciclos de precipitação, com duração de dois dias para cada ciclo, provocou maior variação de poro-pressão de água no interior do talude. Em seguida, o cenário 4, caracterizado por um evento principal de 150 mm precedido de cinco eventos de precipitação de pequena intensidade e duração de um dia cada, provocou maior variação de poro-pressão de água. Por outro lado, o cenário 2, caracterizado por apenas um evento principal de 180 mm foi o que provocou menor variação de poro-pressão de água no interior do talude.

Verificou-se que uma chuva de grande intensidade que ocorra em um mês com baixo índice pluviométrico, isoladamente (cenário 2), não altera significativamente a poro-pressão de água no interior do talude. Para os solos analisados, a influência dessas chuvas restringiu-se aos três primeiros metros para o solo Gnaisse e a cinquenta centímetros para o solo AG1.

As chuvas precedentes aos eventos de grandes intensidades (cenário 4) ou chuvas consecutivas, mesmo de menores intensidades (cenário 1) produzem um aumento do grau de saturação do solo e conseqüentemente um aumento da poro-pressão de água, além de um aumento na permeabilidade do solo, ocasionando conseqüentemente uma maior taxa de infiltração da água no interior do talude a profundidades maiores para as chuvas posteriores.

Nota-se que para o mês de outubro, em que o talude se encontra com valores de sucção elevados, o avanço da frente de umedecimento é pequeno, atingindo praticamente a profundidade de cinquenta centímetros, como pôde ser visto para o solo AG1, que apresenta pequeno valor de sucção de entrada de ar e perda rápida de umidade para uma pequena variação de sucção. Por outro lado, para o mês de março, a sucção presente no talude é menor, ocasionando um maior avanço da frente de umedecimento para qualquer cenário admitido, devido ao valor do coeficiente permeabilidade estar próximo do valor da condição saturada.

Da análise dos perfis de poro-pressão de água ao longo do tempo, verifica-se que a elevação de poro-pressão para pontos localizados em profundidade ocorre após um intervalo de tempo decorrido entre o final da precipitação e o início da variação. O tempo decorrido entre o final

da precipitação e o fator de segurança mínimo parece ser função das características da chuva e das características do solo de que o talude é formado.

6.3. Recomendações para futuras pesquisas.

Em relação aos aspectos relacionados aos ensaios de laboratório, sugerem-se as seguintes recomendações:

- Analisar a relação entre a tensão desviadora de ruptura e a sucção de ruptura sob condições triaxiais, com o objetivo de comparar os valores de ϕ^b com os valores obtidos nos ensaios de compressão simples;
- Obter os valores de κ para outros solos residuais, para correlacionar com a curva proposta por Vanapalli e Fredlund (2000).

Em relação aos resultados das análises numéricas, sugerem-se as seguintes recomendações:

- Estudar o comportamento da variação do perfil de poro-pressão de água para taludes formados por mais de um solo, com características distintas;
- Elaborar um algoritmo que realize a análise de estabilidade em solos não saturados, considerando-se a variação do valor de ϕ^b em função do nível de sucção, ou que adote como parâmetro de entrada a curva que representa a variação da coesão efetiva em função do tempo, a partir de um dos métodos de previsão de resistência para os solos não saturados, devidamente calibrados.

Alguns aspectos, em geral, a serem considerados:

- A importância de se medir em campo a variação de poro-pressão ao longo do tempo e comparar os resultados de campo com as análises numéricas;
- Realizar um trabalho experimental, com a construção de um modelo físico, instrumentado, com o intuito de analisar o comportamento da poro-pressão de água ao longo do tempo e verificar a ocorrência de escorregamentos após a precipitação ter cessado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: considerações teóricas e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar. Tese (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1988.

AVILA, D.; ROJAS, J. C.; SALINAS, L. M. Effect of rainfall on the stability of a slope. In. 2nd Asian Conference on Unsaturated Soils - Geotechnical and Geoenvironmental Issues, 2003, Osaka, Japan, pp. 475 – 480, 2003.

BEAR, J. Hydraulics of groundwater. McGraw-Hill, New York, 1979.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. Publish in Teknisk Ukeblad, Vol. 106, n. 39, pp. 859 – 863, 1959.

BRAND, E. W.; .Geotechnical Engineering in Tropical Residual Soils. First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, Proceedings, Vol. 3, pp. 23-91, 1985.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Hydraulic properties of porous medium. Colorado State University (Fort Collins), Hidrology Paper 3, 1964.

CARDOSO JR., C. R.; FUTAI, M. M. Simulação do efeito de um fluxo transiente na estabilidade dos taludes. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidades de Encostas – IV COBRAE. Volume I, pp. 453-463, Salvador – BA, 2005.

CARVALHO, C. S. Estudo da infiltração em encostas de solos insaturados na Serra do Mar. 1989. Tese (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1989.

CHILDS, E. C.; COLLIS-GEORGE, G. N. The permeability of porous materials. Proc. Royal Soc. of London, Series A, London, U.K., 201, pp. 381-390, 1950.
CRONEY, D.; COLEMAN, J. D. Poro Pressure and Suction in Soil. Proceeding of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 31-37, Butterworths, London, 1961.

DINEEN, K.; RIDLEY, A. M. The soil moisture characteristics curve the influence of hysteresis on its measurement and interpretation. XII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2, pp. 1013-1018, Foz do Iguaçu, Rio de Janeiro, 1999.

DOURADO, K. A.; Condutividade hidráulica de materiais de baixa permeabilidade: desenvolvimento, construção e teste de um sistema de medida. 2003. Tese (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated. *Geotechnique*, Vol. 36, pp. 453-456, 1986.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. Shear strength of partly saturated soils. 6^o International Conference on Expansive Soils, ASCE, pp. 602-605, New Deli, Índia, 1980.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D.; PEREIRA, A. Determinação das curvas características de solos coluvionares pelo uso combinado da placa de sucção e método do papel filtro. 5^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Volume I, pp. 243-248, São Carlos – SP, 2004.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, n. 3, pp. 313 – 321, 1978.

FREDLUND, D. G. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, pp. 121 – 139, 1979.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons, 1993. 517 p.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equation for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp. 521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp. 533-546, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; FREDLUND, M. D.; BARBOUR, S. L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 440-448, 1996.

FUTAI, M. M. Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: Aplicação a um caso de voçorocamento. 2002. 559 f. Tese (doutorado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

GEO-SLOPE International Ltd. SEEP/W for finite element seepage analysis. User's Guide. Version 4, Calgary, Alberta, Canadá, 1998.

GEO-SLOPE International Ltd. SLOPE/W for finite element seepage analysis. User's Guide. Version 4, Calgary, Alberta, Canadá, 1998.

GUIDICINI, G; IWASA, O. Y. Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamento em meio tropical úmido, São Paulo, IPT, 48 p. (IPT pub. 1080), 1976.

GUIDICINI, G; NIEBLE, C. M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Editora Edgard Blücher, São Paulo, 1983.

HEAD, K. H. Manual of soil laboratory testing – permeability, shear strength and compressibility tests. Volume 2, Second edition, pp. 208, London, 1986.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br>>. Acesso em: 12 dez. 2005.

JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique*, Vol. 12, pp. 125-144, 1962.

KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H.; A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique*, Vol. 48, pp. 681-687, 1998.

KUWAJIMA, R. M. Determinação da sucção “in situ” em solo residual compactado utilizando-se o parâmetro B e a medição direta de sucção. 2000. 198 f. Tese (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2000.

LAMBE, T. W. The Structure of compacted clay. *Journal Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 84. 1958.

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123, n. 12 , pp. 1106-1117, 1997 (a).

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123, n. 12, pp. 1118-1126, 1997 (b).

LIBARDI, P. L.; *Dinâmica da água no solo*. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo, pp. 335, 2005.

LUMB, P. Slope failures in Hong Kong. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v.8, pp. 31-65, 1975.

MARINHO, F. A. M; CHANDLER, R. J. Cavitation and the direct measurement of soil suction. *First International Conference on Unsaturated Soils*, pp. 623-630, 1995, Paris.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para medição de sucção. In: *ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS*, 1995, Porto Alegre-RS.

MARINHO, F. A. M. *Medição de Sucção em Solos. Ñ SAT'97 – Solos Não Saturados*. Vol. 2, pp. 373-397, 1997.

MATOS, M. M. *Stability of slopes in residual soils*. 1974. 220 f. Master Thesis – Department of Civil Engineering - University of Alberta, Canadá, 1974.

NG, C. W. W.; SHI, Q. A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and Geotechnics*, Vol. 22n n. 1, pp. 1 – 28, 1998.

OBERG, A. L.; SALLFORS, G. A rational approach to the determination on the shear strength parameters of unsaturated soils. *1ª International Conference on Unsaturated Soils*, Vol. 1, pp. 151-158, Paris, 1995.

OLIVEIRA, O. M; MARINHO, F. A. Unsaturated shear strength behaviour of a compacted residual soil. In. *2nd Asian Conference on Unsaturated Soils - Geotechnical and Geoenvironmental Issues*, Osaka, Japan, 2003.

OLIVEIRA, O. M. *Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado*. Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2004.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Ed. Oficina de textos, São Paulo, 2000. 247 p.

RAHARDJO, H; LEONG, E. C. Laboratory tests for characterization of unsaturated soils. In. 2nd Asian Conference on Unsaturated Soils - Geotechnical and Geoenvironmental Issues, 2003, Osaka, Japan, 2003.

SANTOS, C. R.; VILAR, O. M. Análise paramétrica da infiltração na estabilidade de taludes em solos não saturados: a influência do tipo de solo. Anais 5º Simpósio de Solos Não Saturados, Vol. 1, pp.189 – 194, 2004.

SANTOS NETO, P. M.; CARVALHO, J. C. Métodos para medir a sucção em solos não saturados. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre.

SILVA, D. D.; VALVERDE, A. E. L.; PRUSKI, F. F.; GONÇALVES, R. A. B. (1999) Estimativa e espacialização dos parâmetros da equação intensidade-duração-frequência da precipitação para o estado de São Paulo. Revista Engenharia na Agricultura, Vol. 7, n. 2, 70-87.

SKEMPTON, A. W. Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks. Conference Pore Pressure and Suction, pp. 277-313. Butterworths, London, 1960. (Selected papers on soil mechanics by A. W. Skempton, F. R.S.).

STUERMER, M. M. Estudo da capacidade de retenção de água em um solo residual compactado. 1998. 158 f. Tese (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1998.

TASLA, T. The effect of initial moisture content and infiltration quality on redistribution of soil water. Australian Journal Soil Research, Vol. 12, pp. 15 – 26, 1974.

TATIZANA, C.; OGURA, A. T.; CERRI, L. E. S.; ROCHA, M. C. M. Análise de correlação entre Chuvas e Escorregamentos – Serra do Mar, Município de Cubatão. 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia – CBGE, Vol. 2, pp. 225 – 236, 1987.

TEIXEIRA, P. F. Estudo das propriedades geotécnicas para uma camada de atenuação de gás metano. Exame de Qualificação (doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2006.

TERZAGHI, K. The shear resistance of saturated soils. Proceeding International Conference Soils Mechanics Foundation Engineering. Vol. 1, pp. 54 – 56, 1936.

TERZAGHI, K. Mechanism of Landslides. 1950. Tradução – “Mecanismos de Escorregamentos de Terra”, de E. Pichler. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1967.

TSAPARAS, I.; RAHARDJO, H.; TOLL, D. G.; LEONG, E. C. Controlling parameters for rainfall-induced landslides. *Computers and Geotechnics*, Vol. 29, pp. 1-27, 2002.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. G. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 379-392, 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Geotechnique*, Vol. 49, Nº 2, pp. 143 – 159, 1999.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. *Advances in Unsaturated Geotechnics*, GEODENVER, pp. 143 – 159, Denver, Colorado, 2000.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed form equation for predicting the water permeability of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 44, pp. 892 – 898, 1980.

VARGAS Jr., E. A.; COSTA FILHO, L. M.; CAMPOS, L. E. P.; A study of the relationship between the stability of slopes in residual soils and rain intensity. *International Symposium On Environmental Geotechnology*, Bethlehem, USA, Proceedings, pp.491-500, 1986.

VAUGHAN, P. R. Pore pressures due to infiltration into partly saturated slopes. *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, Brasília, Proceedings, Vol. 2, pp. 61-71, 1985.

WANG, Z.; JURY, W. A.; TULI, A.; KIM, D. Unstable Flow during Redistribution: Controlling Factors and Practical Implications. *Vadose Zone Journal*. Vol. 3, pp. 549 – 559, 2004.

WHITE, N. F.; DUKE, H. R.; SUNADA, D. K.; COREY, A. T. Physics of desaturation in porous materials. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, Proceedings ASCE, Vol. 96, pp. 165-191, 1970.

WOLLE, C. M. Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas. 1988. Tese

(doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1988.

YOUNGS, E. G.; POULOVASSILIS, A. The different forms of moisture profile development during the redistribution of soil water after infiltration. *Water Resources research*, Vol. 2, n. 5, pp. 1007 – 1012, 1976.

ZHANG, L. L.; FREDLUND, D. G.; ZHANG, L. M.; TANG, W. H. Numerical study of soil conditions under which matric suction can be maintained. . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, pp. 569-582, 2004.

APÊNDICE

APÊNDICE A

CARDOSO JR., C. R.; FUTAI, M. M. Simulação do efeito de um fluxo transiente na estabilidade dos taludes. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – IV COBRAE. Volume I. Salvador-BA, 2005.

Simulação do efeito de um fluxo transiente na estabilidade dos taludes

Cardoso Jr., C. R.

Escola Politécnica - USP, São-Paulo, SP, Brasil, carlos.rezende@poli.usp.br

Futai, M. M.

Escola Politécnica - USP, São-Paulo, SP, Brasil, futai@usp.br

Resumo: Deslizamentos em solos tropicais são freqüentemente resultados da infiltração devido a precipitações prolongadas. Esses deslizamentos são consequência do avanço da frente de umedecimento, acompanhado pelo aumento da pressão neutra ou da redução da sucção presente no solo e em alguns casos, da elevação do nível freático. No entanto, dependendo da capacidade de retenção do solo, da função condutividade hidráulica, do perfil geotécnico do talude e das condições pluviométricas do local (duração e intensidade das chuvas), tais deslizamentos podem ocorrer depois de horas e até mesmo dias do fim da precipitação. Neste trabalho, pretende-se simular casos de escorregamento ocorrido após alguns dias ou horas do fim da precipitação e avaliar a influência das características das chuvas como intensidade e duração em um escorregamento. Para esta simulação, será necessário adotar um modelo de fluxo transiente em solo não saturado. As funções de retenção e permeabilidade foram definidas para cada tipo de solo do talude homogêneo apresentado. O método de cálculo do fator de segurança do talude que será adotado é o método de Bishop Simplificado, com o critério de Mohr-Coulomb modificado, com a resistência ao cisalhamento variando com a sucção, como proposto por Fredlund et al (1978).

Abstract: Landslides in tropical soils are often resulted of infiltration due rainfall prolonged. These landslides are results of the advance of the wetting front, resulting in an increase in pore water pessage or reduction in present soil matric suction and in some cases, for the rising in the main groundwater level. However, depending of the soil water retention curve, of the hydraulic conductivity function, of the geotechnical profile of the slope and of the hydrogeological conditions of the place (duration and intensity of rainfall events), such landslides can occur after hours or days of the rainfall end. In this paper, it is intended to simulate a case of slipping occurred after some days or hours of the end of the rainfall and to evaluate which the influence of the duration and intensity of rainfall events in a landslide. For this simulation, it will be necessary to adopt a model of transient flow in unsaturated soil. The water retencion curve and the hydraulic conductivity function were defined for each type of the soil of the homogeneous slope presented. The method of calculation of the factor of safety of the slope that will be adopted is of Bishop's simplified method, with modified Mohr-Coulomb failure criterion to allow for shear strength variation due to the presence of matric suction, as considered for Fredlund et al (1978).

1. INTRODUÇÃO

Os efeitos da sucção são quase sempre ignorados nos projetos de engenharia geotécnica, particularmente nos estudos das análises de estabilidade. Um dos principais motivos que levam a esse fato é o desconhecimento da distribuição da sucção durante a precipitação e a dificuldade de se medir a sucção em campo. Sabe-se que durante uma precipitação a sucção reduz de valor, no entanto, é prematuro concluir que esta sucção vá se anular. Para que a sucção seja eliminada totalmente, a chuva precisa se prolongar durante um longo tempo e a intensidade da precipitação precisa aproximar-se do coeficiente de permeabilidade saturada do solo na superfície (Zhang et al, 2004). A análise do comportamento da sucção em um talude durante uma precipitação envolve uma série de variáveis: o estado inicial da sucção ao longo do perfil do terreno, a curva de retenção do solo, o coeficiente de permeabilidade saturado, a duração e a intensidade da chuva, o perfil geotécnico do terreno e a geometria do talude.

Foram realizadas simulações de fluxos transientes em um talude para conhecer algumas formas do avanço da frente de umedecimento e apresentar quais as suas conseqüências na estabilidade do talude proposto. Verificou-se, em algumas análises, que o menor fator de segurança do talude não ocorre durante a precipitação, e sim após a chuva ter cessado.

Análises foram feitas sobre o conceito de duração crítica de um evento chuvoso e seu papel na estabilidade dos taludes.

2 PERFIL DE SUCÇÃO DURANTE A INFILTRAÇÃO

Kisch (1959) derivou a equação de fluxo para solos não saturados e mostrou que, a variação da poro-pressão ao longo de um perfil em uma secção transversal, durante um fluxo vertical estacionário, é dada por:

$$\frac{dp}{dz} = \frac{q}{k(\theta)} - 1 \quad (1)$$

onde:

p é a carga de pressão neutra;

q é a velocidade de percolação do fluido;

z é a carga altimétrica;

$k(\theta)$ denota o coeficiente de permeabilidade em função da umidade volumétrica.

Analisando a equação (1), pode-se concluir que, para a condição hidrostática, $q=0$; quando $q < k(\theta)$, o gradiente situa-se entre -1 e 0 ; e quando $q = k(\theta)$, o gradiente de pressão é zero.

O impacto da chuva sobre o regime hidráulico no perfil do solo pode ser considerado como um estado de transição entre o estado inicial (condição hidrostática) e o estado final (condição de fluxo estacionário). De acordo com McDougall e Pyrah (1998), partindo-se do regime inicial, ou seja, condição hidrostática, um evento chuvoso inicia um processo de ajuste hidráulico para uma nova condição de contorno do fluxo e, se o evento chuvoso permanece durante um longo período, ocorrerá um estado de infiltração estacionário próximo a superfície. Sob condição hidrostática não existe fluxo. Na condição estacionária, a quantidade de água que entra no maciço de terra está em equilíbrio com a água que sai.

São poucos os casos em que o fluxo se torna estacionário em um talude. O tempo que é preciso para que isto ocorra é função da intensidade e duração da precipitação, do coeficiente de permeabilidade e da curva de retenção do solo.

Quando o fluxo na superfície é menor que o coeficiente de permeabilidade saturado do solo, a sucção irá diminuir, mas não se anulará. Esta situação está mostrada na Figura 1. A sucção se anulará apenas quando o fluxo na superfície for igual ou superior ao coeficiente de permeabilidade, como se pode ver na Figura 2.

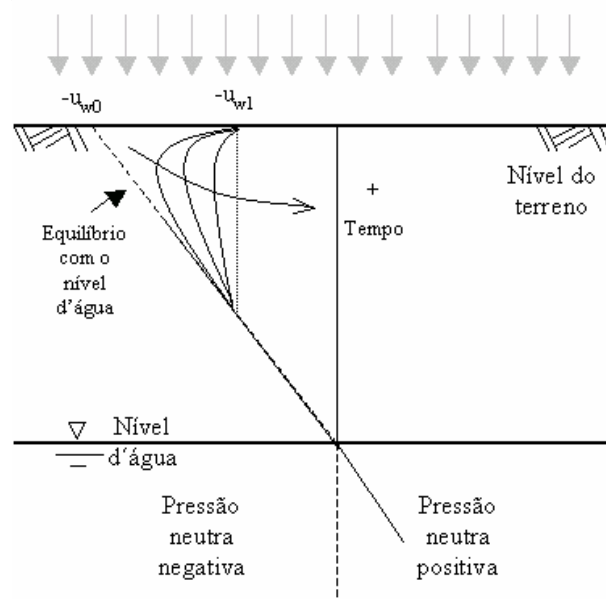


Figura 1 - Comportamento do perfil de sucção durante uma infiltração para a condição $q < k_{sat}$ (Modificado de Zhang et al, 2004).

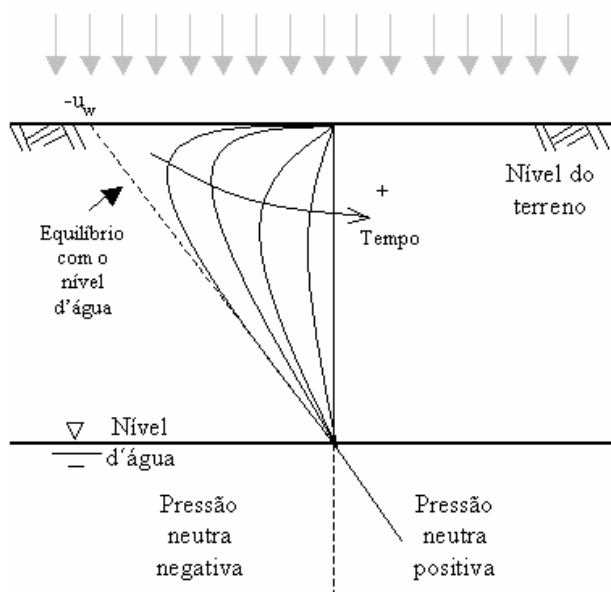


Figura 2 – Comportamento do perfil de sucção durante uma infiltração para a condição $q \geq k_{sat}$ (Modificado de Zhang et al, 2004).

3 MODELO DE FLUXO E DE RESISTÊNCIA DO SOLO NÃO SATURADO USADO NAS ANÁLISES

O fluxo de água através de um solo não saturado é governado pelas mesmas leis físicas que regem o fluxo no solo saturado. A principal diferença está na condutividade hidráulica do solo não saturado que é função da sucção.

A equação diferencial que governa este fluxo no plano é dada pela expressão:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = m_w \left(\frac{\partial u_w}{\partial t} \right) \quad (2)$$

onde:

h é a carga hidráulica total;

k_x e k_y são os coeficientes de permeabilidade na direção x e y respectivamente;

Q é uma condição de contorno de fluxo do problema;

m_w é a inclinação da curva de retenção do solo e representa a mudança da umidade volumétrica para uma determinada mudança na sucção do solo.

Para se levar em conta a sucção na resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, no fator de segurança das análises da estabilidade, será utilizada a envoltória de Mohr-Coulomb

modificada por Fredlund et al. (1978), que é definida como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3)$$

onde:

σ_n é a tensão normal;

c' é a coesão efetiva do solo;

ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo;

$(u_a - u_w)$ é a sucção;

ϕ^b é o ângulo que define o aumento da resistência cisalhante para um aumento da sucção no solo.

Sabe-se da não-linearidade do ϕ^b , entretanto, como este trabalho não tem o objetivo de estudar resistência ao cisalhamento e este não está associado a resultados experimentais, preferiu-se adotar um modelo mais simples.

4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS PARA AS SIMULAÇÕES DO FLUXO TRANSIENTE

4.1 Geometria do problema

A geometria do talude para as análises das simulações do efeito das precipitações na estabilidade dos taludes está representada na Figura 3. O talude de referência foi considerado homogêneo e isotrópico com altura de 12 metros e ângulo de inclinação de 45 graus. O nível do lençol freático está na cota 5 metros em relação ao nível de referência e este foi considerado fixo durante todas as simulações.

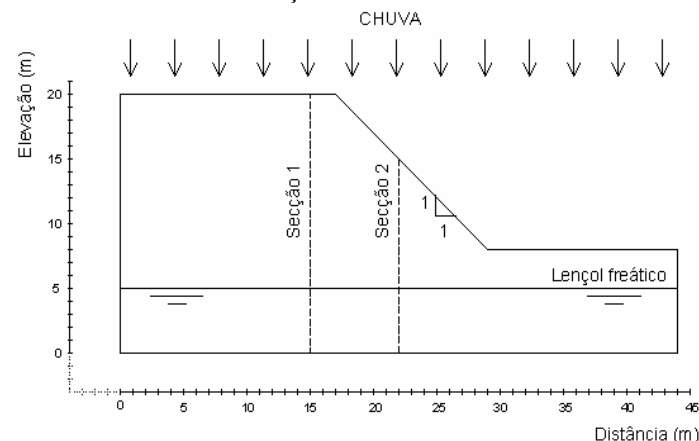


Figura 3 - Geometria do talude homogêneo de referência para as simulações.

4.2 Propriedades dos solos

Para as análises foram definidos dois tipos de solos com propriedades bem distintas que serão designados por solo A e solo B. As curvas de

retenção de água e função permeabilidade estão apresentadas na Figura 4 e na Figura 5, respectivamente. Os parâmetros de ajuste para estas curvas foram definidos conforme as equações propostas por Van Genuchten (1980), cujos parâmetros estão apresentados na Tabela 1. Os parâmetros de resistência de ambos os solos estão apresentados na Tabela 2.

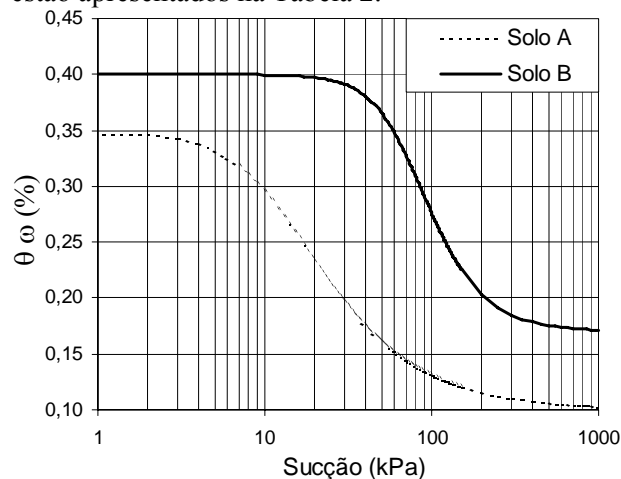


Figura 4 - Características hidráulicas dos solos: curva de retenção.

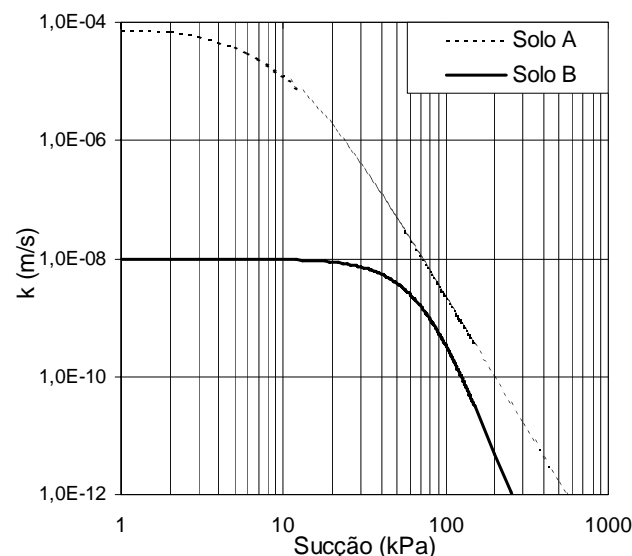


Figura 5 - Características hidráulicas dos solos: função permeabilidade.

Tabela 1 - Parâmetros hidráulicos dos solos analisados.

	α	n	m	θ_s	θ_r	k_{sat} (m/s)
Solo A	0,080	2,0	0,5	0,35	0,10	$1,0 \times 10^{-4}$
Solo B	0,013	3,0	0,67	0,40	0,17	$1,0 \times 10^{-8}$

Tabela 2 - Parâmetros de resistência dos solos analisados.

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	ϕ^b ($^{\circ}$)
Solo A	18,0	2,0	30,0	15,0
Solo B	18,0	5,0	25,0	15,0

O solo A é arenoso e, para as condições de compactidade adotadas para o talude, apresenta um baixo valor de entrada de ar, correspondente a 3 kPa.

O solo B é argiloso e, para as condições de compactidade adotadas para o talude, apresenta um valor de entrada de ar de aproximadamente 30 kPa, cerca de 10 vezes maior do que o solo A.

4.3 Características das precipitações

A principal forma de caracterização de chuvas intensas é por meio da equação de intensidade, duração e frequência da precipitação, representada por:

$$i(\text{mm/h}) = K \frac{Tr^a}{(t+b)^c} \quad (4)$$

onde: i é a intensidade da chuva em mm/h;

Tr é o tempo de recorrência (adotado aqui como sendo igual a 10 anos);

t é a duração do evento em minutos;

K , a , b e c são parâmetros de ajuste.

Para se determinar as características das precipitações, adotou-se o critério de Silva et al. (1999) para a cidade de São Paulo. As constantes K , a , b e c são parâmetros de ajuste aos diversos dados de precipitações medidos em campo.

A Figura 6 apresenta o gráfico para a relação proposta por Silva et al (1999) para a cidade de São Paulo.

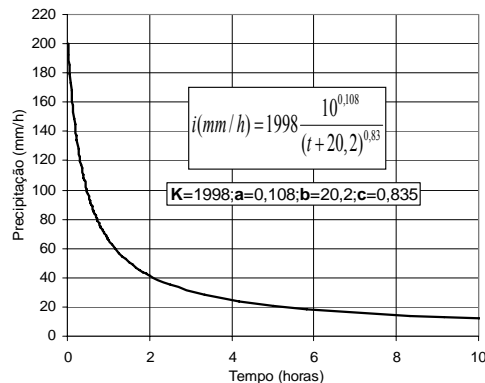


Figura 6 - Relação entre intensidade e duração da precipitação para a cidade de São Paulo (Silva et al, 1999).

4.4 Hipóteses adotadas

Para a realização das simulações, adotou-se uma condição inicial para o perfil de sucção *versus* a elevação no talude. Este perfil foi considerado inicialmente em equilíbrio hidrostático com o nível de água, ou seja, para o talude de referência, no topo do talude, que corresponde à cota igual a 20 m (15 m acima do nível de água) a sucção inicial era de 150 kPa; enquanto que, na cota 5m (nível da água), a sucção tinha valor nulo.

As precipitações foram definidas de acordo com a Figura 6, como descrito anteriormente. Cada precipitação adotada foi considerada constante ao longo da sua respectiva duração, não levando em consideração precipitações anteriores.

Todo o volume de água precipitado que não se infiltra no corpo do talude escoava instantaneamente, não criando dessa maneira lâmina de água ao longo da superfície do talude.

Uma outra hipótese adotada neste trabalho foi a desconsideração da taxa de evaporação agindo sobre o talude.

As simulações de fluxo e as análises de estabilidade foram realizadas utilizando-se os programas SEEP/W e SLOPE/W, respectivamente, ambos do pacote GEO-SLOPE.

5. RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados serão apresentados separadamente para cada tipo de solo e, no final, serão descritas as diferenças de comportamento entre estes solos e as respectivas conclusões obtidas das simulações.

Serão apresentadas também as influências do avanço da frente de umedecimento nos valores dos fatores de segurança.

Os dois perfis selecionados para a apresentação dos resultados estão demonstrados na Figura 3 e serão a partir daqui chamados de secção 1 e secção 2. A secção 1 possui elevação máxima de 20 metros enquanto a secção 2 apresenta elevação máxima de 15 metros. Os dois apresentam sucção inicial máxima de 150 e 100 kPa, respectivamente.

5.1 Solo A

O talude formado pelo solo A foi submetido a um intervalo de valores de intensidade de precipitação variando entre $1,83 \times 10^{-5}$ e $2,50 \times 10^{-8}$ m/s. Essas intensidades correspondem, de acordo

com a Equação (4), a valores de duração entre 1 hora e 150 dias, respectivamente.

Ao longo de cada evento verificou-se a variação do fator de segurança desde o início da precipitação, durante e depois da chuva ter cessado. Para este solo, o resultado obtido pode ser visto na Figura 7.

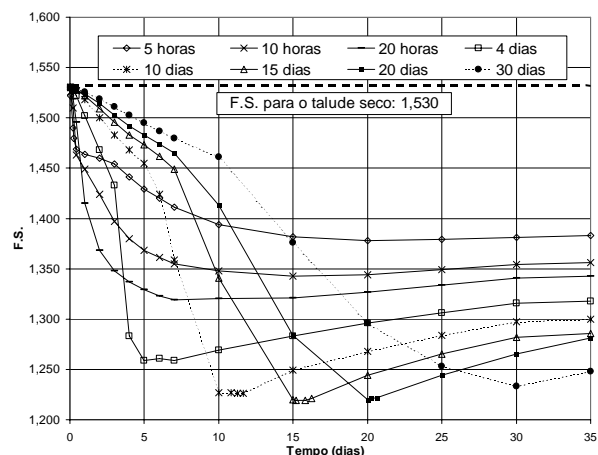


Figura 7 - Variação do fator de segurança ao longo do tempo para diversas precipitações e suas respectivas durações (Solo A).

Na Figura 7, a curva que representa o tempo de 10 horas, por exemplo, corresponde a um valor de chuva de intensidade constante com duração de 10 horas e ilustra a variação do fator de segurança antes, durante e depois dessa chuva ter cessado.

Nota-se, por exemplo, que para a precipitação com duração de 20 horas, que corresponde a uma intensidade de $1,88 \times 10^{-6}$ m/s, o mínimo F.S. corresponde ao valor de 1,32 que ocorre para o tempo de aproximadamente 6 dias após a chuva ter cessado. Este comportamento pode ser explicado através dos perfis de sucção apresentados na Figura 8 e na Figura 9. Após 10 horas do início da precipitação, a sucção na superfície do talude diminui de 150 para aproximadamente 15 kPa (Figura 8). Durante a chuva (20 horas), a frente de umedecimento avançou aproximadamente 2 metros para a secção 1 (Figura 8) e 3 metros para a secção 2 (Figura 9). A menor sucção atingida na superfície foi de aproximadamente 5 kPa, no entanto, no final da chuva esse valor sobe para aproximadamente 15 kPa. Após a chuva ter cessado, a sucção na superfície começa a aumentar enquanto a sucção ao longo da profundidade continua diminuindo. Após aproximadamente 3 dias da chuva ter cessado, a sucção a 2 metros de profundidade na secção 1

(Figura 8) diminui de 130 kPa (valor inicial) para 40 kPa. Neste mesmo tempo, para a secção 2 (Figura 9) a sucção diminui de 70 para 38 kPa, na profundidade de 3 metros. Essa perda de sucção provoca a queda na resistência do solo e conseqüentemente a queda do F.S.

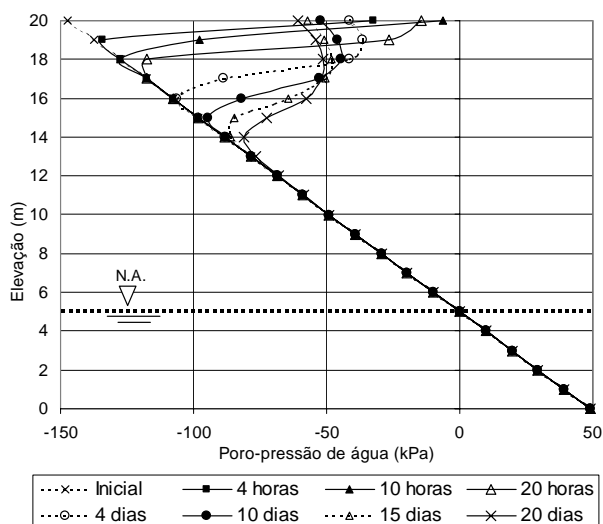


Figura 8- Perfil de sucção *versus* elevação para uma precipitação de $1,88 \times 10^{-6}$ m/s com duração de 20 horas ao longo do tempo: secção 1.

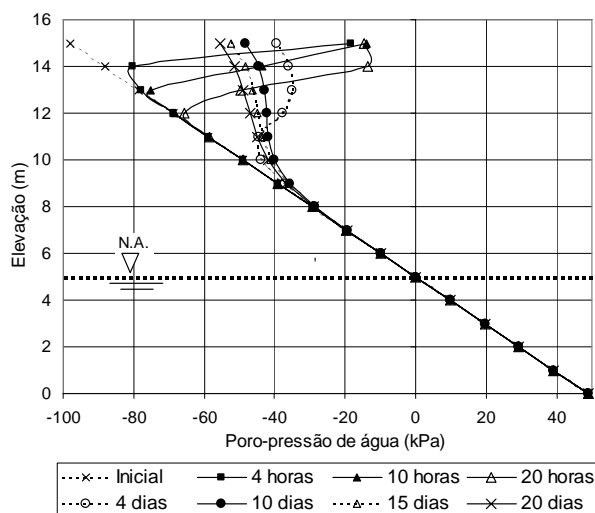


Figura 9- Perfil de sucção *versus* elevação para uma precipitação de $1,88 \times 10^{-6}$ m/s com duração de 20 horas ao longo do tempo: secção 2.

Para a chuva correspondente a 10 dias, com uma intensidade de $2,38 \times 10^{-7}$ m/s, o mínimo F.S. é de 1,22 que ocorre poucas horas depois da chuva ter cessado.

Relacionando-se o tempo de cada precipitação e o seu respectivo fator de segurança mínimo, pode-se determinar um valor

de chuva crítica, o qual corresponde ao menor F.S. do talude. A partir dessa relação, obtém-se como resultado para o solo A a Figura 10.

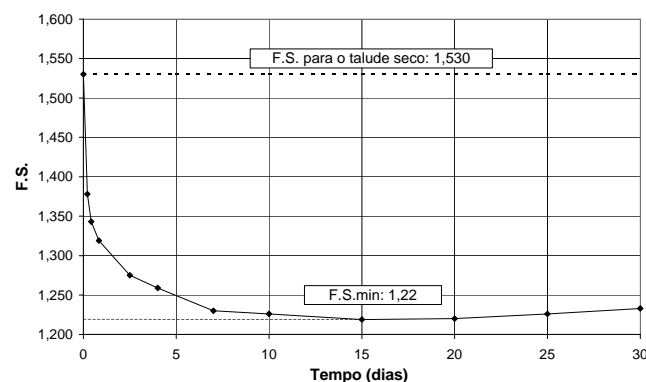


Figura 10 - Fator de segurança x duração da chuva ao longo do tempo (Solo A).

Observando-se a Figura 10, nota-se que a duração da chuva crítica é de 15 dias e que para essa duração o F.S. é de 1,22. Esse valor do fator de segurança crítico é muito maior do que o F.S. para o talude saturado que é 0,80.

De acordo com Ng & Shi (1998) o conceito da existência de uma duração crítica de chuva é um fato consistente com dados medidos em campo. Estes autores relatam que a duração crítica de uma precipitação para um talude formado por solos residuais ao norte de Hong Kong é de 3 a 7 dias. Ng & Shi (1998) explicam tal fenômeno como sendo provocado pela elevação gradual do lençol freático atingindo uma altura crítica que coincide com a duração crítica da chuva. Como em média a intensidade da chuva diminui rapidamente com a sua duração, para chuvas com maiores durações do que a crítica, o maciço de terra passa a ser capaz de escoar a água infiltrada sem provocar a elevação do nível freático. Entretanto, tal explicação pode ser complementada, pois uma das hipóteses adotadas neste trabalho foi a fixação do nível freático em uma cota constante e mesmo assim observou-se para este tipo de solo uma chuva com duração crítica.

Observando-se a Figura 11 e a Figura 12 nota-se que tal fenômeno pode ser explicado pelo valor da sucção remanescente durante a passagem da frente de umedecimento. Para uma chuva de duração de 15 dias (Figura 11), observa-se que o fluxo praticamente atinge um comportamento similar ao demonstrado na Figura 1. O valor desta sucção remanescente

atinge o valor mínimo de aproximadamente 30 kPa (Figura 11).

Para chuvas com maiores durações do que a duração crítica nota-se que o fluxo mantém uma sucção remanescente maior do que 30 kPa (Figura 12), fazendo com que o F.S. comece a crescer a partir da duração crítica, como pode ser visto na Figura 10.

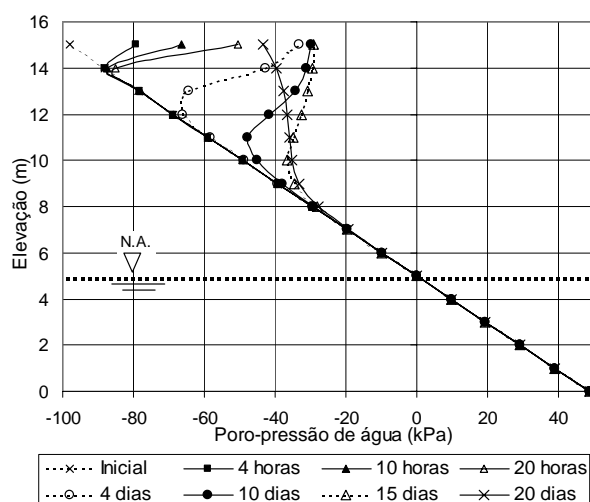


Figura 11- Perfil de sucção *versus* elevação para uma precipitação de duração de 15 dias (intensidade de $1,70 \times 10^{-7}$ m/s) ao longo do tempo. Secção 2.

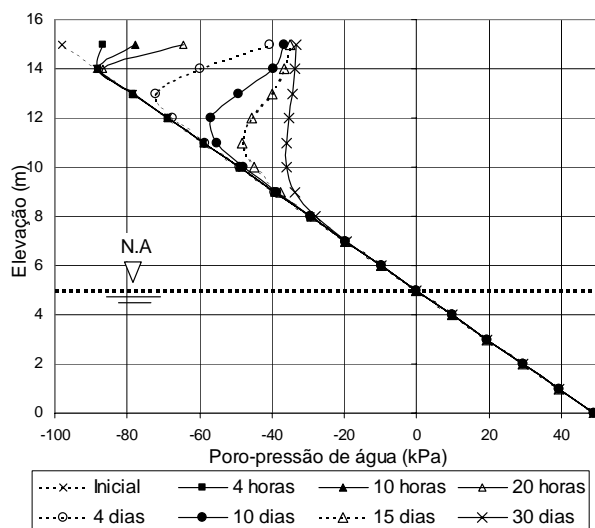


Figura 12 - Perfil de sucção *versus* elevação para uma precipitação de duração de 30 dias (intensidade de $9,57 \times 10^{-8}$ m/s) ao longo do tempo. Secção 2.

5.2 Solo B

O talude formado pelo solo B foi submetido a um intervalo de valores de intensidade de precipitação variando entre $1,83 \times 10^{-5}$ e $2,50 \times 10^{-8}$ m/s. Essas intensidades correspondem a valores de duração entre 1 hora e 150 dias, respectivamente.

Ao longo de cada evento verificou-se a variação do fator de segurança desde o início da precipitação, durante e depois da chuva ter cessado. Para este solo, o resultado obtido pode ser visto na Figura 13.

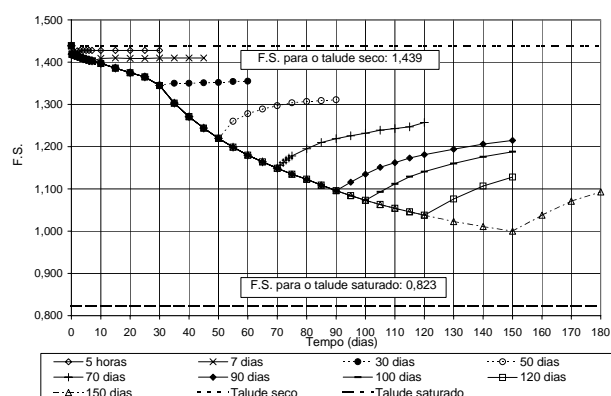


Figura 13- Variação do fator de segurança ao longo do tempo para diversas precipitações e suas respectivas durações (Solo B).

Nota-se, por exemplo, que para a duração da precipitação de 30 dias, que corresponde a uma intensidade de $9,57 \times 10^{-8}$ m/s, o mínimo F.S. corresponde ao valor de 1,35 que ocorre imediatamente após a chuva ter cessado. Este solo se comporta de maneira distinta ao solo A para os intervalos das precipitações analisadas.

Para uma chuva com duração de 90 dias, que corresponde a uma intensidade de $3,83 \times 10^{-8}$ m/s, o mínimo F. S. é de 1,10 que também ocorre imediatamente após a chuva ter cessado.

Este comportamento diferenciado do solo B pode ser explicado pelo fato de os valores das intensidades das precipitações serem todas maiores do que a sua condutividade hidráulica saturada ($k_s = 1,0 \times 10^{-8}$ m/s). De acordo com a Figura 2, o desenvolvimento da frente de umedecimento anula o valor da sucção no interior do talude.

Relacionando-se o tempo de cada precipitação e o seu respectivo fator de segurança mínimo (Figura 14), verifica-se que não ocorre uma duração de chuva crítica para este talude. Provavelmente, o fator de segurança mínimo será atingido para uma duração de chuva

na qual o volume de água infiltrada é capaz de saturar o interior do maciço.

As Figuras 15 (a) e (b) mostram a distribuição da poro-pressão de água no talude, para uma chuva com duração de 70 dias, para as secções 1 e 2 respectivamente. Para a secção 1 (Figura 15 (a)), ocorre um pequeno avanço da frente de umedecimento, com a anulação da sucção na superfície do talude. Esse avanço é lento devido à baixa permeabilidade inicial, enquanto que na secção 2 (Figura 15 (b)) o avanço da frente de saturação é mais rápida em relação a secção 1, devido à menor sucção inicial na secção 2. O comportamento da frente de umedecimento na secção 2 é bastante similar ao comportamento ilustrado na Figura . Nesta secção, no final da chuva (70 dias), sua sucção máxima é de aproximadamente 35 kPa.

Após a chuva ter cessado, a sucção na superfície aumenta, fazendo com que o F.S. aumente imediatamente.

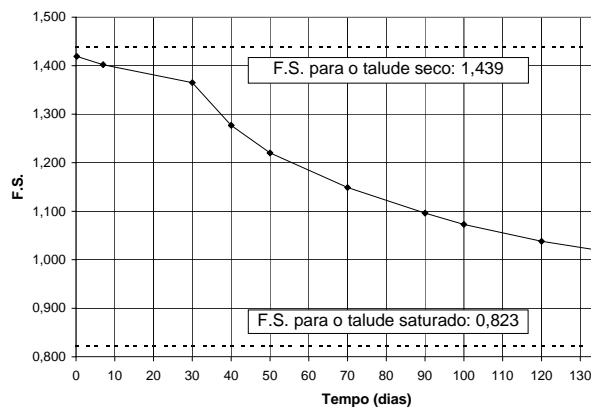


Figura 14- Fator de segurança x duração da chuva ao longo do tempo (Solo B).

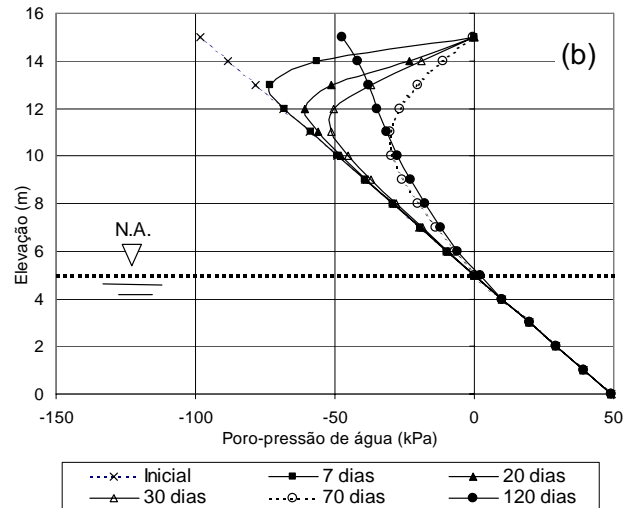
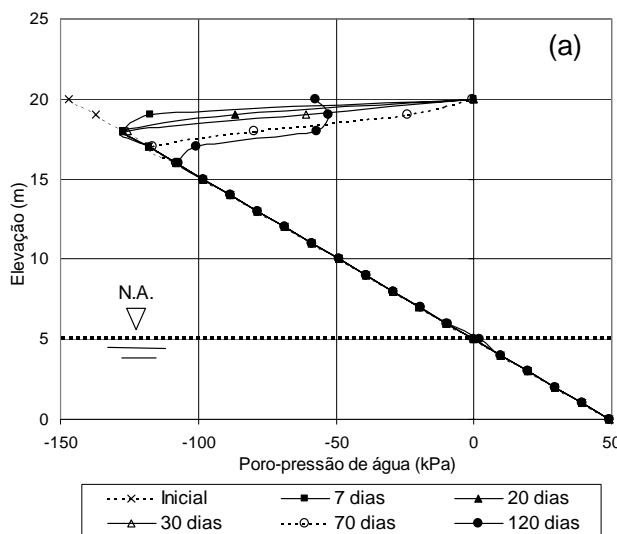


Figura 15- Perfil de sucção versus elevação para uma precipitação de $4,72 \times 10^{-8}$ m/s com duração de 70 dias ao longo do tempo: (a) secção 1; (b) secção 2.

5.3 Comparações entre os solos A e B.

Para uma melhor compreensão da distribuição da sucção nestes dois solos, são apresentadas duas secções transversais, para um mesmo evento de chuva, em ambos os solos.

Primeiramente, é apresentada a Figura 16 que mostra os gráficos das Figuras 10 e 14 justapostos. Nota-se claramente a diferença de comportamento dos fatores de segurança em função da duração das precipitações para ambos os solos.

Nas Figuras 17 (a) e 18 (a), ambas do solo A, percebe-se um avanço maior da frente de umedecimento e a não anulação da sucção na superfície. Nas Figuras 17 (b) e 18 (b), ambas do solo B, devido a baixa permeabilidade e ao valor de entrada de ar deste solo, ocorre um pequeno avanço da frente de umedecimento e a anulação da sucção na superfície. Percebe-se também, para este solo, que há uma resposta mais lenta na distribuição da sucção para as variações das condições de contorno em que o talude fica submetido.

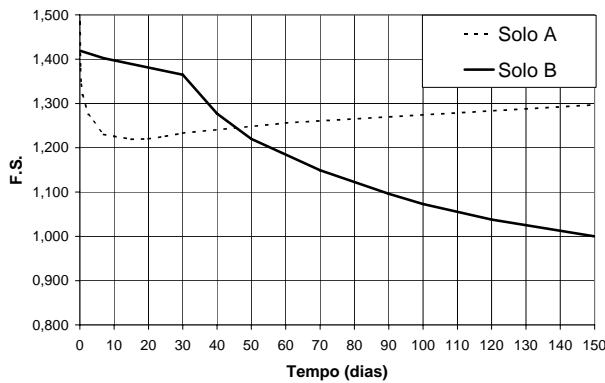


Figura 16 - Fator de segurança x duração da chuva ao longo do tempo (Solo A e Solo B).

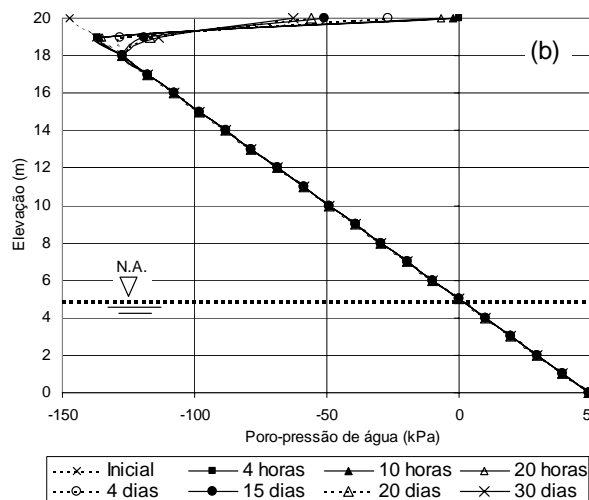
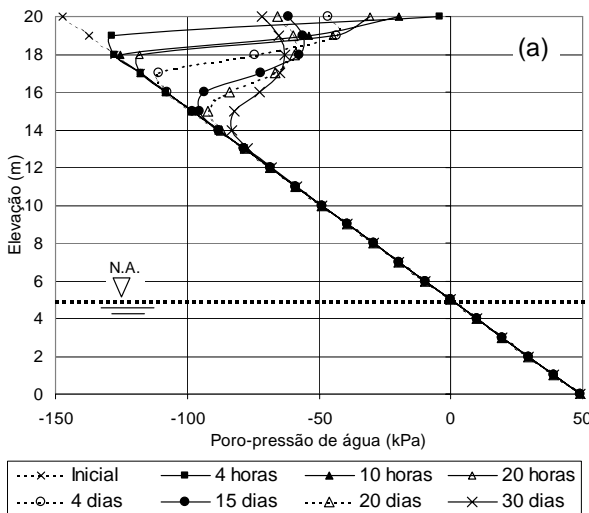


Figura 17 - Perfil de sucção versus elevação para uma precipitação de $5,75 \times 10^{-6}$ m/s com duração de 5 horas ao longo do tempo para a secção 1: (a) solo A; (b) solo B.

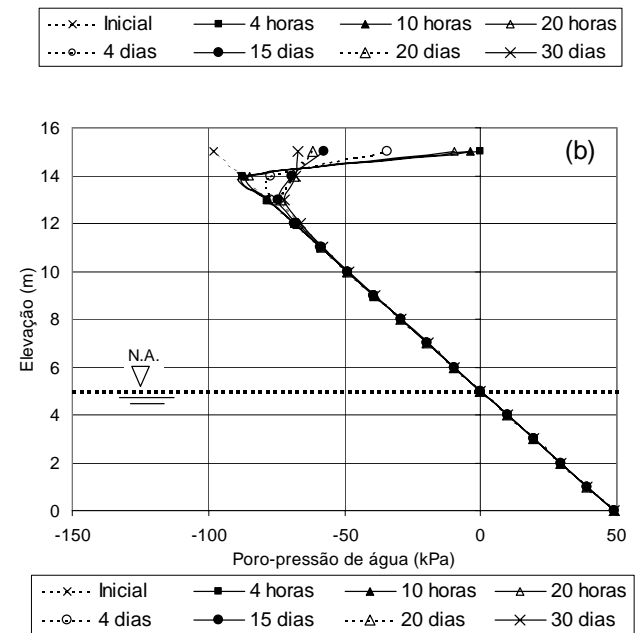
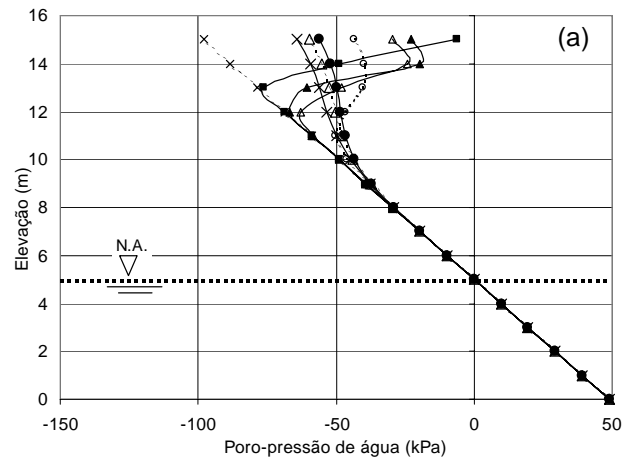


Figura 18 - Perfil de sucção versus elevação para uma precipitação de $5,75 \times 10^{-6}$ m/s com duração de 5 horas ao longo do tempo para a secção 2: (a) solo A; (b) solo B.

6. CONCLUSÕES E PROPOSTAS

Foram realizadas várias simulações para investigar a influência dos eventos chuvosos e as iniciais condições de sucção sobre fluxo transiente e avaliar a influência destes parâmetros na estabilidade dos taludes em solos não-saturados. Com os resultados obtidos neste trabalho podemos concluir:

1) Para o solo A (mais arenoso) que apresenta um coeficiente de permeabilidade saturado de $1,0 \times 10^{-4}$ m/s e para os eventos chuvosos considerados em nenhum momento ocorreu a saturação no interior do talude. A sucção mantida no interior do talude é proporcional à intensidade

da chuva, ou seja, ocorre o avanço da frente de umedecimento sem que ocorra a saturação do solo.

2) Para este mesmo solo, correlacionando as intensidades das chuvas com os F.S. ao longo do tempo, foi possível estabelecer um valor de duração de uma precipitação crítico do qual pode-se determinar o menor F.S. que o talude de referência pode atingir.

3) As condições iniciais de sucção têm influência direta na taxa de infiltração de um talude, como pode ser visto nas diferenças de comportamento entre a secção 1 e a secção 2. Um fluxo estacionário é atingido muito mais rapidamente na secção 2 do que na secção 1.

4) Para o solo B, como as intensidades de chuva adotadas neste trabalho foram todas maiores do que o seu coeficiente de permeabilidade saturado ($1,0 \times 10^{-8}$ m/s) a sucção na superfície se anulava. Para o talude caracterizado por este solo, conclui-se que o menor coeficiente de segurança será atingido para uma duração de chuva na qual o volume de água infiltrada é capaz de saturar o interior do maciço.

Pretende-se, como trabalho futuro, idealizar a construção, em laboratório, de um talude instrumentado em uma caixa experimental, com o objetivo de analisar o comportamento da distribuição da sucção durante uma precipitação artificial.

7. AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. e Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, n. 3, 313-321.

Geo-Slope International Ltd. (1998a). *Seep/W for finite element seepage analyses (v.4). Users manual*. Calgary, Alberta, Canada.

Geo-Slope International Ltd. (1998b). *Slope/W for slope stability analyses (v.4). Users manual*. Calgary, Alberta, Canada.

Kisch, M. (1959). The theory of seepage from clay-blanketed reservoirs. *Géotechnique*, Vol. 9, 9-21.

McDougall, J. R. E Pyrah, I. C. (1998). Simulating transient infiltration in unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, Vol. 35, Notes, 1093-1100.

Ng, C. W. W. e Shi, Q. (1998). A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and Geotechnics*, Vol.22, n. 1, 1-28.

Silva, D. D., Valverde, A. E. L., Pruski, F. F. e Gonçalves, R. A. B. (1999) Estimativa e espacialização dos parâmetros da equação intensidade-duração-frequência da precipitação para o estado de São Paulo. *Revista Engenharia na Agricultura*, Vol. 7, n. 2, 70-87.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed form equation for predicting the water permeability of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 44, 892-898.

Zhang, L. L., Fredlund, D. G., Zhang, L. M. e Tang W. H. (2004). Numerical study of soil conditions under which matric suction can be maintained. *Can. Geotech. J.*, Vol. 41, 569-582.

APÊNDICE B – Resultados dos ensaios de cisalhamento para os solos Gnaisse, AG3, AG2,
AG1 e Areia.

Deslocamento Vertical (Δv) *versus* Deslocamento Horizontal (d)

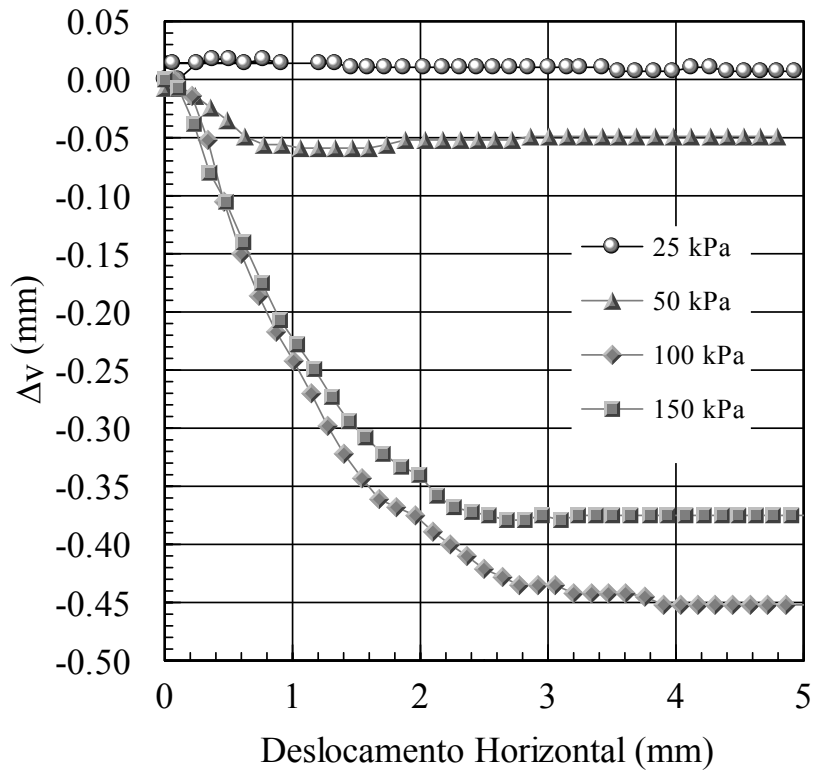


Figura B-1 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo Gnaisse: Deslocamento Vertical (Δv) versus Deslocamento Horizontal (d).

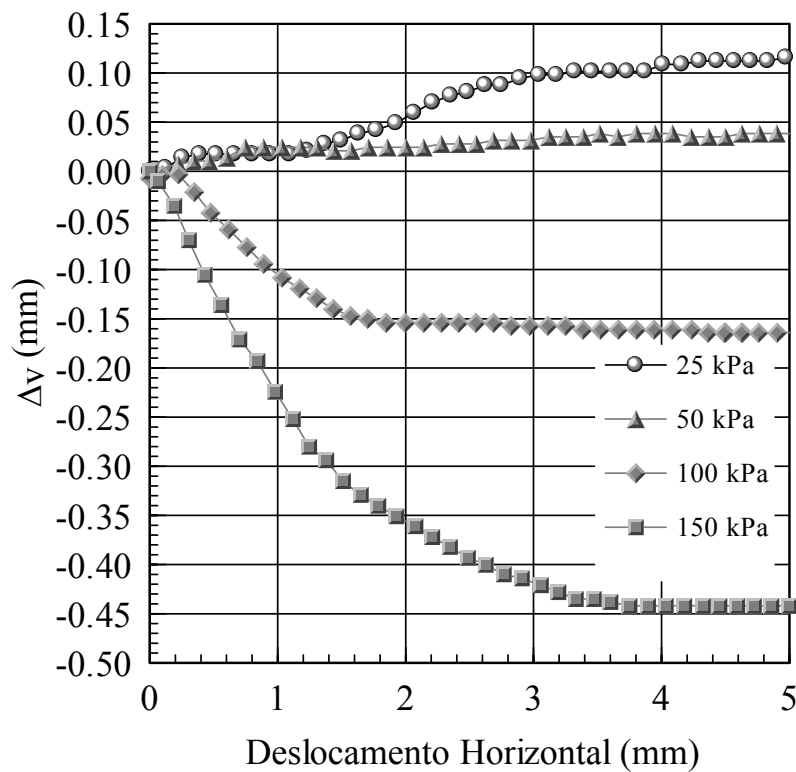


Figura B-2 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo AG3: Deslocamento Vertical (Δv) versus Deslocamento Horizontal (d).

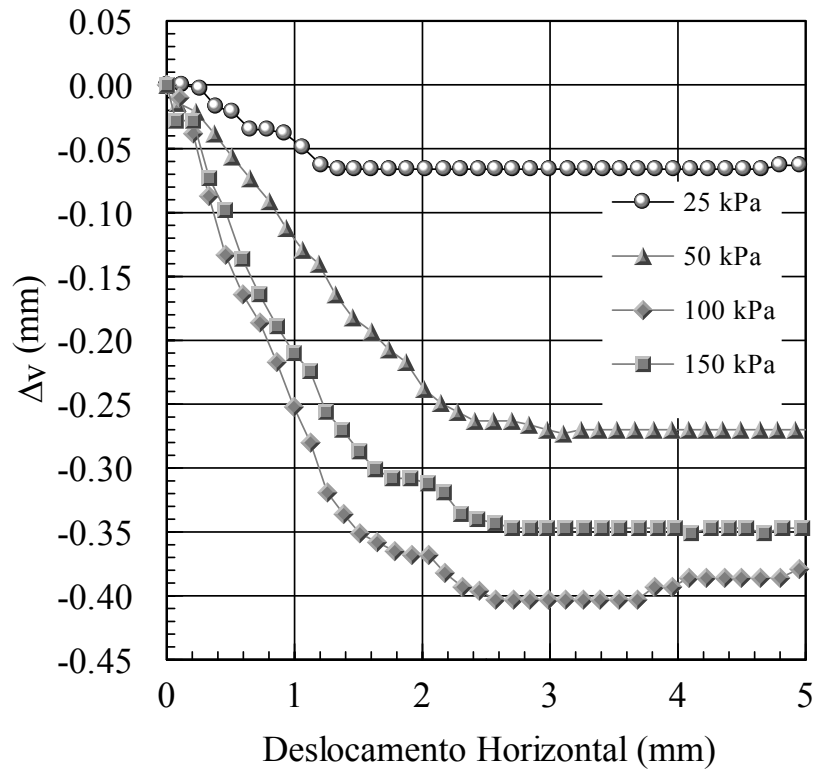


Figura B-3 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo AG2: Deslocamento Vertical (Δv) versus Deslocamento Horizontal (d).

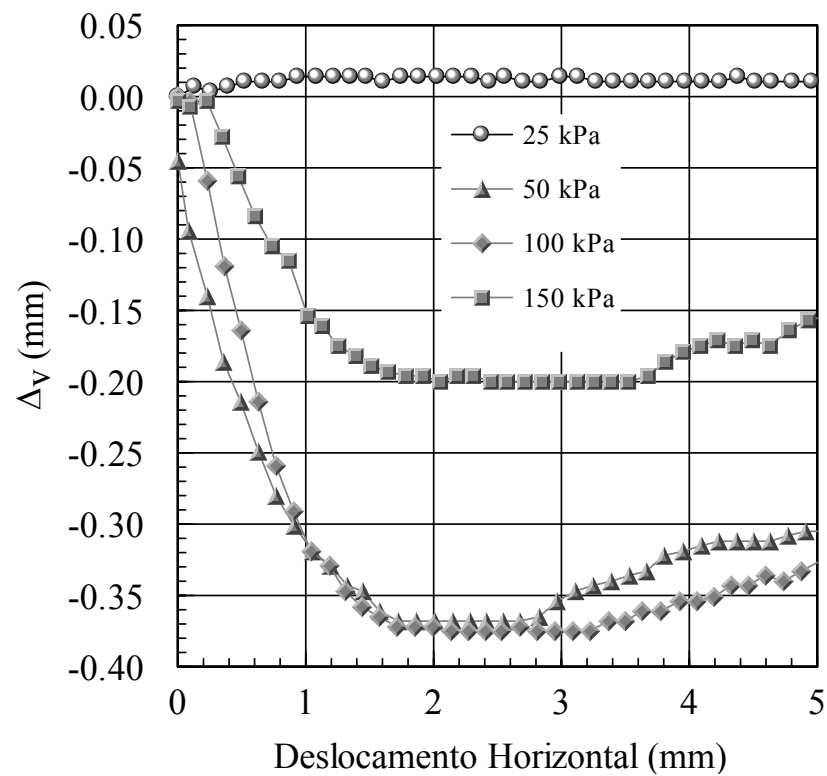


Figura B-4 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo AG1: Deslocamento Vertical (Δv) versus Deslocamento Horizontal (d).

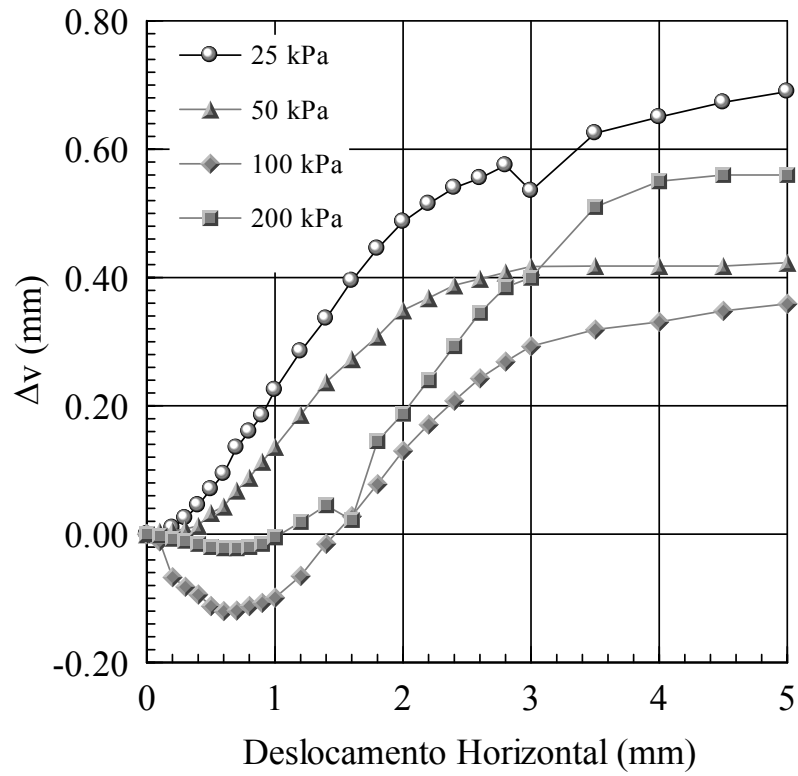


Figura B-5 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto para o solo Areia: Deslocamento Vertical (Δv) versus Deslocamento Horizontal (d).

APÊNDICE C – Resultados dos ensaios de compressão simples com medida de sucção para os solos Gnaisse, AG3, AG2 e AG1.

Tabela C-1 - Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo Gnaisse.

Moldagem						Preparação						Resultados							
C.P.	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	Trajatória	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	t_r (kPa)	ϵ_{vf} (%)	$E_{25\%}$ (MPa)	$E_{50\%}$ (MPa)	Sucção inicial (kPa)	Sucção final (kPa)	C (kPa)
Gnaisse-1	26.2	0.79	89.8	39.6	15.1	S	26.1	0.79	89.3	39.4	15.1	25.1	102.2	3.7	6.8	7.0	77	57	56.9
Gnaisse-2	26.2	0.79	89.7	39.6	15.1	M	26.1	0.79	89.1	39.4	15.1	25.7	84.2	4.0	6.1	5.9	45	38	46.9
Gnaisse-3	26.0	0.79	89.7	39.6	15.2	seco ao ambiente	1.1	0.79	3.7	1.6	15.2	0.9	163.9	1.5	14.6	20.4	19300*	-	91.2
Gnaisse-4	25.7	0.79	88.8	39.2	15.2	S	24.0	0.79	82.8	36.4	15.2	23.9	117.7	3.7	9.3	8.5	166	120	65.5
Gnaisse-5	24.8	0.77	87.1	37.9	15.3	S	21.9	0.77	77.0	33.5	15.3	23.1	135.1	4.0	10.7	10.2	232	154	75.2
Gnaisse-6	25.9	0.78	89.7	39.3	15.2	S	21.5	0.78	74.6	32.7	15.2	21.1	177.9	4.0	12.7	12.7	338	220	99.0
Gnaisse-7	26.2	0.79	90.1	39.8	15.2	U	27.2	0.79	93.6	41.3	15.2	27.2	64.4	4.5	4.3	3.9	19	28	35.9
Gnaisse-8	26.1	0.79	90.0	39.7	15.2	U	27.7	0.79	95.2	41.9	15.2	27.2	57.0	5.5	2.8	2.8	18	32	31.7
Gnaisse-9	25.4	0.78	88.7	38.9	15.3	U	27.9	0.78	97.3	42.5	15.3	27.9	50.9	5.7	2.6	2.4	15	22	28.3

LEGENDA: M (MOLDAGEM); S (SECANDO); U (UMEDECENDO)

* = Medido pelo método do Papel Filtro

Tabela C-2 – Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo AG3.

Moldagem						Preparação						Resultados							
C.P.	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	Trajecória	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	t_r (kPa)	ϵ_{vf} (%)	$E_{25\%}$ (MPa)	$E_{50\%}$ (MPa)	Sucção inicial (kPa)	Sucção final (kPa)	C (kPa)
AG3-1	18.5	0.6	83.2	31.2	16.9	M	18.4	0.60	82.9	31.2	16.9	18.4	107.6	2.4	8.8	8.7	88	84	57.1
AG3-2	18.5	0.6	83.3	31.2	16.9	M	18.4	0.60	83.1	31.2	16.9	18.5	109.8	3.5	8.7	8.3	96	84	58.3
AG3-3	18.3	0.6	83.0	31.1	17.0	seco ao ambiente	0.8	0.60	3.7	1.4	17.0	0.8	235.8	2.0	17.6	27.4	17300*	-	125.1
AG3-4	18.7	0.6	84.3	31.6	16.9	S	17.5	0.60	78.9	29.7	16.9	17.2	139.7	3.2	12.7	11.7	186	139	74.1
AG3-5	18.9	0.61	84.7	32.1	16.9	S	16.2	0.61	72.6	27.4	16.9	16.0	189.3	3.0	16.0	16.1	327	219	100.5
AG3-6	18.0	0.59	82.3	30.5	17.0	S	14.3	0.59	65.4	24.4	17.0	14.4	231.8	2.7	22.0	21.5	465	336	123.0
AG3-7	18.0	0.59	82.4	30.6	17.0	U	19.4	0.59	88.5	33	17.0	19.6	71.1	4.2	3.8	3.9	41	47	37.0
AG3-8	18.1	0.6	82.2	30.8	17.0	U	20.7	0.62	90.8	34.7	16.7	20.8	53.0	4.7	2.9	2.8	23	31	28.1
AG3-9	18.4	0.6	83.3	31.2	17.0	U	21.9	0.65	90.9	35.9	16.4	21.3	44.0	5.7	2.0	2.0	15	24	23.5

LEGENDA: M (MOLDAGEM); S (SECANDO); U (UMEDECENDO)

* = Medido pelo método do Papel Filtro

Tabela C-3 – Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo AG2.

Moldagem						Preparação						Resultados							
C.P.	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	Trajectoria	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	t_r (kPa)	ϵ_{vf} (%)	$E_{25\%}$ (MPa)	$E_{50\%}$ (MPa)	Sucção inicial (kPa)	Sucção final (kPa)	C (kPa)
AG2-1	12.3	0.51	65.3	22.0	17.8	M	12.2	0.51	64.9	21.9	17.8	11.8	92.4	1.8	9.6	10.1	147	130	44.4
AG2-2	12.3	0.51	65.5	22.1	17.9	M	12.2	0.51	65.2	21.9	17.9	12.0	87.5	2.2	9.6	9.7	147	135	42.1
AG2-3	11.7	0.5	63.4	21.1	18.0	seco ao ambiente	0.3	0.50	1.6	0.5	18.0	0.6	186.3	1.3	38.4	41.4	22100*	-	89.7
AG2-4	11.7	0.5	63.7	21.2	18.0	S	10.8	0.50	58.5	19.4	18.0	10.9	144.3	2.5	13.2	13.8	265	194	69.4
AG2-5	12.2	0.5	65.0	21.7	17.9	S	10.0	0.50	53.3	17.9	17.9	9.8	175.0	2.2	15.3	17.9	432	305	84.2
AG2-6	11.7	0.5	63.3	21.1	18.0	S	8.7	0.50	47.0	15.6	18.0	9.0	211.9	2.2	17.6	22.2	540	453	102.0
AG2-7	11.7	0.5	63.3	21.1	18.0	U	12.8	0.53	65.0	22.5	17.6	13.0	60.9	3.2	4.5	4.6	45	42	29.3
AG2-8	12.1	0.5	64.9	21.6	17.9	U	14.8	0.55	72.3	25.7	17.4	14.8	37.9	4.0	2.2	2.2	22	27	18.2
AG2-9	12.6	0.51	66.9	22.6	17.9	U	16.3	0.57	76.4	27.9	17.1	15.4	27.1	4.5	1.7	1.7	14	20	13.1

LEGENDA: M (MOLDAGEM); S (SECANDO); U (UMEDECENDO)

* = Medido pelo método do Papel Filtro

Tabela C-4 – Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples para o solo AG1.

Moldagem						Preparação						Resultados							
C.P.	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	Trajectoria	w (%)	e	S (%)	θ_w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	t_r (kPa)	ϵ_{vf} (%)	$E_{25\%}$ (MPa)	$E_{50\%}$ (MPa)	Sucção inicial (kPa)	Sucção final (kPa)	C (kPa)
AG1-1	9.0	0.53	45.0	15.6	17.3	M	8.9	0.53	44.4	15.4	17.3	8.3	21.3	1.6	3.1	3.0	45	48	10.6
AG1-2	8.1	0.52	41.3	14.1	17.4	S	2.9	0.52	29.9	10.2	17.4	6.3	56.3	1.5	9.5	9.6	225	190	28.2
AG1-3	8.2	0.52	42.3	14.5	17.5	S	4.5	0.52	23.2	7.9	17.5	5.2	73.5	1.0	22.6	21.8	410	373	36.8
AG1-4	8.2	0.55	40.0	14.2	17.1	U	9.1	0.55	44.1	15.6	17.1	9.3	13.8	2.2	2.3	1.9	10	12.5	6.9
AG1-5	8.5	0.57	39.4	14.3	16.9	U	9.7	0.57	45.3	16.4	16.9	9.9	11.1	2.7	1.7	1.4	9	10	5.5
AG1-6	8.3	0.52	42.6	14.6	17.5	seco ao ambiente	0.1	0.52	0.3	0.1	17.5	0.1	49.2	1.5	11.7	8.3	15200*	-	24.6

LEGENDA: M (MOLDAGEM); S (SECANDO); U (UMEDECENDO)

* = Medido pelo método do Papel Filtro