

GLADIS CRISTINA FURLAN

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM AGENTE REPELENTE SOBRE AS  
PROPRIEDADES MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DE UM SOLO ARENOSO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Construção Civil, Área de Concentração Geotecnia Ambiental, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Dell'Avanzi

CURITIBA  
2008

## TERMO DE APROVAÇÃO

GLADIS CRISTINA FURLAN

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM AGENTE REPELENTE SOBRE AS  
PROPRIEDADES MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DE UM SOLO ARENOSO

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no  
Curso de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade  
Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Dell`Avanzi  
Departamento de Construção Civil, UFPR

Prof. Dr. Tacio Mauro Pereira de Campos  
Departamento de Engenharia Civil, PUC – Rio

Prof. Dr<sup>a</sup>. Andréa Sell Dyminski.....  
Departamento de Construção Civil, UFPR

Prof. Dr. Alessandro C. Morales Kormann  
Departamento de Construção Civil, UFPR

Curitiba, 31 de março de 2008.

## RESUMO

A adequação da deposição apropriada dos resíduos sólidos urbanos em aterros sanitários envolve obrigatoriamente o projeto consistente de sistemas eficientes de impermeabilização de base e de cobertura das células de deposição. Enquanto os sistemas de impermeabilização de base geralmente envolvem a utilização de geomembranas como instrumento de garantia da estanqueidade da base da célula de deposição, as coberturas finais de aterros são em geral definidas baseando-se em um critério geométrico mínimo de espessura de solo compactado. O desempenho insatisfatório de um sistema de cobertura deficiente do ponto de vista de infiltração e percolação induz a um incremento substancial do volume de percolado gerado através da pilha de resíduos, contribuindo para sobrecarga e diminuição da eficiência do sistema de tratamento de percolados do aterro. Neste contexto, a presente dissertação visa o estudo, entendimento, e avaliação do potencial de uso do efeito de repelência à água em solos como alternativa técnica de desenvolvimento de sistemas de coberturas para aterros sanitários eficientes. O estudo foi realizado utilizando-se um material arenoso (considerado como material padrão) e o agente indutor de repelência designado de politetrafluoretileno (PTFE). Estudou-se o efeito da presença desse agente sobre as características de compactidade, resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica saturada, e as curvas de retenção de umidade (CRUS), obtidas em ensaios de coluna durante ciclos de secagem e umedecimento. A partir dos resultados experimentais das CRUS, estimou-se a taxa de aumento da capilaridade ao tempo do solo natural e repelente, utilizando-se o modelo de Mualen-van Genuchten acoplado à equação de Richards e implementado pelo método das diferenças finitas em planilhas eletrônicas.

**PALAVRAS – CHAVE:** Solo arenoso, repelência à água, fluxo.

## **ABSTRACT**

In order to adjust the appropriate deposition of urban solid waste in sanitary landfills, one must necessarily consider a consistent implementation of efficient impermeability systems for the bed and for the covering of deposition cells. Whereas layer impermeability systems generally involve the use of geomembranes so as to guarantee the absence of breaches and leaks in the deposition cell bed, the bottom layers of landfills are usually defined in terms of a geometric criterion of the minimum width of compacted soil. The unsatisfactory performance of a deficient layering system in regards to infiltration and percolation results in a substantial increase in the volume of percolate being generated throughout the piled waste, which in turn contributes to exhausting and, thus, decreasing the efficiency of the landfill's percolate treatment system. This dissertation aims to study, understand, and evaluate the potential use of a unique characteristic of certain soils – namely, repellence to water – as a technical alternative in the development of efficient layering systems for sanitary landfills. This inquiry was conducted with the use of a sandy material – material considered standard – and of a repellence-inducing agent called polytetrafluoroethylene, or PTFE. This study analyzed the effect of the presence of that agent on characteristics such as compacity, resistance to shearing, saturated hydraulic conductivity, and on curve retention water soil (SWRC), obtained from column tests during drying and moisturing cycles. Based on the experimental results produced by the curve retention water soil (SWRC), we were able to estimate the growth rate over time for the capillarity of both the natural and repellent soils. To this effect, we utilized Mualen-van Genuchten's model in association with Richards's equation and implemented through the method of finite differences in electronic spreadsheets.

**KEY-WORDS:** sandy soil, repellence to water, flow.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>7</b>
<b>2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DE SOLOS NÃO SATURADOS .....</b>	<b>11</b>
2.1 SUCÇÃO .....	11
2.2 CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE .....	13
2.2.1 Métodos experimentais para determinação das curvas de retenção de umidade.....	13
2.2.1.1 Psicrômetros .....	14
2.2.1.2 Papel filtro .....	14
2.2.1.3 Tensiômetros .....	15
2.2.1.4 Sensores de condutividade térmica .....	16
2.2.1.5 Técnica da translação de eixo .....	17
2.2.1.6 Ensaio de coluna .....	18
2.2.1.7 Célula de pressão .....	20
2.2.1.8 Extrator de placa de pressão volumétrica .....	21
2.2.2 Modelos matemáticos para descrição da curva de retenção de umidade do solo (CRUS) .....	24
2.2.2.1 Modelo de van Genuchten (1980).....	24
2.2.2.2 Modelo de Gardner (1958).....	25
2.2.3 Modelos matemáticos para previsão da curva de retenção de umidade do solo.....	26
2.2.3.1 Modelo de Arya e Paris (1981) .....	26
2.2.3.2 Modelos pedológicos baseados em Redes Neurais .....	27
2.3 FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	27
2.3.1 Lei de Darcy .....	28
2.3.2 Modelos de previsão da condutividade hidráulica não saturada .....	30
2.3.2.1 Modelo de Mualem - van Genuchten .....	31
2.3.2.2 Modelo de Burdine – van Genuchten.....	32
2.3.2.3 Modelo de Arya-Paris.....	33
2.3.3 Modelo descritivo.....	34
2.3.3.1 Modelo de Gardner (1958).....	34
2.3.4 Métodos experimentais para a determinação da condutividade hidráulica não saturada .....	35
2.3.4.1 Métodos de laboratório .....	35
2.3.4.1.1 Determinação da condutividade hidráulica não saturada sob condições de fluxo permanente.....	35
2.3.4.1.2 Método do perfil instantâneo .....	37
<b>3 SISTEMAS DE COBERTURA PARA ATERROS SANITÁRIOS.....</b>	<b>41</b>
3.1 FATORES INTERVENIENTES NO DESEMPENHO DAS BARREIRAS CAPILARES.....	44
3.2 SOLOS REPELENTES .....	47
<b>4 COMPONENTE EXPERIMENTAL E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>50</b>
4.1 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DE PTFE SOBRE A COMPACIDADE. ....	52
4.2 INFLUÊNCIA SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	55
4.3 AVALIAÇÃO DO EFEITO DE ADIÇÃO DO PTFE SOBRE AS CRUS .....	58

4.3.1 Avaliação das curvas de retenção de umidade (CRUS) do solo natural ..	61
4.3.2 Avaliação das curvas de retenção de umidade (CRUS) do solo tratado ..	63
4.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	66
4.5 ENSAIO DO VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA .....	68
4.6 AVALIAÇÃO DA ADIÇÃO DE PTFE SOBRE A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO.....	71
4.6.1 Material natural.....	72
4.6.1.1 Primeira seqüência .....	72
4.6.1.2 Segunda seqüência .....	74
4.6.1.3 Terceira seqüência .....	76
4.6.2 Material tratado.....	78
4.6.2.1 Primeira seqüência .....	78
4.6.2.2 Segunda seqüência .....	80
4.6.2.3 Terceira seqüência .....	82
4.6.3 Análise dos resultados .....	84
<b>5 MODELAGEM NUMÉRICA DA ALTURA CAPILAR AO LONGO DO TEMPO DOS MATERIAIS TRATRADO E NATURAL .....</b>	<b>87</b>
5.1 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO TRANSIENTE .....	87
5.2 AVALIAÇÃO DA ACURÁCIA DO MODELO DE MUALEM-VAN GENUCHTEN NA PREVISÃO DA FUNÇÃO-K DO SOLO .....	88
<b>6 CONCLUSÕES .....</b>	<b>96</b>
<b>7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>98</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>99</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A conscientização atual da sociedade para a importância de proteção do meio ambiente está indiretamente induzindo a uma mudança substancial na definição de critérios de desempenho de projetos de engenharia. Projetos que antes eram definidos baseando-se somente em critérios técnicos envolvendo, em geral, estabilidade quanto à ruptura, deformações e estética, hoje, obrigatoriamente, envolvem critérios relativos à avaliação e minimização do impacto ambiental causado durante a vida útil do empreendimento. Neste contexto, a indústria de deposição final de resíduos sólidos apresenta-se como o setor da economia no qual apresenta os maiores desafios de desenvolvimento de novas tecnologias para sistemas de deposição de resíduos sólidos eficientes com reduzidos custos de implantação e operação.

No Brasil, a gestão dos resíduos é competência dos municípios. Devido à falta de conscientização por parte da maioria das prefeituras municipais, muitos depósitos de resíduos sólidos urbanos carecem das premissas mínimas de projeto que garantam uma estanqueidade adequada do local de disposição, da drenagem e tratamento dos líquidos percolados e dos gases gerados durante a decomposição da massa de resíduo. Segundo Ferreira e Mahler (2006), os aterros sanitários quando mal projetados tornam-se fontes proliferadoras de vetores através da entrada de pequenos animais e pela contaminação do ar, do solo e do lençol freático. Teixeira *et al.* (2006) observam que, além da contaminação do ambiente, populações vizinhas aos aterros sofrem com situações de desconforto visual e mau cheiro. Segundo Schueler e Mahler (2006), do total de lixo gerado no Brasil, 40,49% são resíduos sólidos urbanos com destinação incorreta (aproximadamente 96.302 toneladas diárias). Comparando os dados informados por Schueler e Mahler (2006) com os apresentados por Boscov (2006), pode-se notar que não há um consenso sobre a situação real da destinação final dos resíduos sólidos urbanos no Brasil. Enquanto Schueler e Mahler (2006) indicam que mais de 1/3 dos resíduos sólidos urbanos possuem destinação final incorreta, Boscov (2006) observa um crescimento substancial na porcentagem de resíduos devidamente depositados em aterros sanitários. Segundo Boscov (2006), os dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE indicam que a porcentagem de resíduos devidamente

depositados anualmente em aterros sanitários variou de 36% em 1990, para 73% em 2000. Não obstante a indicação do aumento substancial da disposição adequada dos resíduos pelos dados do IBGE, os resultados do levantamento da situação da disposição dos resíduos sólidos urbanos no estado de São Paulo, realizado pela Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB), indicam que 332 municípios do estado necessitam adequar os locais de disposição de lixo. Apesar da existência de muitos aterros sanitários, estes não foram e não são executados, monitorados e gerenciados adequadamente, afetando diretamente a qualidade e segurança do sistema de deposição de resíduos urbanos. Em geral, a principal causa do desinteresse indicada por parte do órgão gestor, em implantar e gerenciar de forma apropriada os aterros sanitários é o alto custo envolvido na implantação e operação das instalações.

Basicamente, um aterro sanitário é composto por quatro sistemas. O primeiro sistema é definido como sistema de impermeabilização da base das células de deposição. A função deste sistema é evitar a infiltração de percolato no solo de fundação da célula, diminuindo com isto, o potencial de poluição das águas de subsuperfície. O segundo sistema é um sistema de drenagem de percolato. Este sistema possui por objetivo remover o percolato gerado durante o processo de biodegradação, do interior da pilha de lixo. O terceiro sistema é o sistema de drenagem e queima dos gases gerados durante a biodegradação da matéria orgânica metanogênica. O quarto sistema é o sistema de cobertura do aterro, ao qual compete, primordialmente, impedir a infiltração de água ao interior da pilha de resíduos.

Dentre os sistemas que compõem um aterro sanitário, o sistema de cobertura apresenta-se de especial interesse para o estudo, pois do bom desempenho deste é que dependerá o bom desempenho ou sobrecarga dos sistemas de impermeabilização de base e drenagem de percolados e gases.

Comumente, a cobertura final de um aterro é definida somente considerando critério técnico geométrico mínimo igual a 50 cm de espessura de solo argiloso compactado. Devido a isto, observa-se que muitas coberturas, embora atendam ao critério geométrico mínimo definido em projeto, permite uma maior infiltração das águas das chuvas durante a época úmida e conseqüentemente o aumento do chorume devido à indução de fissuras causadas por retração (Anderson, 1997; Benson *et al.* 1994; Boscov, 2006; Ferreira e Mahler, 2006). Devido à ausência de

critério de desempenho mínimo (em geral, percolação máxima permitida em 30 anos) a ser seguido, as coberturas finais dos aterros são geralmente executadas sem projeto detalhado. Normalmente, o material usado para cobertura não é submetido a ensaios de laboratório para determinação das suas características hidráulicas não saturadas, ocasionando em grande parte das vezes, a compactação de um material de má qualidade (alta condutividade hidráulica). Alternativas de projeto mais eficientes, como a implantação de coberturas compostas por geomembrana-solo compactado, apresentam-se inviáveis face à realidade financeira de diversas prefeituras brasileiras.

Pode-se concluir que a necessidade de desenvolvimento de novas tecnologias capazes de atender a critérios técnicos baseados em percolação máxima permitida em um determinado período, com custo reduzido de implantação e manutenção é urgente.

Neste contexto, procurou-se estudar a viabilidade de indução do efeito de repelência à água em solos como tecnologia alternativa de melhoria das propriedades hidráulicas de solos para utilização em sistemas de coberturas de aterros sanitários. A princípio, esta tecnologia apresenta-se interessante do ponto de vista técnico e econômico, pois poderá proporcionar diminuição substancial dos custos com identificação, exploração, transporte e execução de coberturas capazes de atender critérios técnicos baseados em percolação máxima permitida.

O presente trabalho teve por objetivo o estudo e comparação do comportamento hidro-mecânico natural de um solo arenoso, quando tratado quimicamente para indução do efeito de repelência à água. Utilizou-se nos estudos politetrafluoretileno (PTFE), comumente conhecido como Teflon, como agente padrão indutor de repelência. Adotou-se este produto como agente padrão devido ao fato de ser um produto industrializado cujas propriedades físico-químicas são constantes de lote para lote comercializado.

Os capítulos 2 e 3 descrevem os temas relevantes para o estudo, como os conceitos de sucção, curva de retenção de umidade, condutividade hidráulica, barreiras capilares, evapotranspiração, solos repelentes, assim como outros conceitos que se fazem interessantes para o tema objeto de estudo.

O capítulo 4 aborda a componente experimental executada, incluindo a análise dos resultados obtidos e apontamentos paralelos entre os resultados e a revisão bibliográfica. Já o capítulo 5, mostra a simulação numérica da altura capilar

ao longo do tempo.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões do estudo e por fim, no capítulo 7, as recomendações consideradas importantes para continuação do presente trabalho.

## 2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Tradicionalmente, a massa de solo tem sido descrita como um sistema trifásico sólidos – água – ar (Lambe e Whitman, 1979; Pinto, 2006), onde a soma das fases água e ar constituem o volume de vazios existentes. Na natureza, a massa de solo pode estar saturada, seca ou não saturada. Nas duas primeiras situações, os vazios estão totalmente preenchidos por água (saturação) ou por ar (secura). Dentro do universo da não saturação, a relação entre as fases água e ar varia entre a situação de oclusão da fase ar e continuidade da fase água, continuidade simultânea das duas fases, ou oclusão da fase água. Partindo deste conceito, este capítulo tem como objetivo descrever de forma sucinta as características de comportamento hidráulico dos solos não saturados, incluindo-se os métodos para determinação da condutividade hidráulica não saturada.

### 2.1 SUCÇÃO

Simplificadamente, pode-se entender por sucção em solos, como o efeito resultante de incremento aparente da atração entre as partículas do solo, resultante da soma dos efeitos da interação entre as três fases constituintes do solo (induzido pelo efeito de menisco), e da diferença de concentração de sais distribuídos no interior da massa de solo (induzido pelo efeito de osmoze). Neste aspecto, a sucção, também chamada de sucção total ( $\psi$ ), é a soma da sucção mátrica e sucção osmótica. A sucção mátrica é a diferença entre a pressão do ar ( $u_a$ ) e a pressão da água ( $u_w$ ), (Fredlund e Rahardjo, 1993; Das, 2007). A sucção osmótica ( $\pi$ ) é induzida pela presença de sais na água e no solo, causando uma diminuição na umidade relativa com o aumento de sais dissolvidos. Observa-se uma relação inversa entre teor de umidade volumétrico e sucção mátrica, ou seja, quanto menor o teor de umidade, maior é a sucção mátrica. No campo, esta relação indica que durante períodos de seca a sucção mátrica no interior da massa de solo é superior que em períodos chuvosos.

A sucção mátrica é associada ao fenômeno de capilaridade e à superfície de tensão da água. O efeito de capilaridade em solos pode ser representado simplificada por tubos capilares de diâmetros diferentes dispostos paralelamente a partir do nível d'água (modelo de Kelvin, 1756), Figura 2.1.

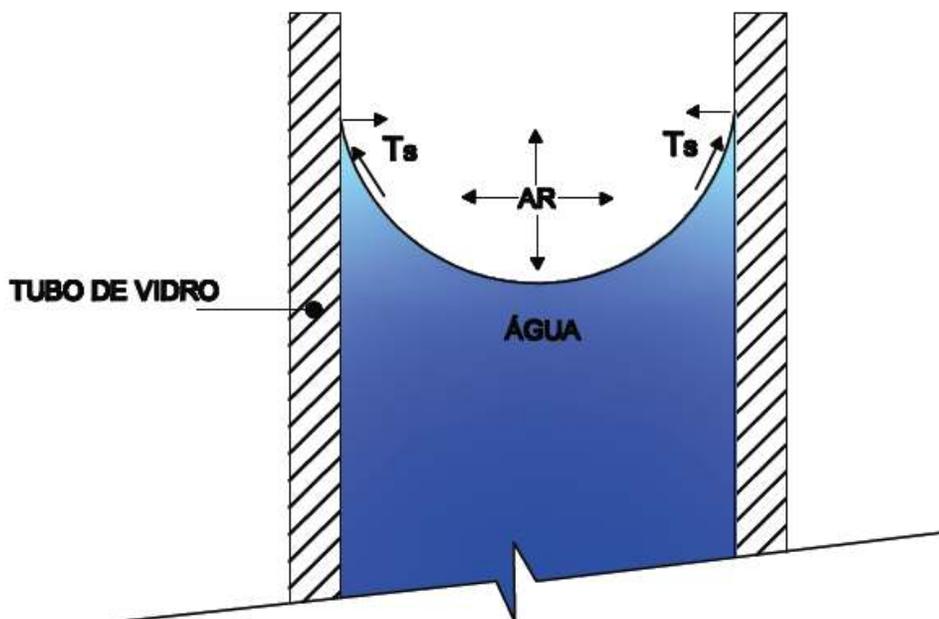


FIGURA 2.1 - FORÇAS ATUANDO EM UM TUBO CAPILAR  
 FONTE: Fredlund e Rahardjo adaptado pela autora (1993)

O efeito de capilaridade pode ser analisado considerando-se a tensão superficial da água ( $T_s$ ), o ângulo de contato  $\alpha$  entre  $T_s$  e a superfície do tubo, e o raio do tubo. Baseando-se no equilíbrio de forças entre a coluna de água posicionada acima do nível d'água e o menisco (superfície onde atua  $T_s$ ), a relação matemática entre altura capilar e diâmetro do tubo capilar é dada por:

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \quad (2.1)$$

onde:

$(u_a - u_w)$  = sucção mátrica igual a diferença entre a pressão do ar menos a pressão da água agindo no menisco no interior do tubo.

$T_s$  = tensão superficial.

$R_s$  = Raio de curvatura do menisco igual em todas as direções.

O fenômeno da tensão superficial resulta de forças moleculares agindo nas moléculas do menisco. Esta tensão superficial é uma propriedade constante de

qualquer líquido em contato com outro dado líquido, gás ou sólido, sendo influenciada pela temperatura ambiente. A tensão superficial é responsável pela atuação do menisco como uma membrana elástica. A magnitude do ângulo de contato depende da atração entre as moléculas do menisco e a superfície de contato (Lambe e Whithman, 1979).

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) o modelo proposto por Kelvin (1752) demonstra que quanto maior a sucção mátrica, menor o raio de curvatura do menisco. Em outras palavras, quando a diferença de pressão entre o ar do poro e a água do poro tender a zero, a curvatura do menisco ( $R_s$ ) tende ao infinito. Quanto menor o diâmetro destes tubos, maior será a altura capilar. Podemos também dizer que a capilaridade é inversamente proporcional ao diâmetro do tubo. A altura capilar e o raio de curvatura do menisco (superfície da água no tubo capilar) têm implicação direta com o teor de umidade no interior do solo, observado pela curva de retenção de umidade.

## 2.2 CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE

As curvas de retenção de umidade do solo (CRUS) determinam a relação entre o teor de umidade volumétrico (ou grau de saturação) e a sucção mátrica. Elas podem ser determinadas através de ensaios de laboratório, os quais serão descritos abaixo.

### 2.2.1 Métodos experimentais para determinação das curvas de retenção de umidade

Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam alguns métodos experimentais para determinação das curvas de retenção de umidade que serão descritos abaixo:

### 2.2.1.1 Psicômetros

São usados para medir a sucção total de um solo através da umidade relativa. O psicômetro funciona com uma força eletromotiva gerado em um circuito fechado. Essa força passa através de dois metais, localizados nos extremos do equipamento. Um metal é mantido em temperatura constante para servir de referência, enquanto o outro mede a diferença de temperatura no solo. A geração da força eletromotiva é em função da diferença de temperatura entre a junção de medição e a de referência.

Não são recomendados para utilização no campo devido às variações de temperatura. Entretanto em laboratório as medições podem ser conduzidas através de uma temperatura controlada do ambiente, não alterando demasiadamente as propriedades encontradas no solo do campo.

### 2.2.1.2 Papel filtro

É um método para medição indireta da sucção do solo através da curva de calibração umidade versus sucção do papel filtro.

Os equipamentos necessários para execução do ensaio com papel filtro consistem de:

- Um recipiente grande, com capacidade para aproximadamente 200 g de solo e tampa hermética para armazenar o papel filtro e o solo por diversos dias. O recipiente deve ser tratado para não oxidar.
- Um recipiente menor, com volume de aproximadamente 60 cm<sup>3</sup>, usado para manter o papel filtro durante a secagem em estufa, para medição do teor de umidade.
- Uma balança de precisão de 0,0001 g com capacidade mínima de 20 g, usada para medir o teor de umidade do papel filtro.
- Uma caixa isolada que pode ser usada para, armazenar o recipiente maior com solo e papel filtro durante o período de equilíbrio. A caixa é mantida a uma temperatura constante de mais ou menos 1° C.

- Uma estufa.

O primeiro passo é ter o papel inicialmente seco, para que esse absorva a água do solo e entre em equilíbrio. O papel filtro e o solo são colocados em um recipiente, o qual é selado para início do ensaio e para que as variações de temperatura do ambiente não afetem os resultados. O equilíbrio ocorre quando o papel pára de absorver água do solo, aproximadamente 7 dias. Após o período de equilíbrio o papel filtro é removido com uma pinça e pesado.

Quando o papel filtro seco está em contato direto com o solo, este atinge gradativamente a sucção mátrica do solo induzido pelo contato hidráulico. O teor de umidade medido do papel filtro após o período de equilíbrio, corresponde à sucção mátrica. Quando o papel não está em contato direto com o solo, ou seja, o papel seco é suspenso acima do solo, o vapor de água que sai do solo vai para o papel filtro entrando em equilíbrio. Após estabilização, o teor de umidade medido corresponde à sucção total.

A vantagem deste ensaio é seu baixo custo. Em contrapartida, este ensaio é passível de erros durante a execução, pois o papel filtro é um material muito sensível. Se não houver um grande cuidado nos procedimentos laboratoriais, o teor de umidade do papel filtro poderá ter o seu valor alterado somente com o contato com as mãos do laboratorista ou com a umidade do ar do ambiente.

### 2.2.1.3 Tensiômetros

São usados para medição direta da poro pressão negativa no solo, podendo serem utilizados em laboratório ou no campo. O tensiômetro consiste em uma ponta cerâmica, chamada de copo poroso, conectada a um medidor de pressão através de um pequeno tubo. O tubo geralmente é de plástico devido à baixa condução de calor e natureza não corrosiva, seu diâmetro é de aproximadamente 20 mm e com vários comprimentos, chegando até 1,5 m (Figura 2.2).

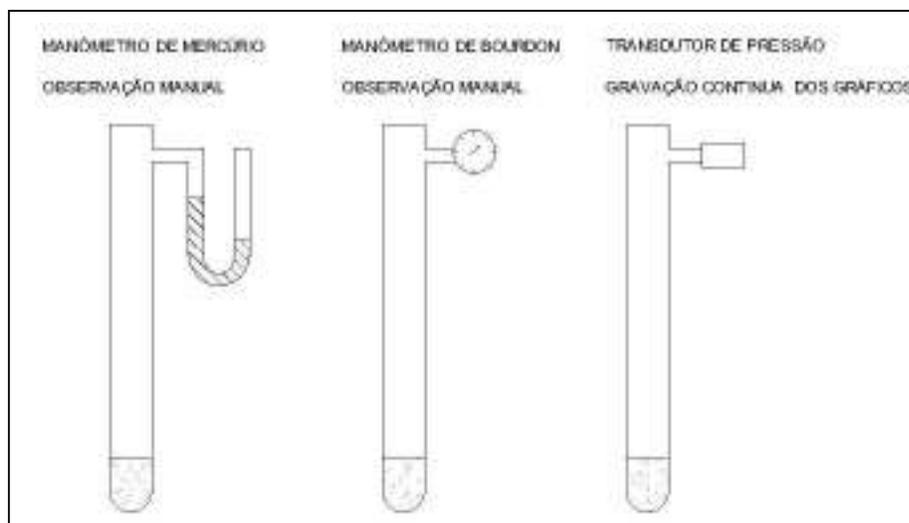


FIGURA 2.2 – VÁRIOS SISTEMAS DE MEDIÇÃO UTILIZANDO TENSÍÔMETRO  
 FONTE: Rahardjo e Fredlund (1993) adaptado pela autora

O tubo e o copo são cheios com água destilada e deaerada. O copo é introduzido no solo até que haja um bom contato entre ambos. Quando conseguido o equilíbrio entre o solo e o sistema de medição, a água no tensiômetro terá a mesma pressão negativa que a água no poro do solo.

#### 2.2.1.4 Sensores de condutividade térmica

As propriedades térmicas de um solo têm sido usadas para estimar indiretamente o teor de umidade do solo (Phene *et al.*, 1971). Sendo a água um bom condutor térmico, a condutividade térmica de um solo aumenta com o aumento do teor de umidade.

Para medição de tais propriedades, utiliza-se um sensor, em geral constituído por gesso, o qual é colocado diretamente em contato com o solo. O aparato consiste em um bloco de gesso, cabo elétrico, e um leitor que atua como fonte de pulso elétrico ao bloco e indicador do grau de saturação do solo. A condutividade térmica é medida através da dissipação do calor dentro do bloco poroso. Uma quantidade controlada de calor é gerada por um resistor localizado no centro do bloco poroso. Uma parcela de calor gerado será dissipada através do bloco. A quantidade de calor dissipado é controlada pela presença de água no bloco

poroso. A mudança na condutividade térmica do sensor é relacionada diretamente com a mudança no teor de umidade do bloco, ou seja, quanto mais calor for dissipado maior será o teor de umidade no bloco. A não dissipação do calor resultará em um aumento na temperatura dentro do bloco. A ascensão da temperatura é medida pelo sensor depois de um intervalo de tempo especificado, e seu valor é inversamente proporcional ao teor de umidade no bloco poroso. Segundo Phene *et al.* (1971), a presença de sais não afeta a condutividade térmica do solo. Entretanto cada solo requer uma calibração diferente. Em geral, o procedimento de calibração consiste na saturação do bloco em uma câmara através da aplicação de uma pressão d'água positiva. Após alcançar a constância na leitura do bloco, o leitor é aferido para indicar um grau de saturação igual a 100%. A partir desta aferição, os blocos instalados no interior da massa de solo indicarão o estado de saturação do solo no campo. A acurácia na resposta do sensor está diretamente relacionada ao estado de equilíbrio alcançado entre o sensor e o solo à sua volta. A condutividade térmica do bloco poroso pode ser calibrada de modo a estimar-se a magnitude de sucção mátrica aplicada nele. Este é colocado no solo permitindo-se que entre em equilíbrio com o estado de tensão da água no poro (a sucção mátrica do solo). As medidas de condutividade térmica em equilíbrio são relacionadas com a sucção mátrica do solo.

#### 2.2.1.5 Técnica da translação de eixo

Esta técnica é utilizada para aplicar a sucção mátrica tanto com amostras deformadas como indeformadas. A técnica consiste na aplicação simultânea de magnitudes iguais de pressão de ar e água em uma amostra de solo com volume constante, de tal modo que a sucção mátrica do solo permaneça constante. A vantagem desta técnica é que não se necessita de tensiômetros para medição da sucção mátrica do solo.

O equipamento consiste em uma câmara pressurizada de ar e uma pedra cerâmica de alto valor de entrada de ar instalada na base da amostra de solo. A amostra é colocada em contato direto com a pedra cerâmica, possibilitando a entrada de água na amostra sem a dessaturação da linha de suprimento de pressão

de água. A pressão de ar é aplicada no topo superior da amostra, de tal modo que a amostra não seja submetida a variações de volume durante o ensaio. A diferença entre a pressão de ar e a pressão d'água é o valor da sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ). Uma variação desta técnica é a realização de ensaios com pressão d'água nula. Neste caso, a pressão de ar é igual a sucção mátrica aplicada no solo. Este é o princípio que rege a determinação da curva de retenção de umidade do solo com uso de extrator de pressão. Uma desvantagem desta técnica é que esta permite somente a determinação da curva de retenção de umidade de solos durante processos de secagem das amostras. A máxima entrada de ar no equipamento é de 1500 kPa. A resposta do solo em relação à permeabilidade de ar depende das características de cada solo. A técnica é melhor utilizada em solos com a fase de ar contínua, pois a presença de bolhas de ar oclusas na amostra de solo podem resultar em uma super estimativa da sucção mátrica. Também o ar difuso através da entrada de ar na placa, pode causar um decréscimo na medição da sucção mátrica.

#### 2.2.1.6 Ensaio de coluna

O ensaio de coluna permite a estimativa da CRUS através dos processos de ascensão capilar (umedecimento) e de drenagem livre. Este método é amplamente utilizado na física dos solos, sendo adaptado por Dell'Avanzi (2004) para determinação da condutividade hidráulica em ambientes de gravidade induzida. Basicamente, o equipamento consiste em um sistema composto por uma coluna de solo, um controlador da velocidade de descarga aplicada no topo da amostra, um sistema de manutenção do nível d'água na base da amostra, sensores de umidade ao longo da coluna, e um controlador da velocidade de descarga na base da coluna. O comprimento da coluna pode ser variável dependendo do tipo de solo ensaiado. É um equipamento simples e de fácil utilização, onde as condições de contorno são controladas tanto na base como no topo, com a grande vantagem de se monitorar o teor de umidade volumétrico através da técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR).

Furlan e Dell'Avanzi (2007) readaptaram o equipamento utilizado por Dell'Avanzi (2004), utilizando um sistema de três colunas adjuntas conjugadas

(Figura 2.3 e 2.4). A amostra de solo é moldada na coluna central. O mesmo dispõe de uma chave de controle de vazão. Neste caso, o equipamento permite a determinação das CRUS durante ciclos de umedecimento e secagem. O procedimento de determinação da CRUS durante umedecimento consiste na manutenção do nível d'água na base da coluna e verificação da altura capilar até alcançar estabilização do perfil de umedecimento. Ao final do ensaio, a CRUS é obtida relacionando-se o teor de umidade com a respectiva altura capilar definida durante a amostragem do solo. Sua grande vantagem é também, além do baixo custo e fácil utilização, a possibilidade de acompanhamento visual do andamento dos ensaios.

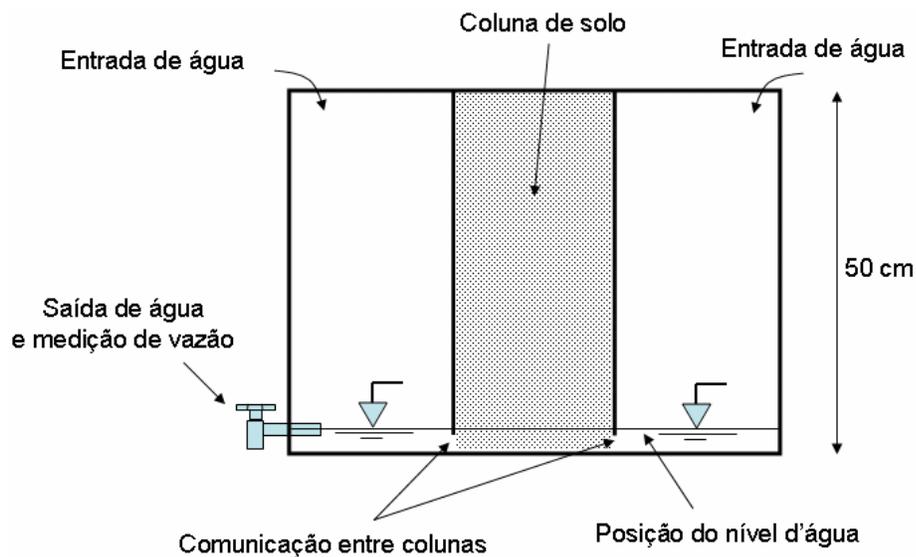


FIGURA 2.3 – ESQUEMA DA COLUNA DRENANTE  
FONTE: Dell'Avanzi e Furlan (2007)

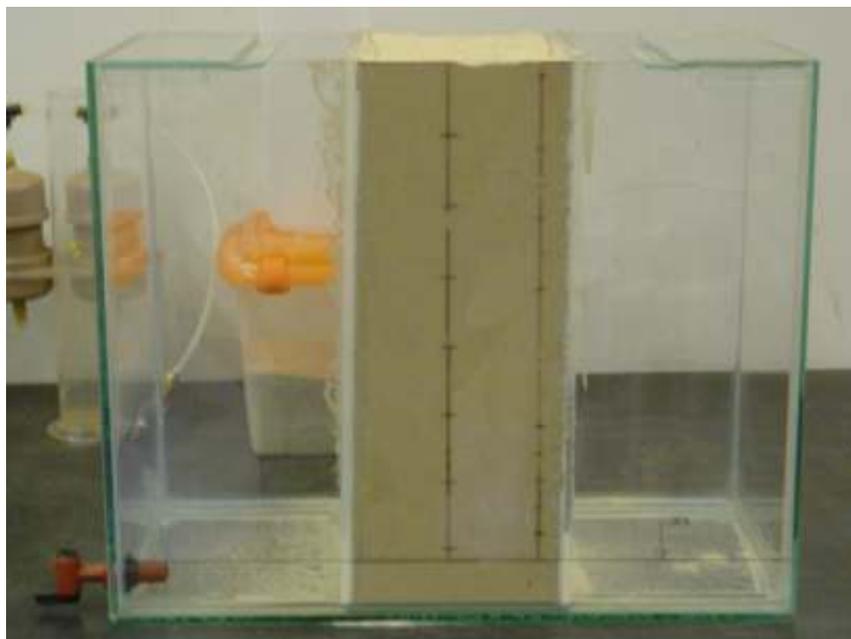


FIGURA 2.4 – FOTO DA COLUNA DRENANTE  
FONTE: A autora (2007)

#### 2.2.1.7 Célula de pressão

Uma amostra de solo é colocada dentro de um cilindro com ar comprimido, este é fornecido através de um tubo na parte superior da amostra. Um tubo colocado abaixo da amostra é utilizado para drenagem da água no solo. Ambas as placas, superior e inferior são presas juntas durante o teste.

O teste é iniciado saturando a amostra. Após a saturação, o excesso de água é removido. Então o equipamento é fechado e o ar comprimido é aplicado. A pressão de ar é ajustada igual ao valor desejado da sucção mátrica.

Uma vez aplicada a pressão de ar, a água começa escoar através da amostra até que o equilíbrio seja alcançado. O tempo necessário para alcançar o equilíbrio depende da espessura e da condutividade hidráulica da amostra. A mudança no teor de umidade é encontrada pesando a amostra após o equilíbrio alcançado.

O procedimento é repetido com pressões de ar mais elevadas, ou seja, sucção mátrica maior. Geralmente este equipamento é utilizado para pressão até 100 kPa. A célula que contém a amostra de solo deve ser pesada após o equilíbrio

alcançado para cada pressão aplicada. Uma vez que a sucção mátrica foi aplicada, a pressão de ar menos a pressão de água corresponde ao maior índice de sucção mátrica, junto com as mudanças no peso, sendo usadas para calcular o teor de umidade correspondente para outros valores de sucção. Então traçando a sucção mátrica pelo teor de umidade correspondente, se obtém a curva de retenção de umidade.

#### 2.2.1.8 Extrator de placa de pressão volumétrica

A sucção mátrica máxima neste equipamento, pode chegar a 200 kPa. É utilizado também para estudar a histerese nas curvas de retenção de umidade (secagem e umedecimento). O equipamento para histerese consiste da acoplagem de outros utensílios no equipamento como: um bloco de aquecimento, um vaporizador, uma bomba de retirada de ar e uma bureta. O equipamento é mostrado na Figura 2.5.

O bloco de aquecimento é colocado sobre uma placa na parte superior do equipamento para impedir que a água condense nas paredes do aparelho, pois o aparelho estará em uma temperatura ligeiramente superior a do solo. A condensação da água nas paredes geraria um erro ao determinar o teor de umidade no decorrer do teste. O vaporizador é usado para saturar o ar e este fluir ao redor da amostra.

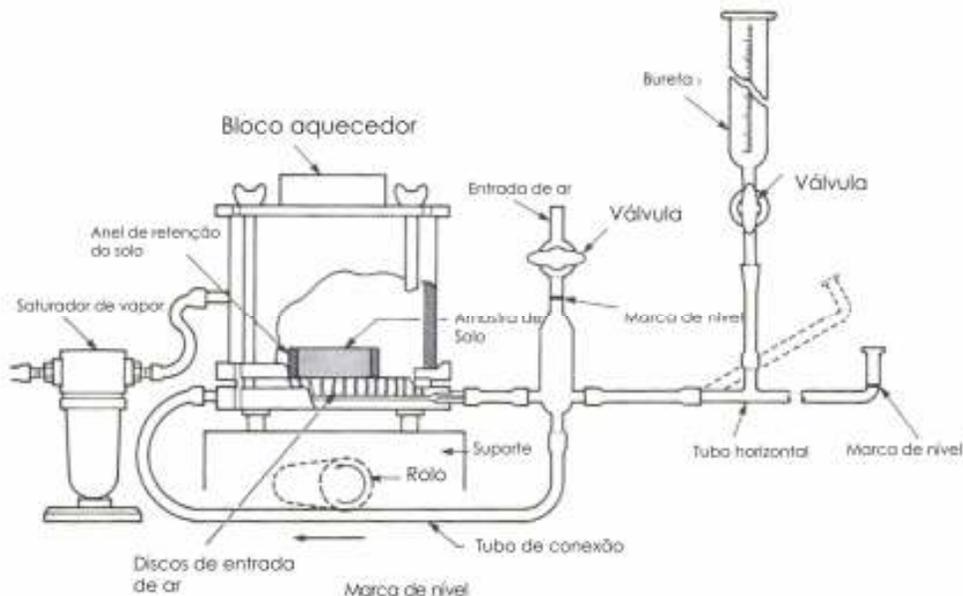


FIGURA 2.5 – EXTRATOR DE PLACA DE PRESSÃO VOLUMÉTRICA COM OS EQUIPAMENTOS PARA HISTERESE ACOPLADOS.  
 FONTE: Fredlund e Rahardjo (1993) adaptado pela autora.

O ar saturado que cerca o solo impedirá que este seque por evaporação. A bomba de retirada de ar é utilizada para coletar o ar que pode difundir através do disco de entrada de ar. Uma marca de nível é colocada na haste da bomba de retirada de ar como um ponto de referência para medir o volume de água. Um tubo é colocado na base do equipamento na horizontal, para armazenar a água que flui do solo sob condições atmosféricas. A marca de nível neste tubo serve também como ponto de referência. As mudanças no volume de água na bureta durante o processo são iguais à mudança do volume de água dentro do solo.

O ensaio de secagem e umedecimento pode ser executado para a mesma amostra de solo. Durante o processo de secagem a sucção mátrica aumenta e a água do solo flui para o tubo horizontal. Durante o processo de umedecimento a sucção mátrica diminui, e a água do tubo é absorvida pelo solo. A secagem e o umedecimento são utilizados para traçar a curva de retenção de umidade do solo.

O teste inicia com a inserção de uma amostra de solo dentro de um anel de retenção o qual é então, colocado sobre um disco com entrada de ar para a saturação. A amostra é primeiramente saturada. Os equipamentos de histereses são preenchidos com água até as marcas de níveis. As bolhas de ar abaixo do disco devem ser retiradas antes de iniciar o teste e conectar o tubo horizontal. Esta ação

bombeará a água até a válvula de retirada de ar, através dos sulcos abaixo do disco para forçar a saída das bolhas de ar. Isto é realizado pela abertura do registro no topo da válvula de ar e aplicando um pequeno vácuo na haste da válvula de ar. A posição vertical do tubo de drenagem é nivelado com o topo da superfície do disco.

O primeiro ponto da curva de secagem é estabelecido pela aplicação de uma baixa sucção mátrica na amostra de solo. A água começa a escoar através do solo e passa pelo disco de entrada de ar fluindo para o tubo horizontal, quando este estiver cheio de água, esta deve ser retirada pela bureta. A válvula da bureta é aberta com cuidado. A água pára de sair do solo quando o equilíbrio é alcançado.

O ar difuso é removido usando as ranhuras abaixo do disco através do bombeamento. Durante o teste, o ar se difunde através da poro pressão e da entrada de ar pelo disco e sai através das ranhuras abaixo deste disco. A remoção do ar difuso deve ser feita sempre que o equilíbrio for alcançado. Isto produz uma medida mais exata do volume de água no solo. Também a acumulação de ar difundido abaixo do disco de entrada de ar impedirá a subida de água pelo solo durante o processo de umedecimento.

Para completar a curva de secagem, são feitos repetidos processos, elevando-se os valores da sucção mátrica. A mudança na leitura do volume de água na bureta para duas pressões de equilíbrio sucessivas, fornece as informações necessárias para o cálculo do teor de umidade no solo.

Após completo o processo de secagem, os testes podem ser continuados com os testes de umedecimento. A sucção mátrica no solo é reduzida pelo decréscimo da pressão de ar no extrator. Um decréscimo na pressão de ar causa um fluxo de água através do tubo horizontal entrando na amostra de solo. O volume de água requerido para refluxo pode ser maior do que o volume de água disponível no tubo horizontal. Neste caso a água pode ser adicionada no tubo pela abertura da válvula na bureta. O equilíbrio é alcançado quando o fluxo de água no tubo horizontal e na amostra param. Depois de alcançado o equilíbrio os níveis de água na válvula de ar e no tubo horizontal são ajustados outra vez. A água é novamente nivelada nas marcas e a leitura da bureta é feita calculando-se a mudança no volume de água. O procedimento é repetido várias vezes, diminuindo-se cada vez mais a sucção mátrica, até a obtenção da curva de umedecimento.

O teor de umidade final e as mudanças no volume de água, entre duas aplicações sucessivas de pressão, são usadas para calcular o teor de umidade correspondente para cada sucção mátrica.

## 2.2.2 Modelos matemáticos para descrição da curva de retenção de umidade do solo (CRUS)

Embora a determinação das características de retenção de umidade de um solo seja executada de forma discreta (uma certa quantidade finita de amostras ensaiadas), a relação entre sucção e teor de umidade volumétrico é contínua para todo o intervalo de umidade entre a saturação e o residual. A descrição desta continuidade é, em geral, realizada adotando-se formulações matemáticas que descrevem o comportamento observado experimentalmente. Dentre as diversas formulações apresentadas, os modelos propostos por Gardner (1958) e van Genuchten (1980) são modelos comumente adotados quer seja pela facilidade de obtenção de soluções analíticas para descrição do fluxo não saturado em solos (Gardner, 1958), quer seja pela acurácia na descrição dos resultados experimentais (van Genuchten, 1980).

### 2.2.2.1 Modelo de van Genuchten (1980)

Van Genuchten (1980) utilizou a fórmula abaixo para descrever a função do teor de umidade ou sucção do solo. Tais dados são utilizados para traçar a curva de retenção de umidade do solo.

$$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (2.2)$$

onde:

$$h = \psi / \gamma_w$$

e

$\alpha$  e  $n$  são parâmetros estimados da curva de retenção de umidade do solo, sendo  $m = 1-1/n$ . Em geral, o parâmetro  $\alpha$  é relacionado ao inverso do valor da pressão de entrada de ar do solo.

e

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.3)$$

Os índices  $s$  e  $r$  indicam valores saturados e residuais do teor de umidade volumétrico de água no solo ( $\theta$ ), como mostra a Figura 2.6:

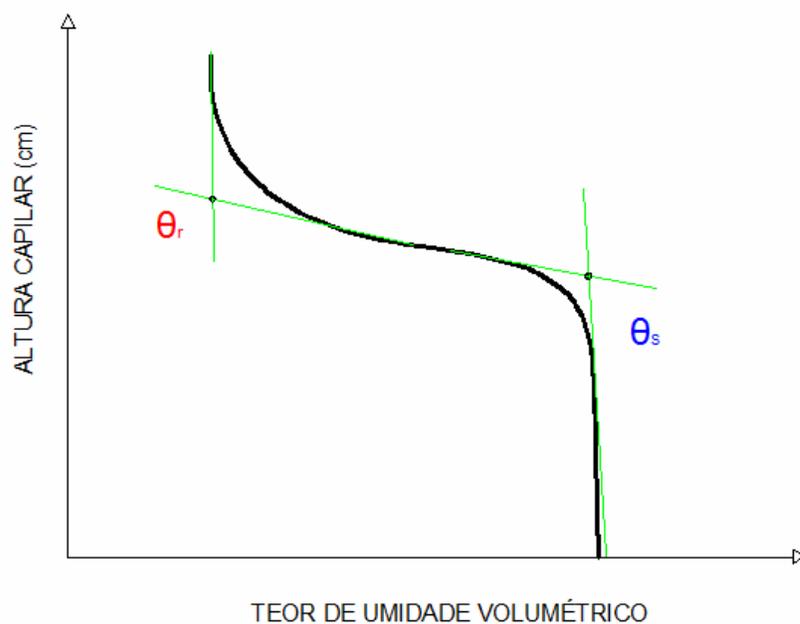


FIGURA 2.6 - REPRESENTAÇÃO UMA CURVA DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO  
 FONTE: A autora (2008)

#### 2.2.2.2 Modelo de Gardner (1958)

Gardner (1958) descreve a curva de retenção de umidade através da fórmula:

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = e^{-b\psi} \quad (2.4)$$

$$\theta = (\theta_s - \theta_r)e^{-b\psi} + \theta_r \quad (2.5)$$

Onde b é uma constante relativa ao inverso do valor da pressão de entrada de ar do solo.

### 2.2.3 Modelos matemáticos para previsão da curva de retenção de umidade do solo

Os modelos matemáticos preditivos possuem por objetivo preverem a curva de retenção de umidade do solo a partir de certas características dos solos, tais como a distribuição granulométrica do solo. A vantagem perseguida por tais modelos é evitar a necessidade de realização de ensaios algumas vezes onerosos e/ou demorados.

#### 2.2.3.1 Modelo de Arya e Paris (1981)

Arya e Paris (1981) é um método pedológico onde se estima a sucção pelo teor de umidade, utilizando-se para isto, curvas granulométricas do solo. A grande vantagem do método diz respeito à facilidade e rapidez de respostas, porém a desvantagem está na mudança das propriedades do solo, pois para a execução do ensaio de granulometria há a necessidade de desestruturação do solo.

A formulação matemática utilizada para prever a curva de retenção de umidade do solo é em função do teor de umidade, o qual é determinado através de alguns parâmetros levantados em laboratório e então utilizados para traçar a curva de retenção de umidade. Na equação abaixo, o teor de umidade ( $\theta_i$ ) é calculado pela granulometria e porosidade do material:

$$\theta_i = (\Phi S_w) \sum_{j=1}^{j=i} w_j \quad (2.6)$$

onde:

$\Phi$  porosidade total dada em ( $\text{cm}^3\text{cm}^{-3}$ )

$S_w$  é a relação entre o teor de umidade saturada pela porosidade total

$w_j$  é a fração de massa da partícula (g) no  $j$ -ésima fração da partícula.

Para estimar o teor de umidade, a granulometria é dividida em  $n$  frações e as diferenças das porcentagens acumuladas correspondem ao tamanho das partículas dividido por 100 para obter os valores de todas as somas de  $w_j$ . O teor de umidade volumétrico é calculado através da somatória dos volumes dos poros individuais (fração  $j=1$  e fração  $j=i$ ) dividido pelo volume.

### 2.2.3.2 Modelos pedológicos baseados em Redes Neurais

São programas computacionais desenvolvidos utilizando-se modelos matemáticos de aprendizado baseados no princípio de funcionamento de uma rede neural. O programa é treinado a estimar a CRUS a partir de um banco de dados de curvas de retenção de umidade de diversos tipos de solos. Neste tipo de formulação, a CRUS é estimada considerando-se não somente a distribuição granulométrica do solo, mas também características de arranjo de partículas e origem do solo (residual, compactado, etc.). Como exemplo, cita-se o programa Roseta (Schaap, 2002) o qual possibilita estimar a CRUS e a função de condutividade hidráulica do solo a partir da magnitude da condutividade saturada, e das porcentagens de argila, silte e areia que compõe o solo objeto de estudo. Após um período de programação e adaptação da rede com tais dados é possível prever as curvas de retenção de umidade para um determinado tipo de solo.

## 2.3 FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Problemas geoambientais relacionados a fluxo de água em meios porosos geralmente envolvem a situação de não saturação do solo. Diferentemente da situação de solo saturado, o fluxo de água em solo não saturado envolve a consideração da variação da condutividade hidráulica do solo em função do teor de umidade volumétrico ou da sucção mátrica. Visando proporcionar uma descrição da variabilidade de  $K(\theta)$  ou  $K(\psi)$  modelos matemáticos foram desenvolvidos de modo a

serem utilizados/acoplados na equação diferencial governante do fenômeno. Basicamente, estes modelos se dividem em dois grandes grupos: (a) modelos descritivos, (b) modelos preditivos.

Os modelos descritivos são formulações matemáticas definidas por diversos autores para a descrição do comportamento observado do material. O modelo de Gardner (1958) é um exemplo básico deste tipo de modelo.

Devido à grande complexidade e elevado tempo para determinação experimental de  $K(\psi)$ , outros modelos de dedução da variação da condutividade hidráulica em função da sucção foram desenvolvidos. Estes modelos visando facilitar a estimativa de  $K(\psi)$  foram propostos para a avaliação da função de  $K(\psi)$  a partir de dados experimentais de CRUS ou ainda, da curva de distribuição granulométrica.

Estes modelos ditos preditivos, prevêem o comportamento de  $K(\psi)$ . Como exemplos, cita-se o modelo de Mualem (1976), van Genuchten – Mualem (van Genuchten, 1980) e Burdine (1953). Os modelos preditivos baseados em curva granulométrica também são conhecidos como modelos pedológicos, dentre os quais destaca-se o modelo proposto por Arya *et al.* (1999).

### 2.3.1 Lei de Darcy

A lei de Darcy é usada para descrever o fluxo em meios porosos saturados e não saturados. Segundo Darcy (1856) *apud* Das (2007), a velocidade do fluxo de água através de uma massa de solo é proporcional ao gradiente hidráulico aplicado, Figura 2.7. Matematicamente tem-se:

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (2.7)$$

onde:

$v_w$  = velocidade do fluxo de água

$k_w$  = condutividade hidráulica com relação à fase de água

$\frac{\partial h_w}{\partial y}$  = gradiente hidráulico na direção  $y$  que pode ser designado como  $i_{wy}$

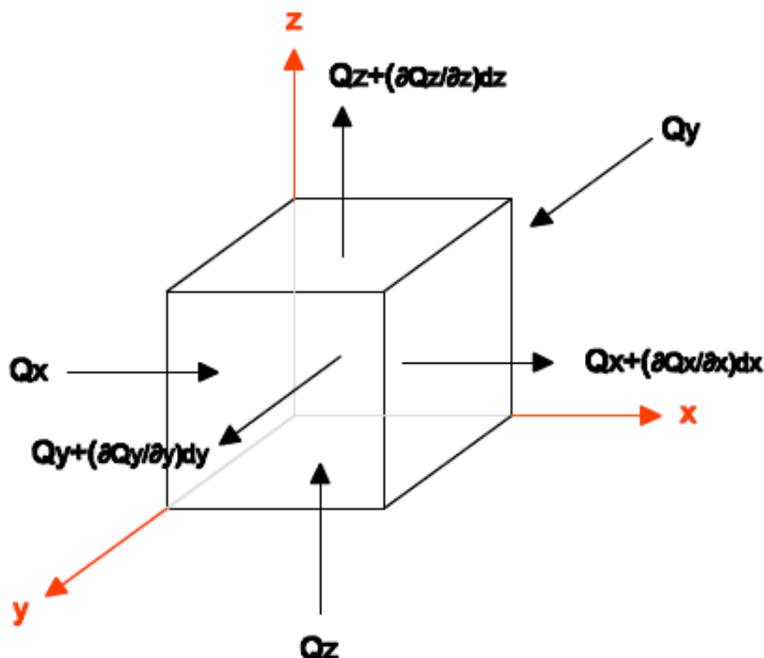


FIGURA 2.7 - VOLUME DE CONTROLE INFINITESIMAL PARA FLUXO DE ÁGUA  
 FONTE: a autora (2008)

O coeficiente de proporcionalidade entre a velocidade do fluxo de água e o gradiente hidráulico é chamado de coeficiente de permeabilidade,  $k_w$ , ou também conhecido como condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica é relativamente constante para solos saturados. A condutividade hidráulica pode ser expressa em termos da permeabilidade real do meio (propriedade independente da viscosidade do fluido) e da viscosidade do fluido que permeia o meio poroso. Matematicamente, tem-se:

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \quad (2.8)$$

onde:

$\rho_w g$  = densidade do fluido

$\mu_w$  = viscosidade da água.

$K$  = permeabilidade intrínseca do solo.

A equação acima pode também ser escrita nas direções  $x$  e  $z$ .

A condutividade hidráulica em um solo não saturado não pode ser assumida como constante. A condutividade hidráulica varia em função do teor de umidade volumétrica ou da sucção mátrica do solo não saturado, podendo ainda, ser descrita

como uma função matemática do teor de umidade, índice de vazios ou grau de saturação. Matematicamente, tem-se:

$$k_w = k_w(S, e) \quad (2.9)$$

$$k_w = k_w(e, \theta) \quad (2.10)$$

$$k_w = k_w(w, S) \quad (2.11)$$

onde:

S, grau de saturação

e, índice de vazios

$\theta$ , teor de umidade volumétrico

Em solos não saturados, a condutividade hidráulica é significativamente afetada pelas mudanças no índice de vazios, no grau de saturação ou no teor de umidade volumétrico do solo. Um aumento na sucção mátrica do solo conduz a uma diminuição da quantidade de água nos poros, em conseqüência a condutividade hidráulica diminui. Esta condutividade em um solo não saturado pode variar consideravelmente durante um processo transiente em conseqüência das mudanças nos teores de umidade do solo. Caso o solo submetido a ciclos de umedecimento e secagem apresenta-se insensível a mudança na magnitude do índice de vazios, a condutividade hidráulica torna-se função apenas da variação do grau de saturação do material. Neste caso, o efeito na magnitude da condutividade hidráulica devido a mudanças no grau de saturação são altamente significativas. Como resultado, a condutividade hidráulica é descrita por funções matemáticas, definidas no presente trabalho como função-k do solo. As funções-k são em geral definidas como funções do grau de saturação, S, do teor de umidade volumétrico,  $\theta_w$ , ou da sucção mátrica do solo.

### 2.3.2 Modelos de previsão da condutividade hidráulica não saturada

O uso de modelos numéricos para simular o fluxo e o transporte de massas em zonas não saturadas é de suma importância na modelagem de problemas hidrogeológicos. Segundo Mualem (1976) e van Genuchten (1980) muitos são os esforços para aperfeiçoar estes modelos matemáticos de modo a possibilitar uma

melhor acurácia das análises realizadas. Libardi (2005) observa que muitos pesquisadores optam por métodos indiretos de estimativa da função-k dos solos devido à elevada dificuldade de determinação direta experimentalmente. Simulam dados a partir de dados obtidos de laboratório (Libardi, 2005). Esse fato ocorre em função do solo no campo estar sujeito às várias condições apresentadas na natureza e que, quando amostrados, os efeitos da amostragem induzem a mudanças de comportamento em nível de laboratório.

Os ensaios realizados em laboratórios dependem do tipo de solo a ser estudado, pois para cada solo há um procedimento a ser adotado. Já os métodos de campo são mais gerais, pois são efetuados “*in situ*”, com uma menor perturbação possível do solo *à priori*.

### 2.3.2.1 Modelo de Mualem - van Genuchten

Neste trabalho utilizou-se a equação de Mualem (1976), mais tarde adaptada por van Genuchten (1980), para estimar a condutividade hidráulica não saturada a partir das curvas de retenção de umidade do solo.

A equação a seguir foi formulada por Mualem (1976) para estimativa da condutividade hidráulica relativa  $\left( K_f = \frac{k(h)}{k_{sat}} \right)$  a partir do conhecimento da curva de variação da altura capilar (perfil de umidade) ao longo do solo. Matematicamente, tem-se:

$$K_f = \Theta^{1/2} \left[ \frac{\int_0^{\Theta} \frac{1}{h(x)} dx}{\int_0^1 \frac{1}{h(x)} dx} \right]^2 \quad (2.12)$$

e

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.13)$$

A carga de pressão está representada pela letra *h*. Analisando-se atentamente a equação 2.12, pode-se observar que a variação da carga de pressão

(também definida como potencial matricial) em relação a elevação é, na realidade, a curva de retenção de umidade do solo.

Para resolver a equação 2.13 é necessário definir-se uma relação entre teor de umidade volumétrico e a carga de pressão. van Genuchten (1980) propôs a equação 2.14, como forma alternativa de descrição da CRUS para quaisquer tipo de solo. Matematicamente, tem-se:

$$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (2.14)$$

na qual  $\alpha$ ,  $n$  e  $m$  são parâmetros independentes ajustados a partir dos dados experimentais das curvas de retenção de umidade no solo.

Substituindo a equação 2.14 na equação 2.12 e resolvendo a integral, a condutividade hidráulica pode também ser expressa pela seguinte equação (van Genuchten, 1980):

$$K_r(h) = \left\{ \frac{1 - (\alpha h)^{n-1} [1 + (\alpha h)^n]^m}{[1 + (\alpha h)^n]^{m/2}} \right\} k_{sat} \quad (2.15)$$

onde:

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (2.16)$$

Nas duas equações, tanto na de van Genuchten como na de Mualem, a inclinação na curva dos resultados dos ensaios causa uma diferença na curva de retenção de umidade e na condutividade hidráulica não saturada, devido à pressão capilar.

### 2.3.2.2 Modelo de Burdine – van Genuchten

Van Genuchten (1980) acoplou também a equação 2.2 no modelo proposto por Burdine (1953). Neste caso, a função-k resultante é igual a:

$$K_r(h) = \frac{(1 - \alpha h)^{n-s} [1 + (\alpha h)^n]^{-m}}{[1 + (\alpha h)^n]^{am}} K_{sat} \quad (2.17)$$

onde

$$m = 1 - \frac{2}{n} \quad (2.18)$$

De modo geral, se aceita que as estimativas da função-k utilizando-se o modelo de Mualem – van Genuchten simulam melhor o comportamento de alguns solos do que a função-k baseada na teoria de Burdine.

### 2.3.2.3 Modelo de Arya-Paris

Arya *et al.* (1999) e Arya e Paris (1981) desenvolveram um modelo preditivo para calcular a condutividade hidráulica baseados na curva granulométrica do material.

Através do modelo de Arya e Paris (1981), é possível calcular a condutividade hidráulica, K, em função do teor de umidade,  $\theta$ , através da distribuição granulométrica do solo. O modelo se baseia no princípio que os poros do solo podem ser representados como tubos capilares equivalentes e que a taxa de fluxo da água é função do tamanho dos poros, utilizando-se para tal, a fórmula abaixo:

$$K(\theta_i) = \frac{L}{A\Delta H} \sum_{j=1}^{j=i} Q_j \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.19)$$

Onde  $K(\theta_i)$  é a condutividade hidráulica expressa em  $\text{cm s}^{-1}$  correspondendo com o teor de umidade  $\theta_i$  ( $\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$ ), o qual é calculado através da fórmula 2.6. L é o comprimento da amostra (cm);  $\Delta H$  a variação na carga hidráulica; A é área da seção transversal ( $\text{cm}^2$ ) e  $Q_j$  é a taxa volumétrica de saída de fluxo ( $\text{cm}^3 \text{s}^{-1}$ ).

### 2.3.3 Modelo descritivo

#### 2.3.3.1 Modelo de Gardner (1958)

Gardner (1958) propôs várias formulações matemáticas para descrição da variação da condutividade hidráulica não saturada do solo. Dentre os modelos propostos, o modelo exponencial apresenta-se de especial interesse devido a facilidade de obtenção de soluções analíticas do problema de fluxo não saturado. Matematicamente, tem-se:

$$k(\psi) = k_{sat} \exp(-c\psi) \quad (2.20)$$

onde  $c$  é uma constante igual ao inverso do valor de entrada de ar do solo e.

$\Psi$  = pressão potencial ou sucção potencial

No modelo de Arya-Paris sua desvantagem é a desestruturação do solo para execução da curva granulométrica, pois é através dessa curva que se obterá os resultados para calcular a condutividade hidráulica. Essa desestruturação afeta os valores medidos, pois a condutividade hidráulica também é, função da estrutura do solo.

O modelo de Mualem - van Genuchten e Burdine - van Genuchten também são modelos preditivos, porém, apresentam a princípio uma melhor acurácia devido ao fato de estimarem a função- $k$  do solo a partir das CRUS de umedecimento do material (indeformado ou não). A grande vantagem destes modelos é o baixo custo e reduzido tempo para estimativa da função- $k$ , pois é necessário somente saber a condutividade hidráulica saturada e a CRU do solo.

No caso do modelo descritivo de Gardner, para que a função- $k$  seja aproximada, há a necessidade de determinação experimental de no mínimo 3 a 4 condutividade hidráulica não saturada, desta forma, a utilização deste procedimento pode ser demorado e caro, inviabilizando o seu emprego.

### 2.3.4 Métodos experimentais para a determinação da condutividade hidráulica não saturada

A condutividade hidráulica não saturada pode ser determinada através de métodos diretos ou indiretos. Medições diretas podem ser desenvolvidas em campo ou em laboratório. As medições diretas de laboratório são executadas com permeâmetro.

Métodos indiretos estimam condutividade hidráulica não saturada a partir das curvas de retenção de umidade do solo ou das curvas granulométricas. A condutividade hidráulica de solos saturados também é requerida para predição indireta da condutividade hidráulica em solos não saturados.

Contudo os testes de  $k_w$  são melhores obtidos através dos métodos diretos. Os testes *in situ* representam melhor as condições reais, porém os de laboratório são padronizados.

#### 2.3.4.1 Métodos de laboratório

Vários métodos de laboratório são utilizados para medir o  $k_w$  em solos não saturados e todos utilizam a lei de Darcy para avaliação dos resultados, tais métodos serão descritos abaixo conforme Fredlund e Rahardjo (1993):

##### 2.3.4.1.1 Determinação da condutividade hidráulica não saturada sob condições de fluxo permanente

O método é executado mantendo constante o gradiente, a sucção mátrica e o teor de umidade através do solo não saturado. A carga constante do gradiente hidráulico produz um estado constante de fluxo de água através da amostra. O  $k_w$

corresponde à sucção mátrica ou ao teor de umidade aplicado. O experimento pode ser repetido para diferentes magnitudes de sucção mátrica ou teor de umidade.

O método de fluxo permanente pode ser usado para amostras deformadas ou indeformadas. O material coletado é colocado em um permeâmetro cilíndrico, Figura 2.8, entre duas placas cerâmicas. Dois tensiômetros são colocados na amostra para medição da sucção mátrica. O ar é mantido a uma pressão constante, utilizando-se para tal, um manômetro.

A água é colocada no topo da amostra e mantida constante através do solo na direção vertical. A pressão de água constante é aplicada através de um frasco de Mariotte. O fluxo de água é unidimensional e passa através: da placa cerâmica no topo da amostra, através da amostra e da placa cerâmica na base da amostra.

O teste é iniciado usando valores baixos de sucção mátrica, os quais são elevados aos poucos. A poro pressão é mostrada pela altura do fluido no manômetro. A pressão de água é medida usando os tensiômetros ao longo da amostra.

O fluxo permanente ocorre quando a vazão de saída torna-se igual à de entrada assim como também a leitura nos tensiômetros ao longo do tempo ficam constantes.



FIGURA 2.8 - PERMEÂMETRO TIPO EDA PARA FLUXO PERMANENTE  
FONTE: Dell'Avanzi (2004)

O volume de água,  $Q$ , que flui através da área da seção transversal do solo em um tempo,  $t$ , é medido e utilizado para traçar a vazão. A carga hidráulica  $h_{w3}$  e  $h_{w4}$ , correspondentes às medições dos tensiômetros  $T_1$  e  $T_2$ , são colocados a uma distância,  $d_t$ , e sabendo tal distância, é possível calcular o gradiente hidráulico do solo, sendo este, usado para calcular o  $k_w$ :

$$k_w = \left( \frac{Q}{At} \right) \left( \frac{d_t}{h_{w3} - h_{w4}} \right) \quad (2.21)$$

A poropressão é assumida como uniforme ao longo da amostra:

$$u_a = \rho_m g h_m \quad (2.22)$$

onde:

$\rho_m$  = densidade do fluído no manômetro

$g$  = aceleração gravitacional

$h_m$  = altura do fluído no manômetro

A poropressão média é calculada como:

$$(u_w)_{m\u00e9dia} = \left( \frac{h_{p3} + h_{p4}}{2} \right) \rho_w g \quad (2.23)$$

onde:

$\rho_w$  = densidade da água

$(u_w)_{m\u00e9dia}$  = poropressão média da água

A condutividade hidráulica calculada através da equação 2.21, corresponde à média da sucção mátrica no solo:

$$(u_a - u_w)_{ave} = \rho_m g h_m - \left( \frac{h_{p3} + h_{p4}}{2} \right) \rho_w g \quad (2.24)$$

$(u_a - u_w)_{m\u00e9dia}$  = sucção mátrica média

#### 2.3.4.1.2 Método do perfil instantâneo

O equipamento de teste (Figura 2.9) foi criado por Hamilton *et al.* (1981). O fluxo de água é controlado por uma das extremidades, enquanto a outra fica aberta para a saída do ar para a atmosfera. A água flui na horizontal como resultado de um

gradiente na carga da poro pressão de água. Os efeitos do gradiente gravitacional são insignificantes. Hamilton *et al.* (1981) mediu a distribuição da pressão da água no poro durante o fluxo de água transiente e obteve o teor de umidade para a curva de retenção de umidade do solo. A carga do gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo variam com o tempo. As pressões de água no poro e as cargas dos gradientes hidráulicos são medidas em diversos pontos ao longo da amostra do solo.

A mudança no teor de umidade é consequência da mudança na sucção mátrica. As velocidades de fluxo são traçadas a partir da mudança no teor de umidade volumétrico. Pela lei de Darcy, a razão entre a vazão e a carga do gradiente hidráulico determina a condutividade hidráulica. Diversas medições ao longo da amostra em tempos diferentes durante o fluxo não constante geram uma série de condutividades hidráulicas e cada condutividade corresponde a uma sucção mátrica ou teor de umidade.

Para iniciar o teste de condutividade hidráulica usa-se o processo de umedecimento do solo. A amostra é inserida dentro de um permeâmetro cilíndrico. Ambas as extremidades são fechadas por placas com anéis herméticos. A água é aplicada através da placa porosa em um dos lados do equipamento, por meio de uma agulha hipodérmica, e é distribuída à superfície do solo através de folhas de papel filtro. O ar é expelido para a atmosfera pela outra extremidade do aparelho, através de uma agulha hipodérmica instalada em uma placa porosa.

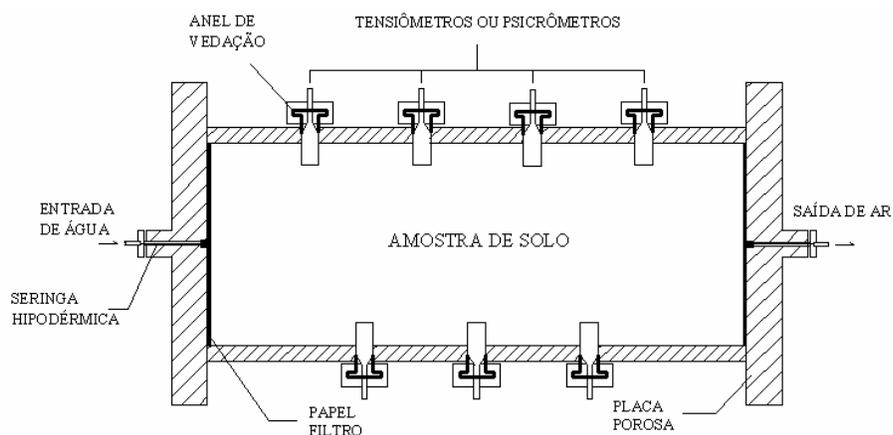


FIGURA 2.9 – EQUIPAMENTO PARA MEDIÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA UTILIZANDO O MÉTODO DO PERFIL INSTANTÂNEO.

FONTE: Fredlund e Rahardjo (1993) adaptado pela autora.

Na parede do permeâmetro existem diversos pontos para instalação de tensiômetros ou psicrômetros. A utilização de um ou outro varia com a sucção mátrica que se deseja alcançar, os tensiômetros medem a sucção mátrica menor que 90 kPa, já a leitura dos psicrômetros variam entre 100 a 8000 kPa. Ambos os aparelhos são inseridos através das portas existentes no permeâmetro e colocados dentro da amostra através de pequenos furos. Quando utilizado psicrômetros, o aparelho deve ser colocado dentro de uma câmara com temperatura e umidade relativa controlados.

Os testes iniciam com a amostra não saturada e continuam até atingirem a saturação. A sucção inicial é medida primeiramente sob condições de equilíbrio, as quais mais tarde são alteradas pela injeção lenta de água. A quantidade de água deve ser determinada tal que, a pressão de água no poro seja sempre negativa através da amostra.

O teste é terminado quando a pressão de água no poro torna-se positiva, pois as pressões positivas podem produzir um fluxo ao longo da parede interna do permeâmetro ou ao redor dos tensiômetros.

Após a conclusão dos ensaios, a amostra é dividida em várias seções para medição do teor de umidade final. Os teores de umidade volumétricos finais e as sucções correspondentes são utilizados para traçar as curvas de retenção de umidade. Todo o teste leva em torno de 2 a 3 semanas.

O cálculo da condutividade hidráulica é feito traçando uma curva dos dados da carga da pressão de água versus o teor de umidade volumétrico dos perfis coletados em vários pontos da amostra. A pressão de água no poro é obtida a partir da leitura dos tensiômetros ou psicrômetros. O perfil da sucção total é obtido através de psicrômetros e pode ser considerado como a pressão de água negativa no poro quando a sucção osmótica for insignificante e a pressão do ar for igual à pressão atmosférica. A pressão de água no poro pode ser dividida pelo peso da água ( $\rho_w g$ ) para resultar na carga da pressão. A carga do gradiente hidráulico em um ponto da amostra para um determinado tempo é igual à inclinação do perfil da carga hidráulica:

$$i_w = \frac{dh_w}{dx} \quad (2.25)$$

$i_w$  = carga do gradiente hidráulico para uma determinada profundidade em um determinado tempo.

$\frac{dh_w}{dx}$  = inclinação do perfil para uma carga hidráulica em um determinado ponto.

O teor de umidade do perfil é obtido a partir da pressão de água no poro e da curva de retenção de umidade. A velocidade de fluxo,  $v_w$ , de um ponto, é igual ao volume de água que passa através da área da seção transversal da amostra,  $A$ , durante um intervalo de tempo  $d_t$ .

O volume de água entre um ponto  $j$  e a extremidade direita da amostra, ponto  $m$ , em um determinado tempo, é obtido pela integração do teor de umidade volumétrico do perfil em um intervalo de tempo determinado:

$$V_w = \int_j^m \theta_w(x) A dx \quad (2.26)$$

$V_w$  = volume total de água no solo entre um ponto  $j$  e a extremidade da direita, ponto  $m$ .

$\theta_w$  = teor de umidade volumétrico do perfil em função de uma distância  $x$ , para um tempo determinado.

$A$  = área da seção transversal da amostra.

A diferença nos volumes de água,  $dV_w$ , calculados entre dois intervalos de tempo ( $d_t$ ) é quantificado como a água que flui depois do ponto  $j$  durante um intervalo de tempo:

$$v_w = \frac{dV_w}{A dt} \quad (2.27)$$

A velocidade de fluxo corresponde à média dos valores das cargas dos gradientes hidráulicos são obtidos entre os dois intervalos de tempo. A condutividade hidráulica é calculada dividindo a velocidade de fluxo,  $v_w$ , pela média da carga do gradiente hidráulico  $i_{ave}$ :

$$k_w = \frac{v_w}{i_{ave}} \quad (2.28)$$

O cálculo da condutividade hidráulica pode ser repetido para diferentes pontos e diferentes tempos, assim como, para vários teores de umidade ou valores de sucção obtidos em um teste.

### 3 SISTEMAS DE COBERTURA PARA ATERROS SANITÁRIOS

Os sistemas de cobertura de aterros sanitários são construídos quando uma célula de deposição de lixo alcança sua cota mais alta prevista em projeto, ou seja, chega ao seu limite de utilização. Chiu e Shackelford (1998) apontam que o principal propósito de um sistema de cobertura final é prevenir a geração de lixiviados, através da minimização da infiltração do percolado precipitado durante o período de inatividade do aterro. Estas coberturas devem ser projetadas e executadas objetivando minimizar a entrada de água no interior da pilha de lixo, impedindo o aumento da quantidade de percolado (Anderson, 1997; Pereira *et al.*, 2006).

Existem vários tipos de coberturas a serem empregadas como coberturas finais de aterros sanitários, porém são estudadas no presente trabalho somente as coberturas baseadas no conceito de barreira capilar..

Segundo pesquisas realizadas em campo por Benson e Khire (2000) envolvendo diversos tipos de coberturas, a cobertura em barreira capilar é a que apresentou o menor fluxo lateral e infiltração, sendo considerada a de melhor desempenho. As barreiras para cobertura devem reter água e resistir a esforços de tensão sem que ocorram rachaduras, pois estas podem comprometer o desempenho da barreira (Boutwell e Fiore, 2000).

Basicamente, as barreiras capilares são formadas através da disposição de uma camada de solo fino (em geral silte ou argila), com alto grau de saturação e baixa condutividade hidráulica, sobre uma camada de solo grosso (maior granulometria que a anterior), conforme Figura 3.1. A circulação da água através destas camadas é restrita sob condições de não saturação devido ao fato de formar-se uma barreira capilar no contato entre solo fino e solo grosso. Esta barreira dá-se pela diferença substancial entre as funções-k do solo de granulometria grosseira e do solo de granulometria fina como indicado na Figura 3.2. Analisando-se o decaimento das curvas indicadas na Figura 3.2, observa-se que a partir de uma certa magnitude de sucção, a condutividade hidráulica não saturada do solo grosso é consideravelmente menor que o do solo argiloso. Nesta situação, induz-se a formação de uma barreira capilar entre os dois materiais devido a estas diferenças nas condutividades hidráulicas. A barreira capilar tende a ser quebrada quando as condutividades hidráulicas dos dois solos são iguais. Neste momento, inicia-se o

fluxo da camada de solo superior para a camada de solo inferior. Caso a barreira capilar seja mantida durante o processo de infiltração no solo superior, o solo fino pode armazenar a água que infiltrou escoando o excesso de água pela drenagem lateral (Choo e Yanful 2000, Nicholson *et al.* 1990, Liu 1994).

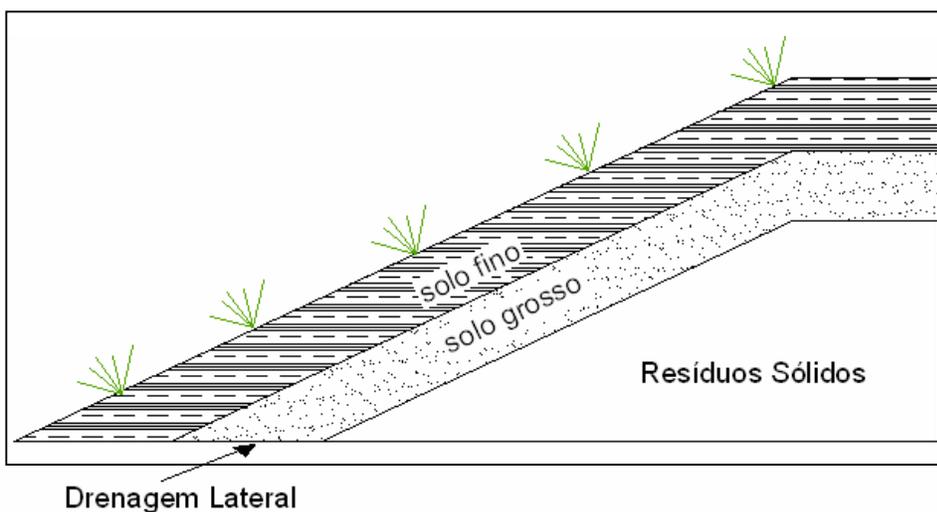


FIGURA 3.1 – MODELO SIMPLES DE BARREIRA CAPILAR  
 FONTE: Benson e Khire (2000) adaptado pela autora

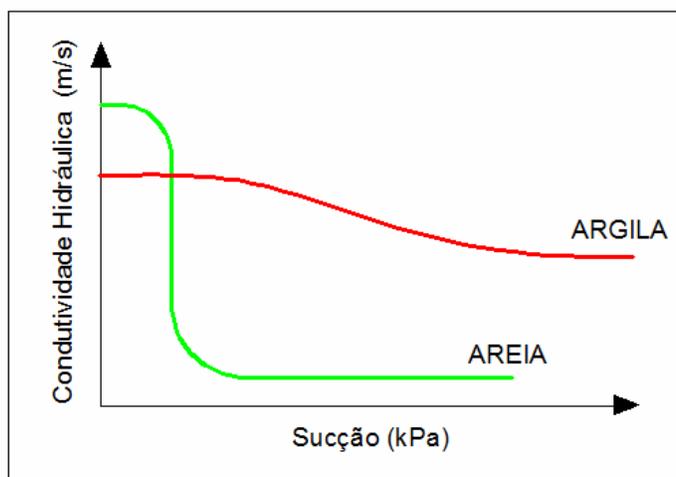


FIGURA 3.2 – PRINCÍPIO DA BARREIRA CAPILAR  
 FONTE: Dell Avanzi (2004) adaptado pela autora

Segundo NYhan *et al.* (1993), a baixa condutividade hidráulica saturada da camada superficial de solo fino contribui para a limitação da infiltração na superfície durante uma forte chuva. Sua alta capacidade de acumular água proporciona o armazenamento da água que infiltrou para mais tarde em estações com alta

temperatura ser removida por evapotranspiração e evitar que um fluxo significativo dentro da camada de granulometria grossa aconteça.

Anderson (1997) observa que, na execução da barreira capilar, devem-se ter alguns cuidados na escolha do tipo de solo, pois, a capacidade de armazenar água de um solo depende da sua composição. Solos que têm um alto teor de areia retêm menos água do que um solo com mais finos, ou seja, argiloso. Entretanto solos com um alto teor de argila restringem mais a infiltração, porém quando secos tem mais chance de racharem abrindo canais para o fluxo de água. Segundo o autor, tanto solos arenosos como solos com alto teor de argila devem ser evitados de trabalharem individualmente, pois ambos (argila e areia) funcionam muito bem quando trabalhados juntos.

Segundo Benson e Khire (2000), a espessura da barreira dependerá das características da precipitação (intensidade) local (condição essencial para projetar a capacidade de armazenamento de água da barreira nos períodos chuvosos); das propriedades hidráulicas do solo não saturado; do teor de umidade que pode ser removido por evapotranspiração, e das características geométricas do local de execução tais como a topografia. É importante considerar que para um bom desempenho da cobertura, a infiltração não deve exceder a capacidade de armazenamento. Por essa condição, a barreira deve ser projetada para o maior índice pluviométrico da região (Anderson, 1997).

Segundo Anderson (1997), outro componente importante da barreira capilar é a cobertura vegetal. As plantas têm a finalidade de auxiliar no controle da quantidade de água armazenada na barreira através da transpiração. No entanto, se a barreira não for devidamente projetada, essas plantas podem perecer devido à baixa espessura na camada e conseqüentemente contribuindo para uma diminuição do armazenamento de água. Como descrito pelo mesmo autor, fracassos deste tipo de cobertura ocorreram em regiões áridas e semi-áridas. Observa-se contudo, que os estudos realizados por Abichou *et al.* (2003) e Benson *et al.* (2002) indicam que as barreiras capilares na sua forma mais simples (duas camadas) são coberturas finais mais efetivas nestas regiões, onde a evaporação é maior que o índice de precipitação. Entretanto, projetos mais complexos mostraram que as duas camadas têm sido efetivas também em regiões úmidas, podendo ter melhores resultados que outras. Já em regiões de clima sub-tropical, como é o caso do Brasil, o desempenho deste tipo de cobertura é carente de tais estudos (Dell Avanzi e Mannich, 2006).

Além dos ótimos resultados na efetividade das barreiras capilares, outro fator pela sua preferência está na sua execução em relação aos demais sistemas de coberturas. Uma vez que o material básico para execução do sistema é o solo do próprio local onde a barreira está sendo construída, os custos com implementação deste sistema pode ser condicionado de modo a obter-se uma jazida de um segundo solo com características de condutividade hidráulica não saturada compatíveis para indução do efeito de barreira capilar quando posicionado subjacente ao solo do local.

### 3.1 FATORES INTERVENIENTES NO DESEMPENHO DAS BARREIRAS CAPILARES

Muitos são os fatores intervenientes no desempenho das barreiras capilares, tais como variação na umidade de compactação do solo argiloso, fissuras ocasionadas por processos de retração por secagem, efeito do enraizamento profundo de plantas, e migração de partículas do solo argiloso para o interior do solo granular. Para um bom desempenho das coberturas em barreiras capilares é necessário um bom entendimento do balanço hídrico, também chamado de equilíbrio hidráulico do sistema (Benson e Khire 2000). O balanço hídrico, conforme mostrado no esquema da Figura 3.3, é formado pela:

- Precipitação (P) (em forma de neve, gelo ou chuva).
- Escoamento ou fluxo superficial (O).
- Água acumulada no solo (S).
- Evaporação superficial (E).
- Transpiração da vegetação (T).
- Drenagem lateral (L).
- Percolação para a base (Pr).
- E em alguns casos a (E) e a (T) se combinam formando a evapotranspiração (Et).

De forma algébrica o equilíbrio hidráulico pode ser descrito pela seguinte equação:

$$Pr = P - O - S - E - T - L \quad (3.1)$$

A forma da equação indica que a percolação pode ser minimizada aumentando: o escoamento superficial, a quantidade de água a ser acumulada pelo solo; a evaporação e a transpiração e/ou drenagem lateral.

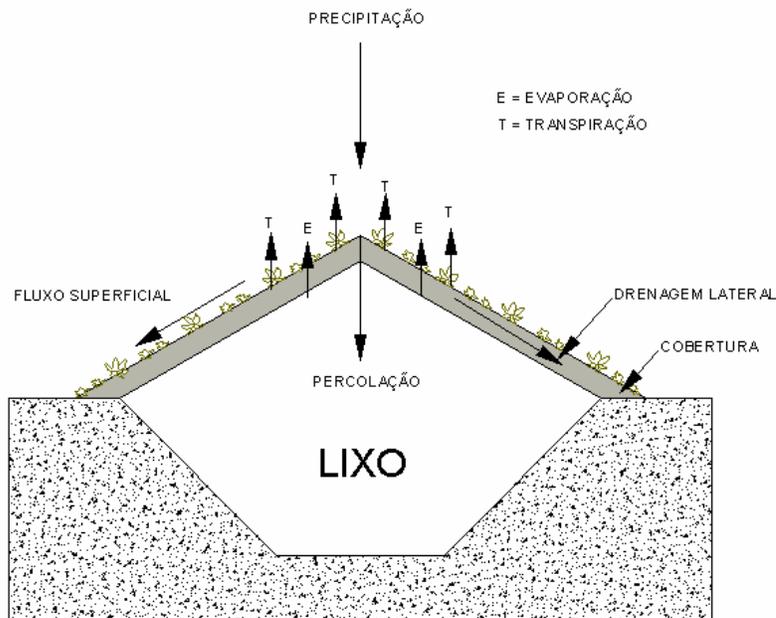


FIGURA 3.3 - BALANÇO HÍDRICO DE UMA COBERTURA FINAL DE ATERRO SANITÁRIO  
FONTE: Benson e Khire (2000) adaptada pela autora.

A efetividade da barreira também pode ser comprometida com o aparecimento de rachaduras na camada superficial. Assim, pode-se prevenir muitos desses acontecimentos quando selecionados os solos para a camada superficial. Segundo Khire e Benson (2000), solos ricos em argilas devem ser evitados, pois as argilas retraem-se e racham quando secas. As argilas quando usadas devem ser compactadas no teor de umidade ótima garantindo a baixa condutividade hidráulica que controla o processo de infiltração (Pinto, 2005).

Até décadas recentes, as coberturas de terra para fechamento de aterros municipais ou aterros de lixo perigoso consistiam de uma camada de baixa permeabilidade com uma argila compactada de pouca espessura. Falhas nessas coberturas resultavam em rachaduras devido à compactação no estado úmido, ou a compactação não uniforme durante a execução (Anderson, 1997).

Muitas vezes as jazidas de argila de boa qualidade (baixa permeabilidade) se situam longe do local de utilização e isto inviabiliza o seu emprego devido o alto custo no transporte e retirada do material. Alternativamente, observa-se frequentemente a utilização de materiais sem as devidas propriedades desejadas próximos ao local do aterro. Aliando-se à ausência de análise prévia em laboratório, o uso destes materiais permite a entrada de chuva, aumentando a percolação através da pilha de lixo e contribuindo para a instabilidade da pilha (Ferreira e Mahler, 2006).

A efetividade de uma cobertura em limitar a infiltração depende dos materiais com que é construída (solo ou geossintético); suas propriedades físicas (condutividade hidráulica, umidade inicial, porosidade, granulometria do solo, matéria orgânica); a integridade a longo prazo da cobertura (inclinação e deformação); o clima dentro do qual as instalações ficam situados (duração e intensidade das chuvas, temperatura) e a natureza e a qualidade da cobertura vegetal (raízes profundas) (Benson *et al.*, 1994; Ferreira e Mahler, 2006). A instabilidade no maciço de resíduos pode ser causado também por bolsões de lixiviados, que são gerados através da má compactação e conseqüente aumento da infiltração, por este motivo as argilas são materiais muito utilizados para cobertura devido à sua facilidade de compactação e baixa permeabilidade (Ferreira e Mahler 2006).

Falhas no sistema de cobertura também podem ser ocasionadas pela má seleção da vegetação que irá compor a camada de evapotranspiração. Esta vegetação quando não selecionada para o fim correto pode ocasionar a intrusão na barreira através de suas raízes e criarem caminhos para a percolação das águas das chuvas (Anderson, 1997).

Todos os fatores citados apontam que a integridade e desempenho de um sistema de cobertura para aterro sanitário depende fundamentalmente da infiltração da água entre as várias camadas de solos (Choo e Yanful, 2000). A infiltração é a principal causa no aumento considerável do volume de chorume gerado, levando a falhas de projeto devido a estimativa inadequada da quantidade de líquido percolado pela cobertura.

### 3.2 SOLOS REPELENTES

Por definição comumente adotada pela física dos solos, os solos repelentes são solos que dificultam a entrada de água. Em geral, os solos repelentes à água possuem camadas finas de matérias orgânicas hidrofóbicas adsorvidas às superfícies das suas partículas (Yang *et al.* 1996); (Dekker e Ritsema 1994 a).

Os autores indicam que a hidrofobicidade natural de um solo é função do tempo (Ritsema *et al.* 1998), pois é a deterioração dos compostos orgânicos que produzem substâncias tais como ácidos húmicos e fúlvicos, os quais revestem as partículas dos solos (Dekker e Ritsema 1996 b). Devido a matéria orgânica residir, em geral, nas camadas superiores do solo, a repelência é normalmente restrita para estas zonas (Ritsema *et al.* 1998) e diminuem com a profundidade (Dekker e Ritsema 1994 a). Yang *et al.* (1996) observam que a repelência a água é causada por uma quantidade de matéria orgânica hidrofóbica proveniente de ácidos húmicos, algas, decomposição de plantas e lixo.

O grau de repelência à água de um solo é verificado através da quantidade de matéria orgânica hidrofóbica presente neste (Dekker e Ritsema, 1996 b). Também isto pode ser verificado medindo o ângulo de contato líquido – sólido ou através do tempo de penetração da água no solo, (Krammes e Deban, 1965). Dekker e Ristsema (1994 a) ainda acrescentam que uma forma de verificar rapidamente a diferença entre um solo normal e um hidrofóbico é colocar água sobre este. Se a água ficar acima dos grãos do solo ao invés de penetrar rapidamente (Figura 3.4), o solo pode ser considerado repelente á água. O fato da água permanecer na superfície do solo indica que o ângulo de contato líquido-sólido é maior que 90°. Sob tais circunstâncias as gotas de água devem, teoricamente nunca penetrar.



FIGURA 3.4 – SOLO QUIMICAMENTE TRATADO PARA INDUÇÃO DA REPELÊNCIA.  
FONTE: A autora (2007)

O ângulo de contato líquido – sólido é dependente da tensão superficial do líquido e também das características do solo em contato com a água. No geral, quando a tensão superficial do líquido diminui, o ângulo de contato líquido – sólido diminuirá também (Dekker e Ritsema 1994 a).

Ritsema *et al.* (1993) observam que os solos repelentes à água, quando secos, são difíceis de serem umedecidos, forçando com isto, a água e os solutos a fluírem por trajetos preferenciais através das zonas não saturadas.

Yang *et al.* (1996) observam que o fluxo é mais comum na zona não saturada, por onde a água e os solutos movem-se preferencialmente através dos solos que estão mais úmidos nestas camadas. Estes trajetos através dos solos mais úmidos são chamados de fluxos preferenciais, também conhecidos como “fingers” e podem ter um movimento heterogêneo ou instável. O movimento heterogêneo geralmente ocorre em argilas ou solos turfosos com macroporos ou mesoporos. Estes vazios permitem o movimento rápido da água, dos solutos e dos poluentes através do solo. Podem ser formados pela interagregação dos vazios do solo causadas por rachaduras / fissuras de retração, canais de raízes ou também por causa da ação erosiva de fluxos subsuperficiais, onde as forças do fluxo “empurram” as partículas do solo excedendo a força estrutural do solo. Geralmente isto ocorre

em solos altamente permeáveis, não coesivos, sujeitos a gradientes hidráulicos elevados (Beven e Germann 1982).

O movimento instável é encontrado em solos repelentes a água e em solos com granulometria mais grossa (Beven e Germann 1982; Bronswijk *et al.* 1995).

O fluxo instável pode ocorrer para solos hidrofóbicos, para solos com as curvas de retenção íngremes, ou quando a pressão do ar é significativamente maior que a pressão atmosférica do ambiente. Uma condição necessária para o fluxo instável é que a taxa de aplicação de água seja menor do que a condutividade hidráulica saturada do solo em estudo. (Beven e Germann 1982; Bronswijk *et al.* 1995).

O fenômeno de repelência pode ser observado em várias partes do mundo, em solos arenosos, argilosos e turfosos e em todos os tipos de climas como na Alemanha, Austrália, Nova Zelândia e Estados Unidos (Dekker e Ritsema 1994 a, Dekker e Ritsema 1996 b; Krammes e Debanó, 1965) e ainda, sob diferentes tipos de vegetação, incluindo florestas, brejos, gramados, terras aráveis, campos de golfe, entre outros (Dekker e Ritsema 1994 a; Dekker e Ritsema 1996 b; e Ritsema *et al.* 1998).

Os solos hidrofóbicos são grandes causadores de erosão devido ao rápido escoamento superficial e à baixa capacidade de retenção de água. (Krammes e Debanó 1965; Dekker e Ritsema 1994 a). As altas variações nas taxas de entrada de água podem acelerar localmente o transporte descendente de água e de solutos, conduzindo a perdas de nutrientes e/ou altos riscos de contaminação dos reservatórios de águas subterrâneas (Ritsema e Dekker 1995; Selker *et al.* 1992 b, c).

#### 4 COMPONENTE EXPERIMENTAL E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A componente experimental teve como objetivo avaliar a influência da adição de um agente hidrofóbico sobre as características de compactação, resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica saturada de um solo - padrão.

Optou-se pela utilização de um solo arenoso como material padrão devido ao arranjo das partículas serem controlados predominantemente por forças de massa. Nesse aspecto procurou-se evitar que alterações nas características de compactação, resistência e hidráulicas fossem induzidas por uma possível floculação das partículas devido à interação do agente químico com as partículas do solo. O solo - padrão empregado nos ensaios é uma areia quartzosa ( $G=2,64$ ) com curva granulométrica mal distribuída (Figura 4.1) proveniente de Paranaguá, litoral do estado do Paraná.

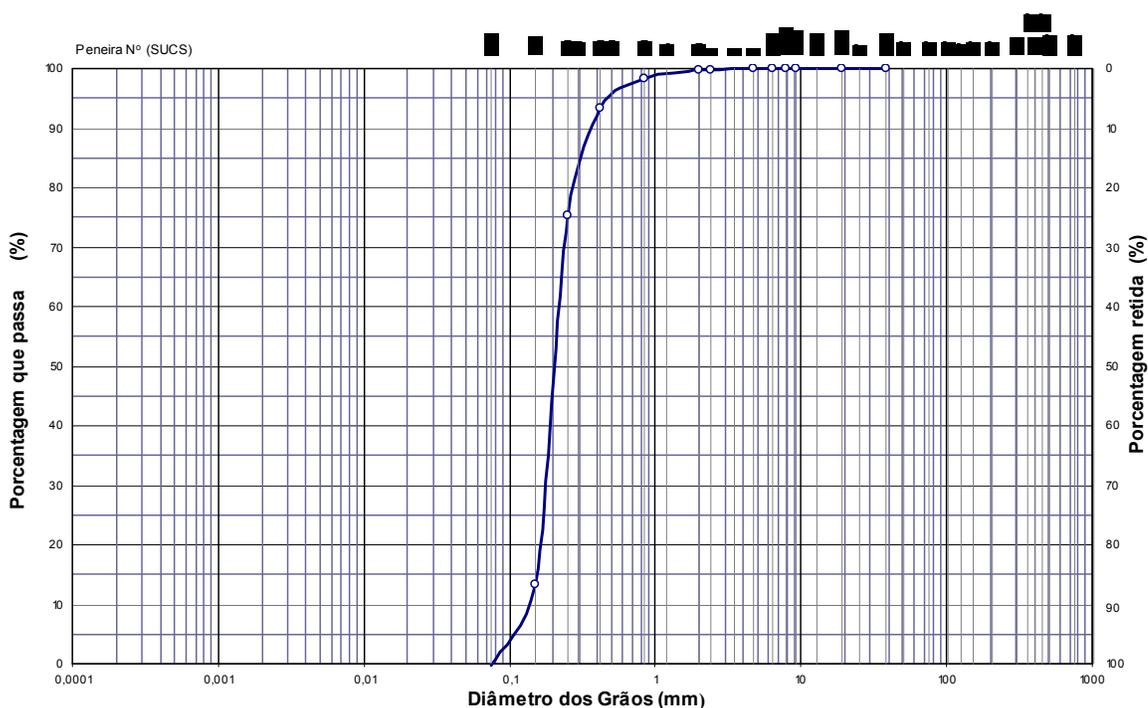


FIGURA 4.1 – CURVA CARACTERÍSTICA DA AREIA NATURAL  
 FONTE: PUC – Rio (2007)

O agente hidrofóbico utilizado para tratamento do solo foi o politetrafluoretileno (PTFE), cuja característica é a formação de um filme de proteção ao redor da partícula de solo com baixíssimo coeficiente de atrito, impermeável à água e resistente a temperaturas da ordem de 300 °C. O composto orgânico está disponível comercialmente em *sprays* pressurizados com butano.

O procedimento de adição desse agente consistiu em ciclos de aspersão direta do produto ao solo, alternados por homogeneização mecânica da massa impregnada (Camilotti *et al.*, 2006). Ao fim de três ciclos alternados de aspersão e homogeneização, a massa de solo tratado foi depositada em uma bandeja e deixada em repouso para aeração.

Basicamente, a componente experimental consistiu na avaliação das características de compactação, resistência ao cisalhamento e hidráulicas do solo em estado natural e do solo tratado. Por meio da comparação direta dos comportamentos observados experimentalmente dos dois solos, poder-se-á avaliar a influência da presença do PTFE nas características hidro-geo-mecânicas do solo-padrão.

A caracterização do material natural e tratado foi conduzida seguindo os procedimentos das normas norte-americanas ASTM D 422-00, D 854-02, D 4253-00 e D 4254-00. Apresenta-se na Tabela 4.1, a seguir, um resumo das propriedades do solo natural e tratado com agente hidrofóbico:

TABELA 4.1 - PROPRIEDADES DO SOLO NATURAL E TRATADO

Solo	$e_{\min}$	$e_{\max}$	G
Natural	0,51	0,78	2,64
Tratado	0,48	0,92	2,64

FONTE: Camilotti *et al.* (2006)

NOTA:  $e_{\min}$  = índice de vazios mínimo do solo,  $e_{\max}$  = índice de vazios máximo do solo, G = densidade relativa.

Conforme os resultados da Tabela 4.1, a simples adição do agente hidrofóbico ao solo induziu a uma pequena diminuição do índice de vazios mínimo observado no solo natural simultaneamente a um aumento considerável do índice de vazios máximo.

#### 4.1 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DE PTFE SOBRE A COMPACIDADE.

A influência da presença do agente hidrofóbico sobre a compactação do solo foi avaliada por meio da determinação da densidade relativa dos materiais natural e tratado utilizando-se o método da chuva de areia. O método, proposto originalmente por Presti *et al.* (1992), consistiu na indução de uma chuva de areia uniforme sob vazão e altura de quedas controladas. No presente trabalho optou-se pelo uso de um único funil com abertura de base ajustável para controle da vazão. Efetuaram-se três baterias de testes, com três vazões diferentes e alturas de queda variando entre 5 e 160 cm.

Apresenta-se na Figura 4.2, a seguir um resultado típico de variação da densidade relativa do solo natural em função da altura de queda para as três vazões testadas. Pode-se observar, de uma maneira geral, que o aumento da altura de queda do material induz a um aumento da densidade relativa.

Esse aumento de densidade ocorre até determinado valor limite, a partir do qual a densidade tende a ser constante independente da altura de queda empregada. De acordo com os resultados apresentados na Figura 4.2, a seguir, verifica-se o valor limite em função da vazão de material utilizada. Quanto menor a vazão da chuva de areia adotada, maior a magnitude de densidade relativa alcançada durante a pluviação.

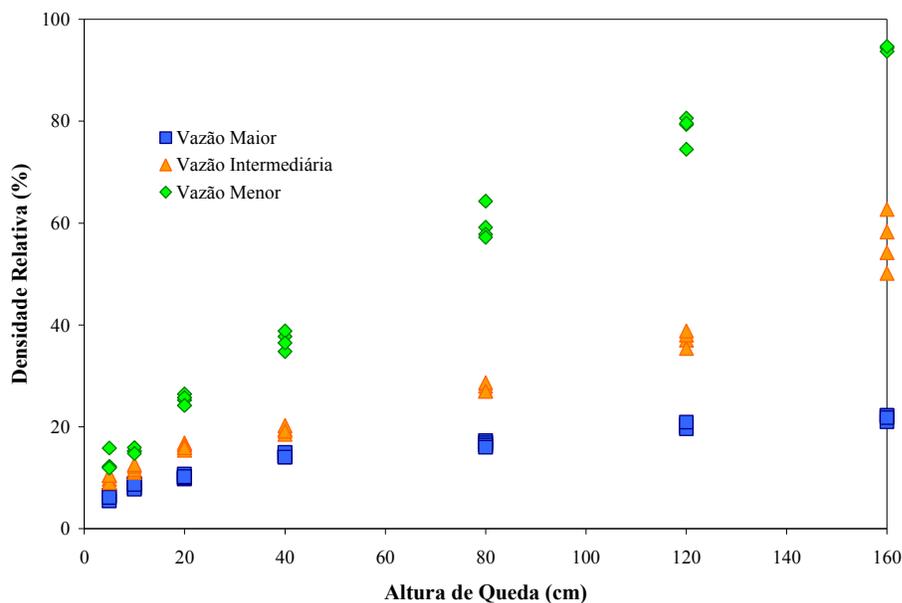


FIGURA 4.2 - RELAÇÃO DENSIDADE RELATIVA – ALTURA DE QUEDA PARA O MATERIAL NATURAL  
 FONTE: Camilotti *et al.* (2006)

A Figura 4.3, abaixo, mostra a comparação entre as compacidades alcançadas em função da altura de queda para o material tratado. As vazões adotadas foram idênticas às vazões dos testes com o material natural.

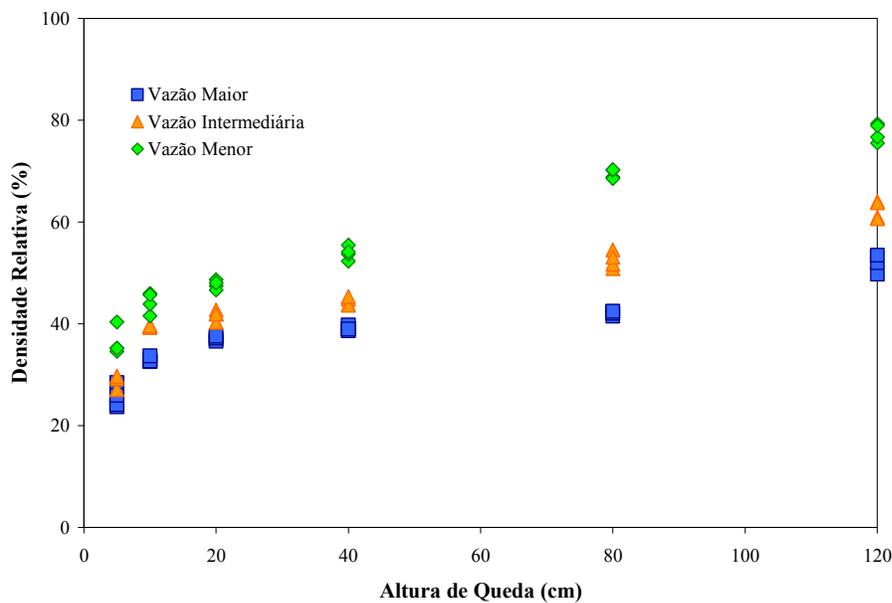


FIGURA 4.3 - RELAÇÃO DENSIDADE RELATIVA – ALTURA DE QUEDA PARA O MATERIAL TRATADO  
 FONTE: Camilotti *et al.* (2006)

Segundo os resultados, similarmente ao material natural, tende-se a alcançar um valor limite de densidade relativa com o aumento da altura de queda para uma determinada vazão de pluviação constante. Como visto nas Figuras 4.2 e 4.3, a diminuição da vazão de pluviação induz a maiores densidades para a mesma altura de queda da vazão intermediária e maior. De maneira geral, a tendência do material tratado era atingir valores de densidade limite em alturas menores em relação ao natural.

A Figura 4.4, a seguir, esclarece a comparação entre comportamentos dos dois materiais.

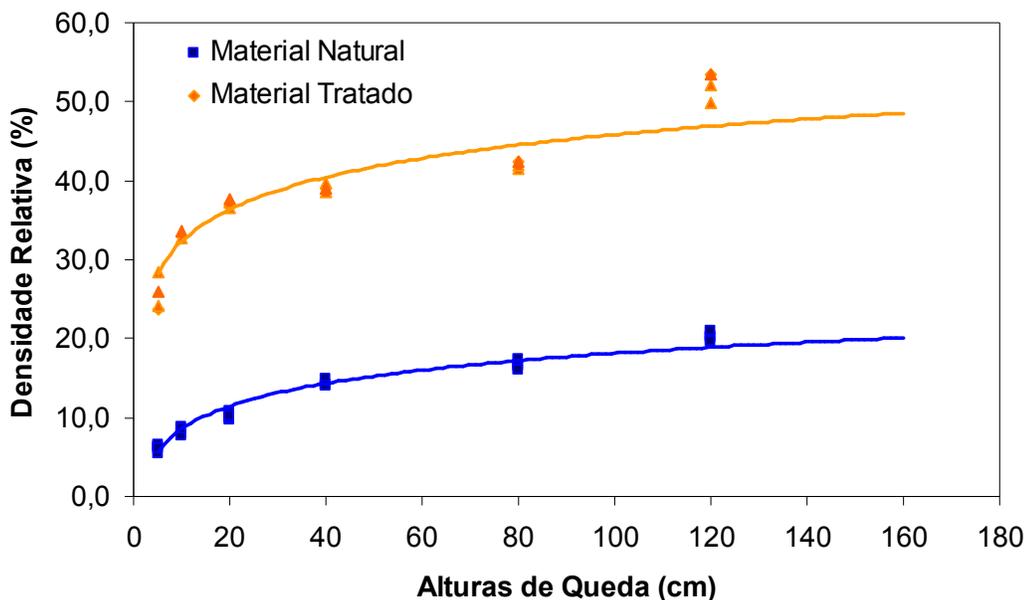


FIGURA 4.4 - COMPARAÇÃO ENTRE AS COMPACIDADES DOS MATERIAIS NATURAL E TRATADO PARA VAZÃO MAIOR.  
FONTE: Camilotti *et al.* (2006)

Os resultados indicam o agente hidrofóbico como contribuinte consistente para o solo atingir densidades relativas maiores se comparado ao solo natural para uma determinada altura de queda. Isso deve-se ao fato de o agente ter contribuído na diminuição do atrito entre partículas durante o processo de arranjo do material particulado alcançado no processo de chuva de areia.

## 4.2 INFLUÊNCIA SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

O estudo consistiu na realização de ensaios de cisalhamento direto em amostras de solo natural e solo tratado. Ao todo, executaram-se 32 ensaios, sendo 16 em amostras de solo natural e 16 em amostras de solo tratado.

As amostras de ambos os solos foram moldadas para uma densidade relativa de 60% utilizando o método de chuva de areia e cisalhadas sob tensões normais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, e 200 kPa. Foram realizados 4 ensaios para cada tensão normal. Apresenta-se na Figura 4.5, as curvas de resistência ao cisalhamento - deslocamento horizontal típicas observadas para o solo natural.

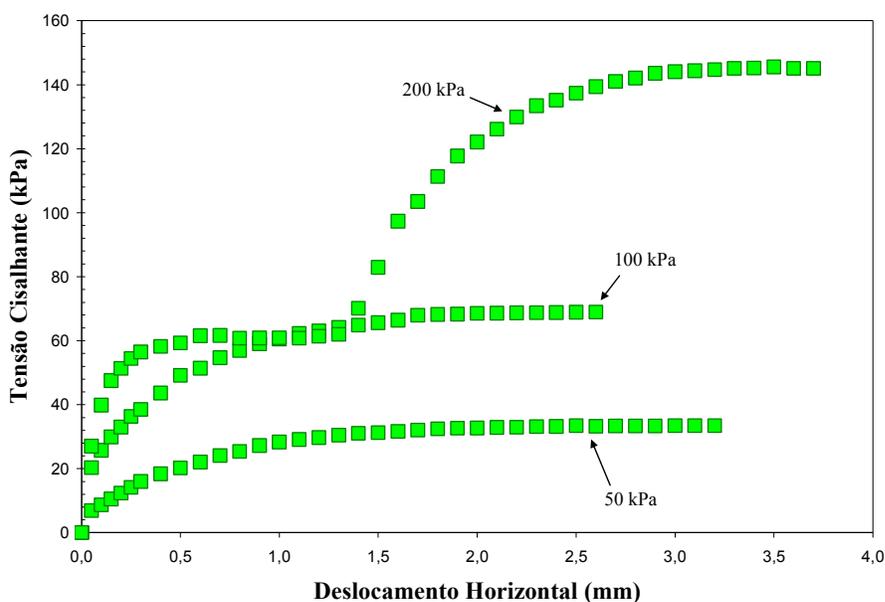


FIGURA 4.5 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO PARA O SOLO NATURAL.

FONTE: Camilotti et al (2006)

Pode-se observar que a resistência máxima ao cisalhamento variou entre 33,5 kPa para uma tensão confinante inicial igual a 50 kPa a 145,6 kPa para uma tensão confinante inicial de 200 kPa.

A Figura 4.6 apresenta os resultados típicos de ensaios de cisalhamento direto para o solo tratado. Nota-se que a resistência ao cisalhamento neste caso variou entre 17,3 kPa para uma tensão confinante inicial igual a 25 kPa e 130,7 kPa para uma tensão confinante de 200 kPa.

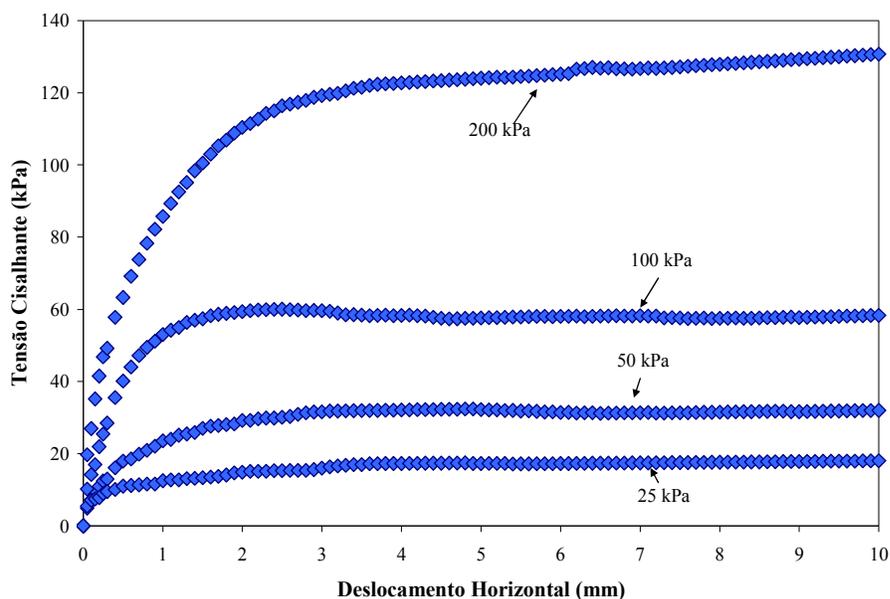


FIGURA 4.6 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO PARA O SOLO TRATADO  
 FONTE: Camilotti et al (2006)

De uma maneira geral, os resultados indicam que a presença do agente repelente contribuiu para uma diminuição da resistência ao cisalhamento do solo. A comparação dos resultados mostra que a contribuição do repelente na diminuição da resistência ao cisalhamento do solo aumenta com o aumento da tensão normal inicial aplicada.

Apresenta-se na Figura 4.7, as curvas relacionando deslocamentos verticais e horizontais do solo natural e solo tratado, observadas durante os testes de cisalhamento direto cuja tensão confinante inicial foi igual a 50 kPa. A comparação das curvas indica que o solo tratado tende a atingir magnitudes menores de volume do que o solo natural durante o cisalhamento. Este fato indica que o solo tratado apresentou uma maior facilidade de rearranjo de partículas do que o solo natural durante a fase de cisalhamento.

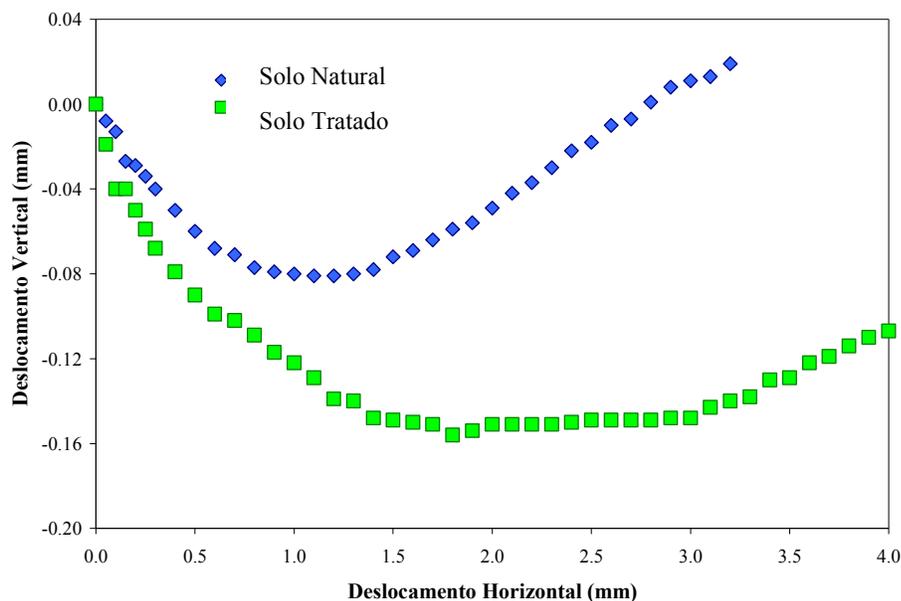


FIGURA 4.7 - COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS VERTICAIS OBSERVADOS DURANTE A FASE DE CISALHAMENTO.  
 FONTE: Camilotti et al. (2006)

Os resultados apresentados nas Figuras 4.5, 4.6, e 4.7 indicam que a presença do agente repelente contribuiu consideravelmente para a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo, deixando-o, simultaneamente, susceptível às deformações plásticas localizadas de magnitudes maiores que o solo natural.

A Figura 4.8 a seguir, mostra a comparação entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos natural e tratado, assumindo-se o critério de Mohr-Coulomb.

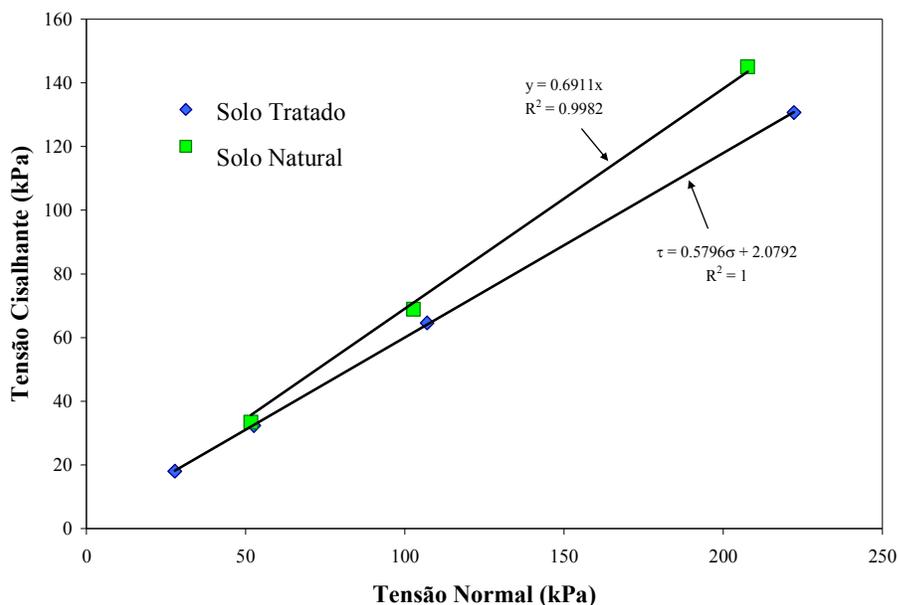


FIGURA 4.8 - COMPARAÇÃO ENTRE AS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS.

FONTE: Camilotti et al (2006)

Segundo as envoltórias o solo tratado apresentou um ângulo de atrito interno igual a  $30,1^\circ$  enquanto que o solo natural apresentou um ângulo de atrito interno igual a  $35,5^\circ$ . Tal fato indica que a adição do agente hidrofóbico ao solo induziu uma diminuição de aproximadamente 18% na magnitude do ângulo de atrito interno do solo natural, como se pôde comprovar. Conforme mostram os resultados obtidos, a influência da presença do agente repelente sobre a resistência ao cisalhamento do solo diminui com a diminuição da tensão normal. Pode-se observar na Figura 4.8 que para tensões confinantes iniciais da ordem de 25 kPa as resistências ao cisalhamento do solo natural e do solo tratado são praticamente da mesma magnitude.

#### 4.3 AVALIAÇÃO DO EFEITO DE ADIÇÃO DO PTFE SOBRE AS CRUS

O procedimento de adição do agente repelente ao solo foi idêntico ao adotado por Camilotti *et al.* (2006) consistindo em: (a) aspersão direta do produto ao

solo; (b) homogeneização mecânica da massa impregnada; (c) repouso da massa de solo tratado para aeração.

O experimento consistiu na moldagem de colunas de solo natural e tratado por meio de chuva de areia. Para o material natural, utilizou-se densidade de 30% e altura de queda igual a 20 cm. Para o material tratado, densidade também de 30% mas 10 cm de altura de queda (Camilotti *et al.* 2006). Posteriormente as colunas foram submetidas a processos de umedecimento e drenagem (Camilotti *et al.* 2006).

O procedimento de chuva de areia foi ajustado a fim de corrigir a influência da presença do agente contaminante nas características de compacidade e resistência ao cisalhamento do material, segundo apresentado por Camilotti *et al.* (2006).

O equipamento utilizado era composto por três colunas em paralelo e interconectadas na base, com seções transversais iguais de (30 x 15) cm e 50 cm de altura. O solo a ser testado foi moldado na coluna central, chamada de coluna drenante, conforme mostrado na Figura 4.9, a seguir.

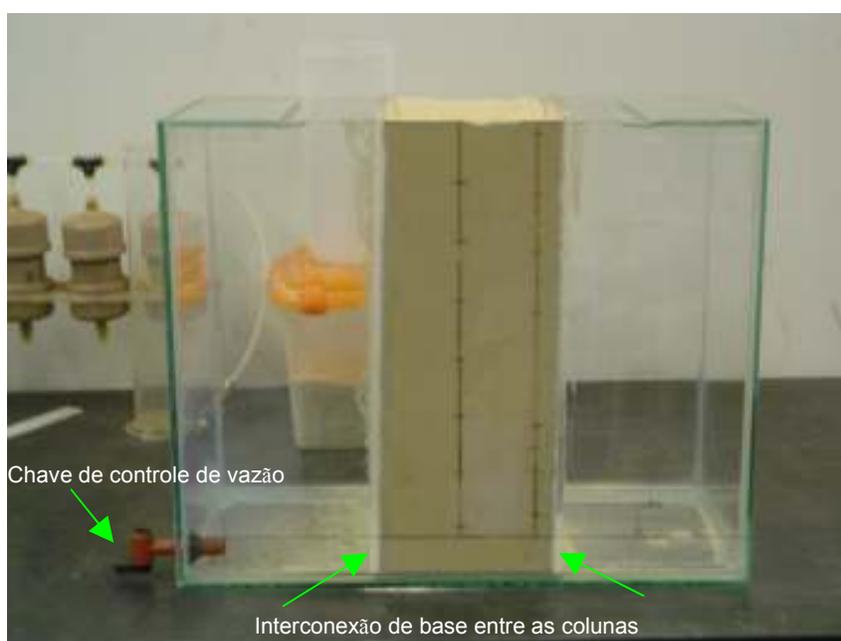


FIGURA 4.9 – EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA ENSAIOS DE UMEDECIMENTO E DRENAGEM  
FONTE: A autora (2007)

As colunas laterais têm a função de vasos comunicantes para controlar o umedecimento e a drenagem do material por meio da variação do nível d'água. Dessa forma, foi possível induzir um processo uniforme e unidimensional de umedecimento e drenagem da coluna central de solo, possibilitando o fluxo livre de ar pelo bordo superior.

A manutenção do nível d'água foi regulada por uma chave de controle de vazão, localizada 3 cm acima da base das colunas e conectada a uma fonte externa de água.

Monitorou-se o processo transiente de umedecimento e secagem da coluna de solo por meio direto, isto é, observação visual na parede da coluna central. Outra forma possível de monitoramento seria por instrumentação baseada em reflectometria no domínio do tempo (TDR) instalada ao longo da coluna (Dell'Avanzi 2006). As curvas de retenção de umidade do solo (CRUS) foram obtidas somente a partir da observação de término de fluxo de água por um período mínimo de 24 horas.

Há duas formas de avaliação do teor de umidade ao longo da coluna de solo. A primeira trata de um procedimento utilizado para um único ciclo de umedecimento ou drenagem conhecido como amostragem direta. A outra é usada na avaliação de múltiplos ciclos, ou seja, determinação indireta com uso de TDR.

Na realização desta pesquisa optou-se pela amostragem direta de solo para determinação do teor de umidade volumétrico. Para cada ensaio coletaram-se 48 amostras ao longo da coluna de solo. As 30 primeiras foram extraídas a cada 2,5 cm de profundidade e as 18 restantes a cada 2 cm, até alcançar o nível d'água. As amostras foram colocadas em cápsulas, em seguida pesadas e rapidamente encaminhadas à estufa onde permaneceram durante 24 horas para secagem. Posteriormente fez-se nova pesagem e determinou-se o teor de umidade.

Esse ensaio permitiu avaliar de maneira simples e rápida as características de retenção de umidade de solos granulares, devido à acurácia em determinar a transição do perfil de umidade entre o nível d'água (sucção nula) e a região de teor de umidade residual.

#### 4.3.1 Avaliação das curvas de retenção de umidade (CRUS) do solo natural

O ensaio para avaliação das CRUS durante o processo de umedecimento consistiu na moldagem do corpo de prova em solo natural como descrito na seção 4.3 deste capítulo, seguido pela etapa de umedecimento do material. Adicionou-se água gradativamente nas colunas adjuntas à coluna de solo, até a formação e manutenção do nível d'água posicionado a 3 cm da base das colunas.

O equipamento foi constantemente monitorado garantindo, assim, a estaticidade do nível d'água durante todo o ensaio. O mesmo cuidado foi tomado no processo da subida capilar, marcando-se as alturas atingidas em relação ao tempo. Esse procedimento foi similar ao adotado por Lane e Washburn (1946) para estudo da taxa de aumento da capilaridade durante ensaios de infiltração em colunas de solo.

A amostragem da coluna para determinação das umidades foi realizada somente após a observação da invariância da altura capilar por um período mínimo de 24 horas. Determinadas as umidades e tendo-se o nível de água por referência, a CRUS de umedecimento foi estimada relacionando-se os teores de umidades medidos com as respectivas alturas de amostragem.



FIGURA 4.10 – ENSAIO DE UMEDECIMENTO PARA MATERIAL NATURAL  
FONTE: A autora (2007)

A CRUS, durante o processo de drenagem, foi determinada em duas etapas distintas. A primeira consistiu na inundação gradual da amostra. Essa decisão garantiu que o gradiente hidráulico aplicado à amostra estivesse sempre inferior à elevação da franja capilar do material observado visualmente.

A segunda etapa consistiu na drenagem livre da amostra até a formação do nível d'água localizado a 3 cm acima da base da coluna de solo. Essa fase incluiu a monitoração do perfil de umidade ao longo da amostra de solo até atingir a sua estaticidade, onde estaticidade caracteriza-se sempre pela ausência de fluxo no sistema de drenagem.

Analisando a Figura 4.11 a seguir, nota-se o efeito histerético comumente observado entre as curvas de drenagem e umedecimento. A pequena histerese entre as CRUS pode ter sido induzida pela uniformidade da granulometria do material ensaiado.

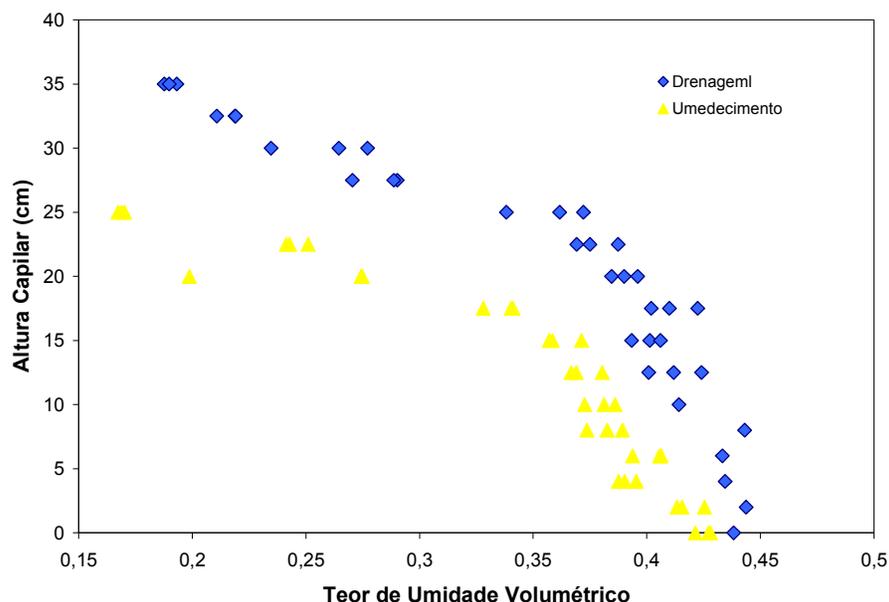


FIGURA 4.11 - CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO NATURAL  
 FONTE: Furlan e Dell'Avanzi (2007)

De modo amplo, o solo natural apresentou um valor de entrada de ar igual a 8 cm durante o processo de drenagem, e igual a 2,5 cm, durante o processo de umedecimento. De acordo com os resultados encontrados, o teor de umidade residual do solo natural foi da ordem de 16%, correspondente a alturas capilares

iguais a 25 cm durante o umedecimento e, aproximadamente, 40 cm (extrapolado) durante a drenagem.

#### 4.3.2 Avaliação das curvas de retenção de umidade (CRUS) do solo tratado

A determinação da CRUS durante o processo de umedecimento do solo tratado foi similar ao adotado para o solo natural. Entretanto, observa-se que o tempo necessário para atingir a formação do nível d'água a 3 cm de altura da base da coluna, foi consideravelmente maior em relação ao observado no solo natural devido a quase-ausência de fluxo capilar.

Similarmente ao procedimento adotado para o solo natural, o processo de incremento da capilaridade ao longo do tempo foi monitorado para posterior análise. A monitoração do ensaio indicou praticamente a ausência de fluxo capilar após 54 horas. As 48 amostras foram coletadas para determinação das respectivas umidades depois de decorridas 92 horas desde o início do processo de umedecimento. A CRUS de umedecimento foi então estimada relacionando-se os teores de umidade volumétricos com as respectivas alturas de amostragem.

O procedimento adotado na primeira etapa do ensaio de determinação da CRUS do solo tratado, durante o processo de drenagem, foi diferente do solo natural, de modo a ser possível a inundação total do material. Neste caso, devido a ausência de fluxo capilar, a inundação do material tratado só foi alcançada por meio da aplicação de um gradiente hidráulico com magnitude suficiente para induzir a elevação do nível d'água no interior da amostra superando o efeito de inversão do menisco capilar. Como mostram as Figuras 4.12, 4.13 e 4.14, a seguir:

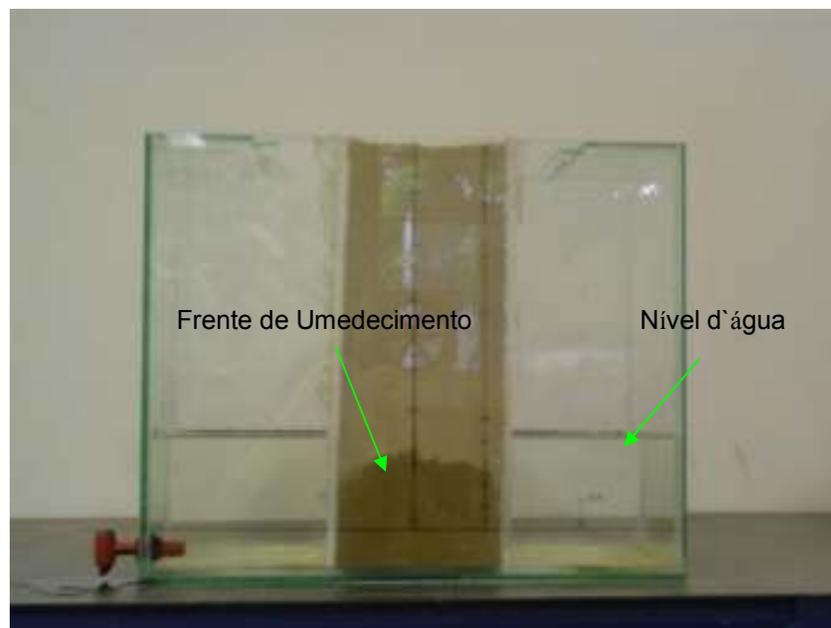


FIGURA 4.12 – INÍCIO DO ENSAIO DE SECAGEM  
FONTE: A autora (2007)

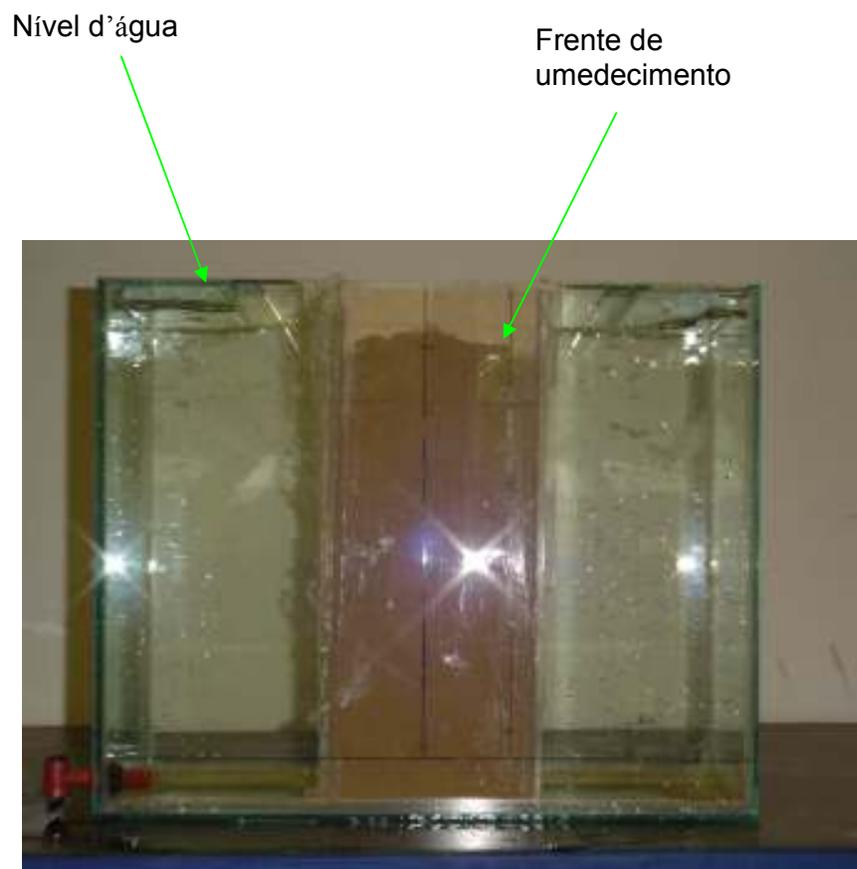


FIGURA 4.13 – FINALIZAÇÃO DO ENSAIO DE SECAGEM  
FONTE: A autora (2008)

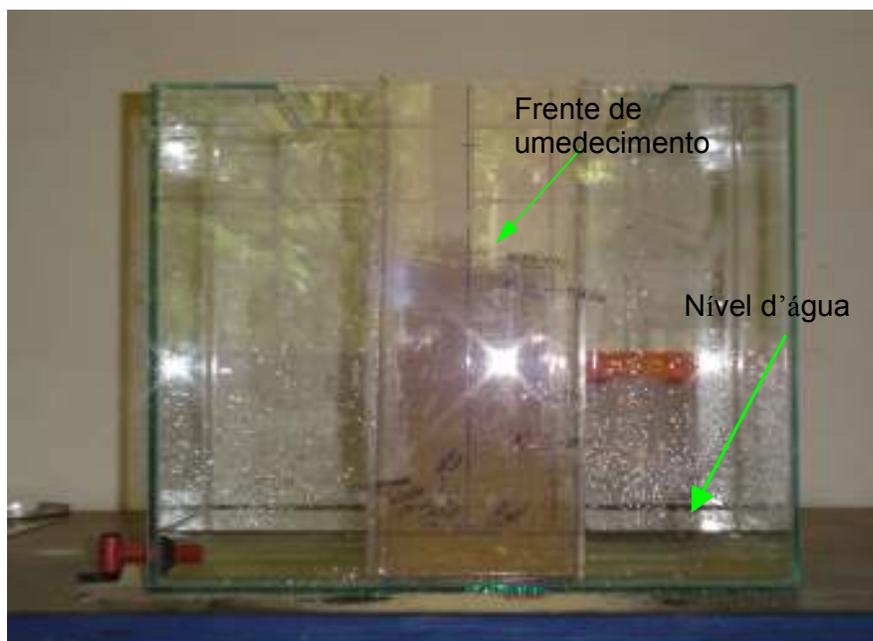


FIGURA 4.14 - CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO TRATADO.  
FONTE: A autora (2007)

A inversão do menisco capilar durante o processo de umedecimento foi constatada devido à observação do posicionamento da frente de saturação abaixo do nível d'água aplicado nas colunas adjacentes. Obtida a inundação da amostra, o nível d'água das colunas adjacentes foi decrescido induzindo a livre drenagem da coluna de solo. Durante esse período, o perfil de umidade foi monitorado até a verificação de sua estaticidade. Após esse período, 48 amostras foram coletadas ao longo da coluna para determinação dos teores de umidade volumétricos, e a CRUS estimada correlacionando-se os teores de umidade com as respectivas alturas de amostragem.

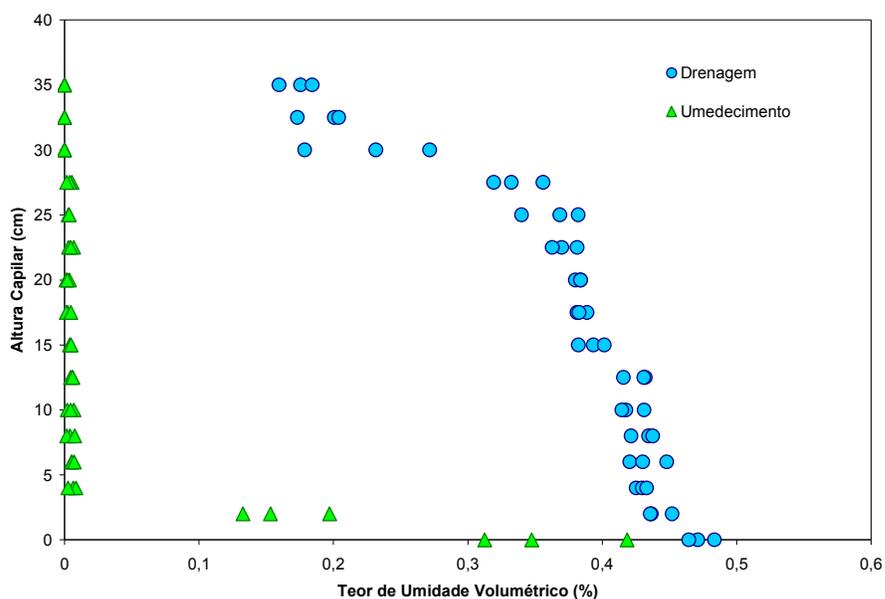


FIGURA 4.15 - CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO TRATADO  
 FONTE: Furlan e Dell'Avanzi (2007)

Na Figura 4.15, o solo tratado apresentou um valor de entrada de ar igual a 12 cm durante drenagem. Entretanto, durante o processo de infiltração, o solo apresentou-se não saturado ao nível d'água. O efeito de não saturação provavelmente é induzido pela inversão da curvatura do menisco do fluido no contato com as partículas de solo, contribuindo para a retenção do fluxo capilar. A altura capilar máxima observada foi igual a 2 cm, correspondendo a um teor de umidade volumétrica médio de 16%. Acima de 2 cm, o teor de umidade do solo tratado durante o processo de infiltração variou entre 0,4% e 0,08%, valores similares aos teores de umidade obtidos durante a fase de moldagem do corpo de prova (solo seco ao ar).

#### 4.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A avaliação do efeito de adição do agente repelente sobre as características de retenção de umidade do solo pode ser contemplada pela comparação entre as CRUS de drenagem e umedecimento dos solos natural e tratado.

Apresenta-se na Figura 4.16, a seguir, as CRUS dos solos natural e tratado obtidas durante o processo de drenagem. A análise dos resultados indica que as curvas de retenção de umidade durante processo de drenagem são similares para os dois solos. O resultado está em concordância com os resultados apresentados por Bachmann *et al.* (2001). Em ambos os casos, o valor de entrada de ar foi aproximadamente igual a 9 cm, enquanto o teor de umidade residual foi da ordem de 16%, correspondendo a uma altura capilar de 35 cm.

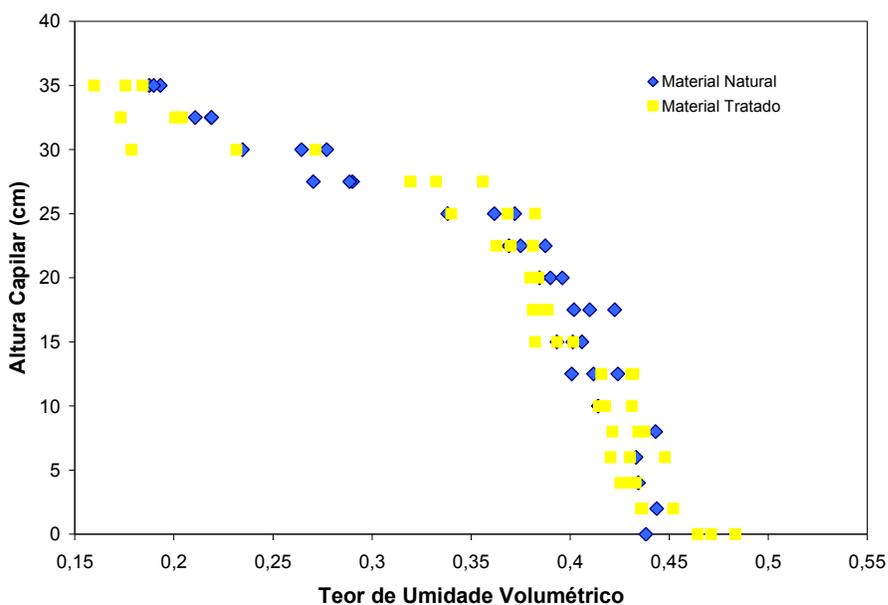


FIGURA 4.16 - COMPARAÇÃO ENTRE AS CRUS DOS SOLOS NATURAL E TRATADO DURANTE DRENAGEM.  
 FONTE: Furlan e Dell'Avanzi (2007)

A Figura 4.17, abaixo, traz a comparação entre as CRUS dos solos natural e tratado durante processo de umedecimento. Verifica-se, diferentemente do observado durante o processo de drenagem, as CRUS durante o processo de infiltração diferem consideravelmente. A adição do agente repelente induziu à diminuição drástica do fluxo capilar, traduzido por uma não saturação do solo na cota de posicionamento do nível d'água.

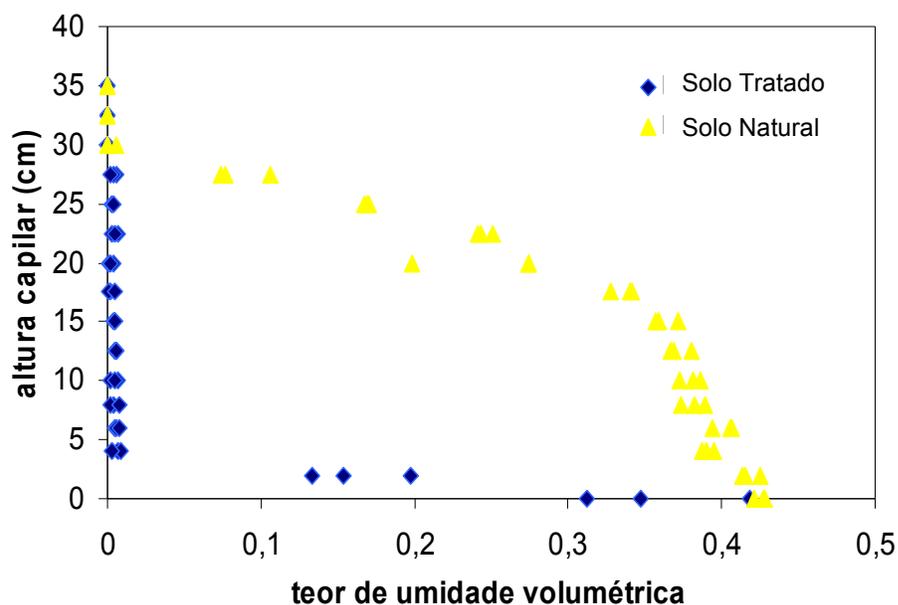


FIGURA 4.17 - COMPARAÇÃO ENTRE AS CRUS DOS SOLOS NATURAL E TRATADO DURANTE UMEDECIMENTO.  
 FONTE: Furlan e Dell'Avanzi (2007)

#### 4.5 ENSAIO DO VALOR DE ENTRADA DE ÁGUA

O objetivo do desenvolvimento deste ensaio é a avaliação da pressão de água necessária para quebra da barreira capilar. Essa barreira é induzida pelo efeito de inversão do menisco no contato com o solo tratado.

O ensaio consistiu na utilização do mesmo equipamento empregado nos ensaios de umedecimento e secagem. Iniciou-se o ensaio moldando a coluna central do equipamento com material tratado, utilizando as densidades relativas de 60% e 90%. Realizaram-se no total três ensaios, todos com altura da coluna de solo igual a 15 cm. Durante a execução do primeiro ensaio, observou-se a formação de fluxo preferencial de água no contato solo-vidro. Esse fato ocorreu quando a altura da coluna de água disposta acima da camada de areia atingiu 3 cm. Visando evitar a formação de fluxo preferencial no contato solo-vidro, trataram-se as paredes de vidro do equipamento com PTFE antes da moldagem do corpo de prova do segundo ensaio, descartando desta forma, o resultado do primeiro ensaio. Desse modo,

procurou-se induzir às paredes do equipamento, o mesmo comportamento hidrofóbico induzido ao solo arenoso.

Após o enchimento da coluna, iniciou-se a colocação de água sobre o material conforme mostra a Figura 4.18, a seguir. A água utilizada era destilada e colocada a cada 1 cm sobre o solo. Depois de decorrido cerca de um minuto e não havendo infiltração, acrescentava-se mais um cm e esperava-se mais um minuto e assim sucessivamente até começar a aparecer os primeiros indícios de infiltração.



FIGURA 4.18 – COLOCAÇÃO DE ÁGUA SOBRE O MATERIAL TRATADO  
FONTE: A autora (2007)

Para as duas densidades, 60% e 90%, foi possível, seguindo o procedimento acima, uma carga de água de 8 cm. Após um minuto e quarenta segundos colocou-se mais um centímetro de água, chegando a uma última carga de 9 cm e somente após 3 minutos deu-se início a infiltração conforme mostra a Figura 4.19, a seguir, atingindo nos primeiros minutos uma profundidade de 3 mm. A infiltração aconteceu entre o contato vidro-solo, permanecendo o solo do interior da amostra seco. Tal fenômeno pode ser explicado pelo ângulo de contato água-vidro, ser menor que o ângulo de contato água-solo.

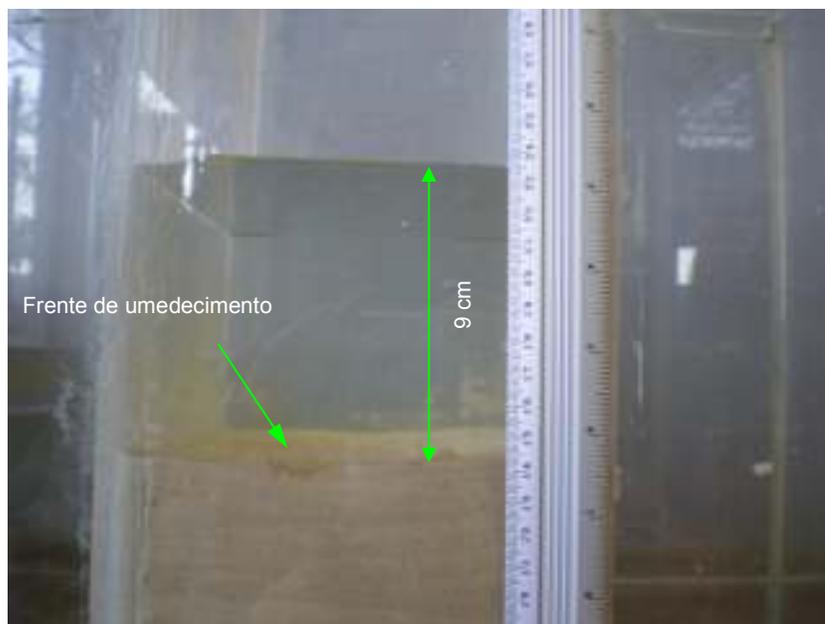


FIGURA 4.19 – CARGA DE ÁGUA DE 9 CM SOBRE MATERIAL TRATADO  
FONTE: A autora (2007)

Os resultados dos ensaios estão compilados na Tabela 4.2, abaixo, conforme a densidade do solo, a altura da coluna de d'água e o tempo de permanência da coluna d'água sem infiltração no solo.

TABELA 4.2 – ALTURA DA COLUNA DA ÁGUA COM OS RESPECTIVOS TEMPOS.

Densidade	Altura da coluna d' água (cm)	Tempo
60%	1	6 minutos
	2	4 minutos e 40 segundos
	3	4 minutos e 20 segundos
	4	3 minutos
	5	2 minutos
	6	1 minuto e 40 segundos
	7	1 minuto e 30 segundos
	8	1 minuto e 40 segundos
	9*	3 minutos
90%	1	1 minuto e 40 segundos
	2	2 minutos e 40 segundos
	3	1 minuto e 30 segundos
	4	1 minuto e 10 segundos
	5	1 minuto e 30 segundos
	6	1 minuto e 40 segundos
	7	3 minutos
	8	1 minuto e 20 segundos
	9*	2 minutos

FONTE: A autora (2007)

NOTA: (\*) Altura da coluna d'água onde ocorreu o rompimento da barreira capilar após o tempo descrito.

#### 4.6 AVALIAÇÃO DA ADIÇÃO DE PTFE SOBRE A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO

Os ensaios de condutividade hidráulica saturada foram realizados no laboratório da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio). Para cada material, natural e tratado, executaram-se 3 conjuntos de testes, sendo cada um composto por 3 ensaios, totalizando 9 ensaios para cada material.

Os ensaios para ambos os solos foram executados sob diferentes tensões confinantes. Tal ensaio objetivou a indução do efeito de repelência à água. Os procedimentos seguidos estavam prescritos na norma brasileira NBR 13292 para carga constante com água percolando pela amostra em regime de escoamento laminar.

Os dados utilizados para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica saturada para os materiais, natural e tratado, são mostrados na Tabela 4.3, abaixo.

TABELA 4.3 – VALORES UTILIZADOS NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Data da realização dos ensaios	material natural			material tratado		
	18/7/2007	2/8/2007	2/8/2007	24/7/2007	26/7/2007	3/8/2007
Índices de vazios	0,74	0,75	0,61	0,66	0,64	0,76
Tensão confinante (kPa)	400	350	350	300	350	350
Poropressão (kPa)	390	340	340	290	340	340
Gradiente hidráulico	6	10	8	8	8	10
Tensão efetiva (kPa)	10	10	10	10	10	10
Umidade (%)	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
Porosidade (%)	42,5	42,9	37,8	39,9	38,9	43,2
Grau de saturação (%)	0,6	0,58	0,72	0,66	0,69	0,69
Volume da amostra (cm <sup>3</sup> )	100,9	85,3	97	100,3	98,7	72,3

FONTE: PUC – RIO (2007)

#### 4.6.1 Material natural

##### 4.6.1.1 Primeira seqüência

No primeiro ensaio desta seqüência, conforme Figura 4.20, a seguir, a areia natural não teve o desempenho esperado, ou seja, uma vazão constante. O gráfico mostra um volume não constante ao longo do tempo e o resultado da condutividade hidráulica saturada do material igual a  $K_s = 1,1 \times 10^{-5}$  cm/s.

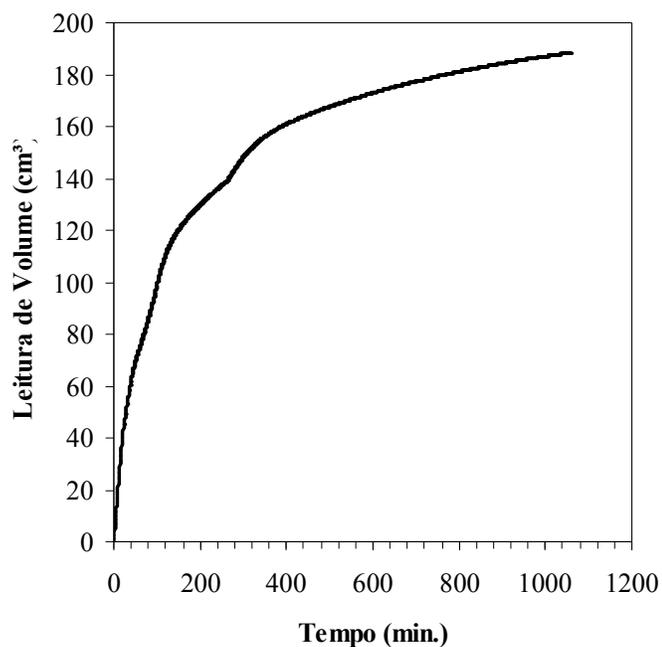


FIGURA 4.20 - PRIMEIRO CONJUNTO DE TESTE REALIZADO EM 18/07/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

No segundo ensaio  $K_s = 4,7 \times 10^{-5}$  cm/s começa a ter um resultado mais próximo ao esperado, como mostra a Figura 4.21 a seguir:

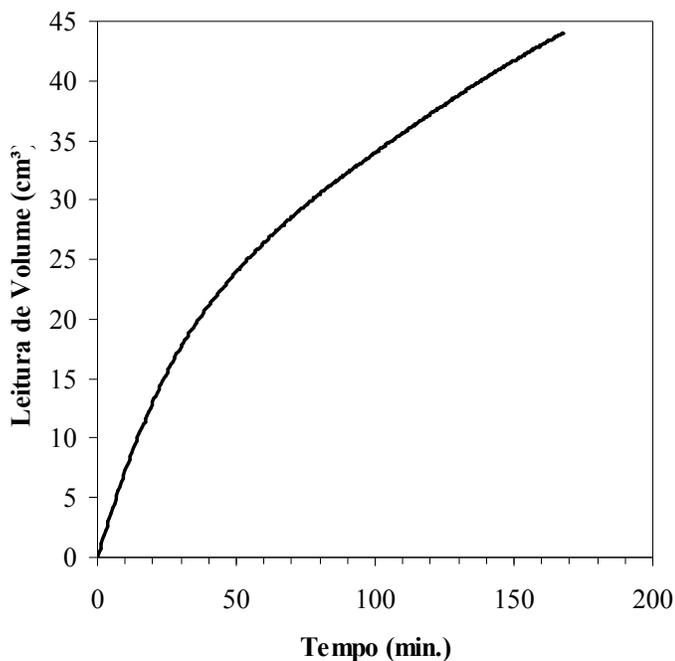


FIGURA 4.21 - SEGUNDO TESTE DO PRIMEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 18/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

Da mesma forma o terceiro ensaio com  $K_s = 9,2 \times 10^{-6}$  cm/s, onde o gráfico aproxima-se mais de uma reta, como pode ser visto na Figura 4.22, abaixo.

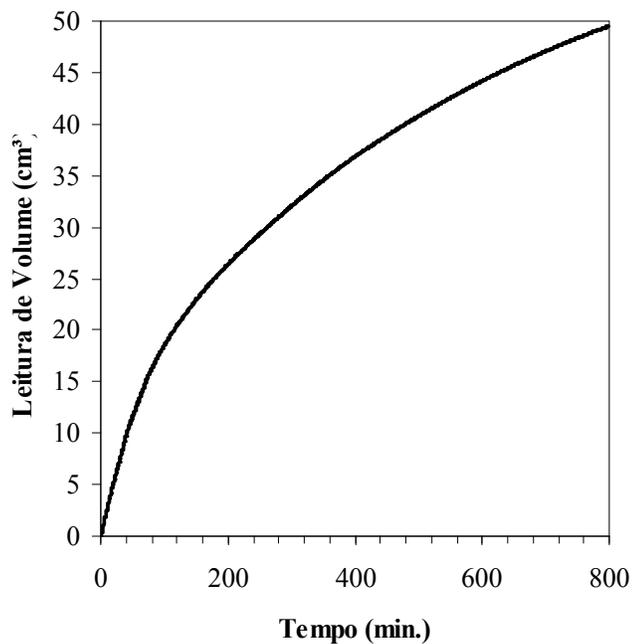


FIGURA 4.22 - TERCEIRO TESTE DO PRIMEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 18/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

#### 4.6.1.2 Segunda seqüência

Analisando-se os três testes percebe-se que a condutividade hidráulica foi praticamente a mesma ( $K_s = 4,0 \times 10^{-5}$  cm/s;  $4,0 \times 10^{-5}$  cm/s e  $1,1 \times 10^{-5}$  cm/s respectivamente) da mesma forma como os três apresentaram uma linearidade em seus gráficos, permanecendo constante o volume ao longo do tempo. No primeiro gráfico nota-se uma pequena tortuosidade, talvez por uma pequena falha correspondente à calibração do equipamento, podendo, portanto ser desconsiderada. As Figuras 4.23, 4.24 e 4.25, a seguir, mostram graficamente as análises.

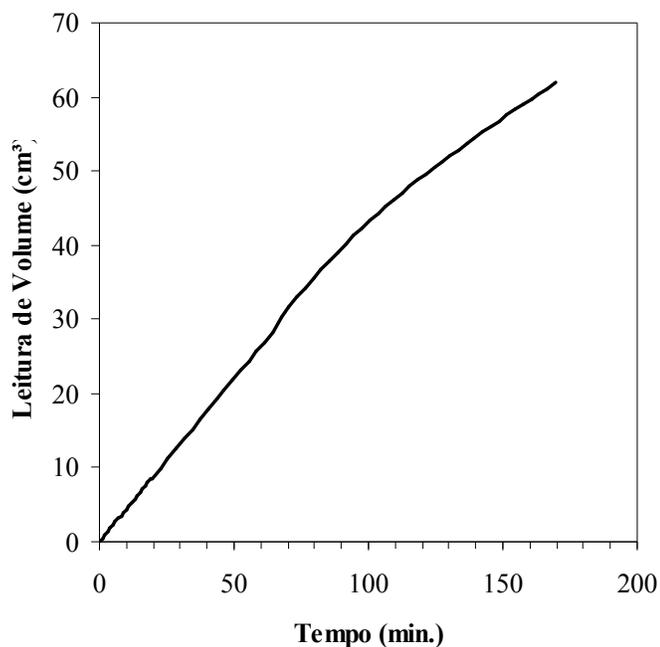


FIGURA 4.23 - PRIMEIRO TESTE DO SEGUNDO CONJUNTO REALIZADO EM 02/08/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

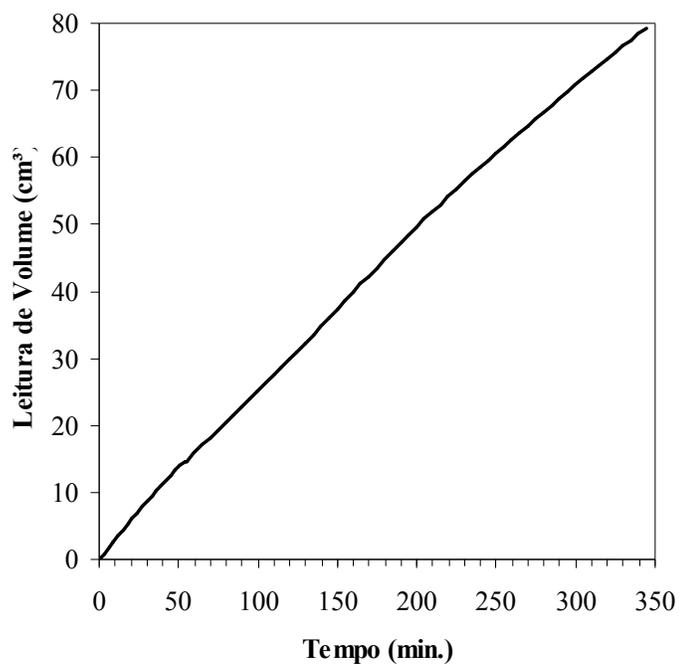


FIGURA 4.24 - SEGUNDO TESTE DO SEGUNDO CONJUNTO REALIZADO EM 02/08/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

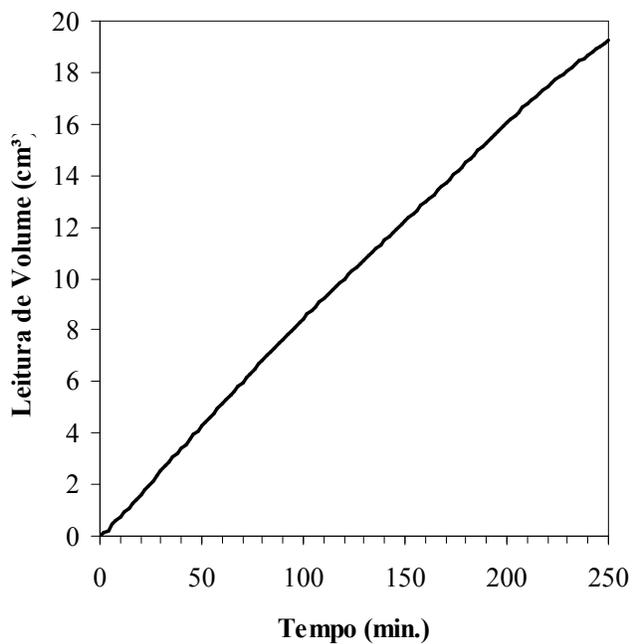


FIGURA 4.25 - TERCEIRO TESTE DO SEGUNDO CONJUNTO REALIZADO EM  
02/08/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

#### 4.6.1.3 Terceira seqüência

Neste ensaio, analisando-se os três gráficos é possível perceber que em tempo bem menor em relação aos gráficos anteriores atingiu-se uma vazão constante e sua condutividade hidráulica saturada permaneceu contínua ao longo do tempo ( $6,6 \times 10^{-4}$  cm/s,  $6,6 \times 10^{-4}$  cm/s e  $6,0 \times 10^{-4}$  cm/s). As análises estão apresentadas nas Figuras 4.26, 4.27 e 4.28, a seguir.

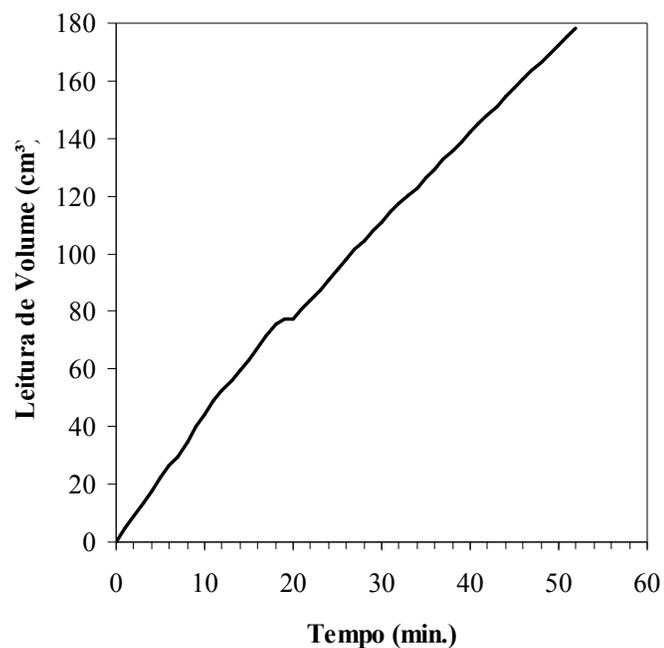


FIGURA 4.26 - PRIMEIRO TESTE DO TERCEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 02/08/2007  
FONTE: PUC-RIO (2007)

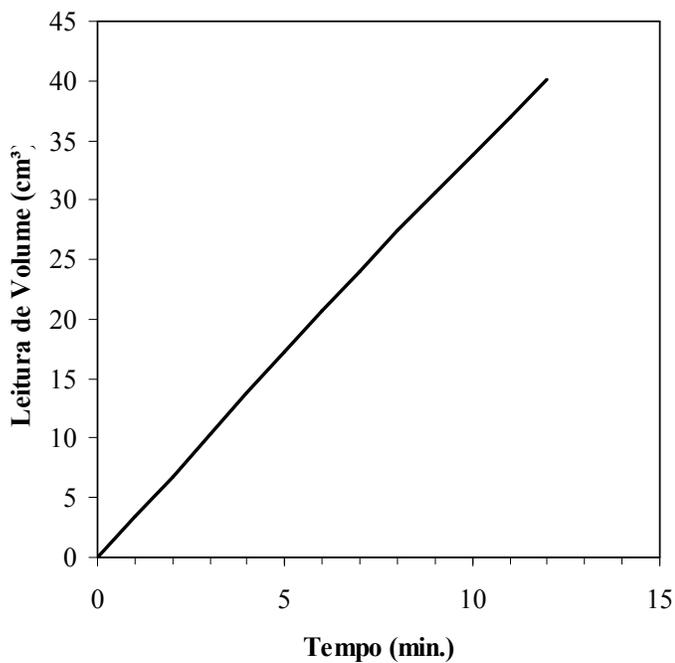


FIGURA 4.27 - SEGUNDO TESTE DO TERCEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 02/08/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

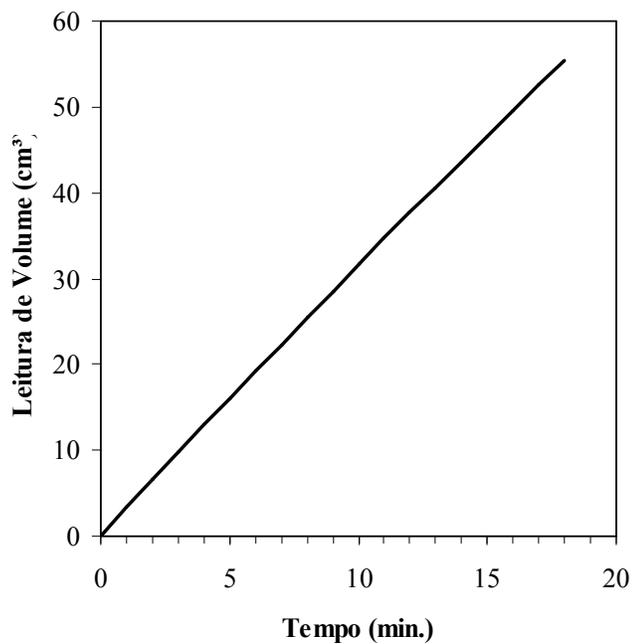


FIGURA 4.28 - TERCEIRO TESTE DO TERCEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 02/08/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

## 4.6.2 Material tratado

### 4.6.2.1 Primeira seqüência

O primeiro e o segundo gráfico, Figuras 4.29 e 4.30 respectivamente, mostram uma desproporcionalidade entre o volume e o tempo inicial. Após 2.500 e 1000 minutos respectivamente, o volume ainda não é constante atingindo um  $K_s = 5,1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  e  $6,6 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ .

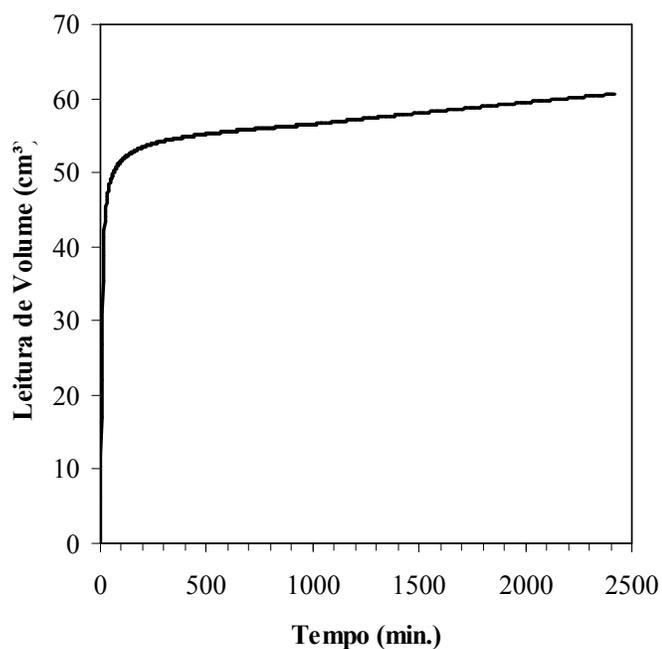


FIGURA 4.29 - PRIMEIRO TESTE DO PRIMEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 24/07/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

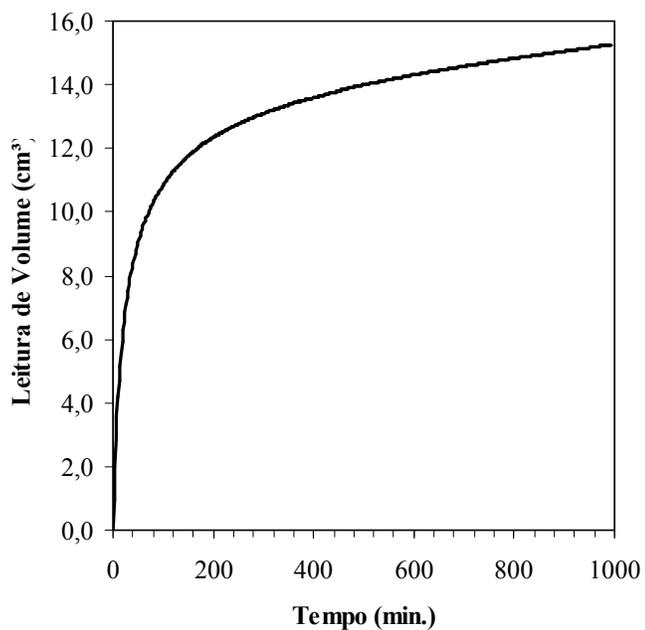


FIGURA 4.30 - SEGUNDO TESTE DO PRIMEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 24/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

O terceiro gráfico atingiu uma vazão constante em um tempo menor relativamente aos anteriores e obteve um  $K_s = 5,0 \times 10^{-7}$  cm/s, conforme demonstra a Figura 4.31, a seguir.

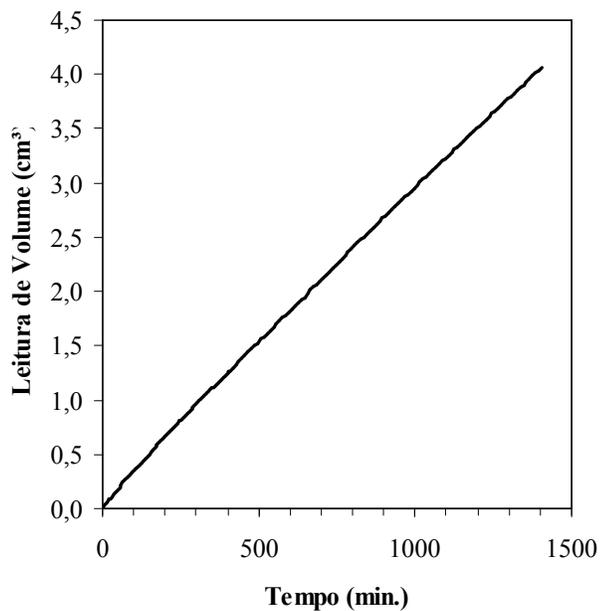


FIGURA 4.31 - TERCEIRO TESTE DO PRIMEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 24/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

#### 4.6.2.2 Segunda seqüência

O primeiro gráfico não obteve vazão constante e alcançou um  $K_s = 6,4 \times 10^{-6}$  cm/s. Já o segundo resultou em um  $K_s = 2,6 \times 10^{-5}$  cm/s e em menos de 300 minutos alcançou vazão constante, conforme mostram as Figura 4.32 e 4.33, abaixo:

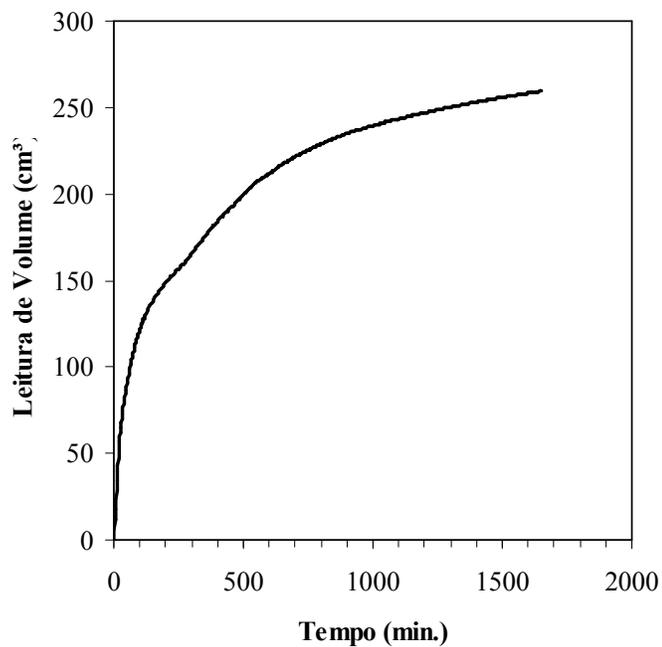


FIGURA 4.32 - PRIMEIRO TESTE DO SEGUNDO CONJUNTO REALIZADO EM 26/07/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

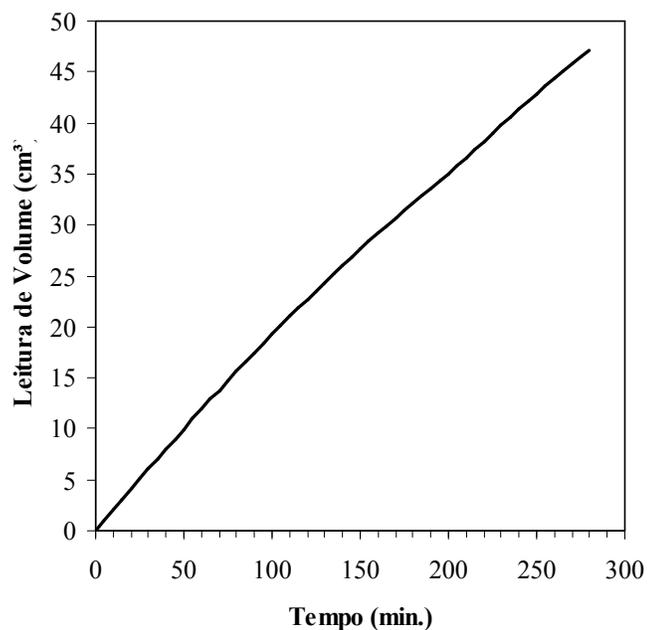


FIGURA 4.33 - SEGUNDO TESTE DO SEGUNDO CONJUNTO REALIZADO EM 26/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

O terceiro gráfico apresentou uma pequena curvatura, mas após o tempo de 800 minutos tornou-se constante e resultou em  $K_s = 5,0 \times 10^{-6}$  cm/s, como pode ser visto na Figura 4.34, a seguir.

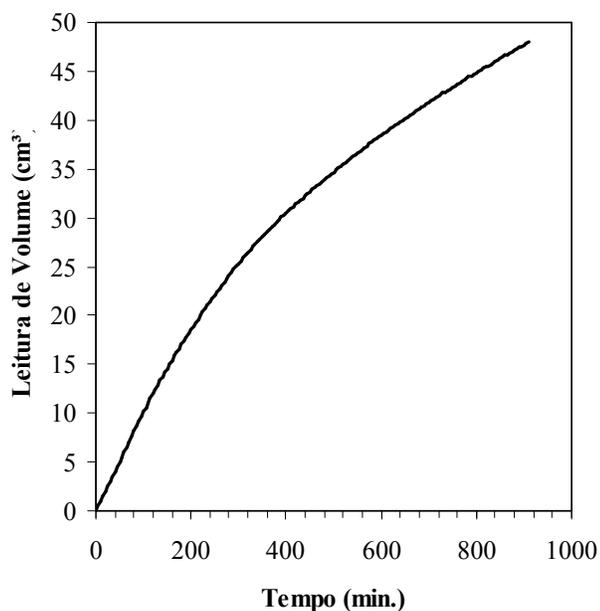


FIGURA 4.34 - TERCEIRO TESTE DO SEGUNDO CONJUNTO REALIZADO 26/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

#### 4.6.2.3 Terceira seqüência

O primeiro e o segundo ensaio obtiveram  $K_s = 6,5 \times 10^{-5}$  cm/s e  $3,0 \times 10^{-6}$  cm/s não chegando a vazão constante. Figuras 4.35 e 4.36, a seguir.

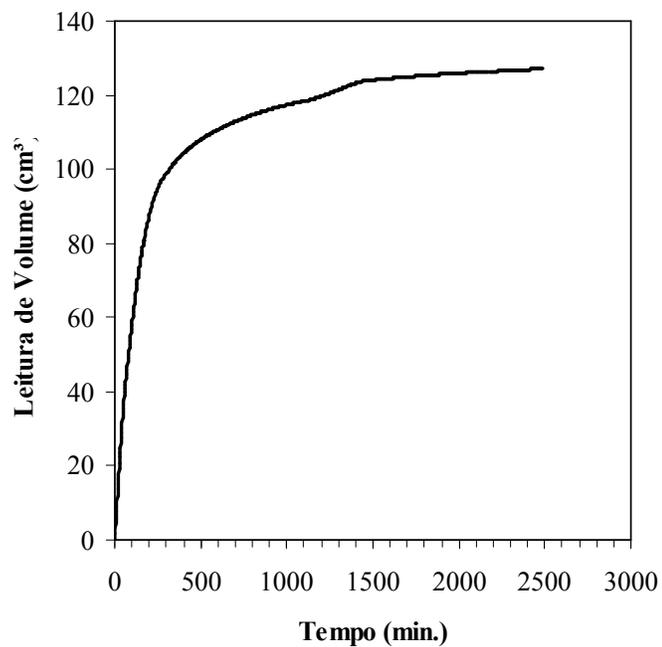


FIGURA 4.35 - PRIMEIRO TESTE DO TERCEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 03/08/2007  
FONTE: PUC - RIO (2007)

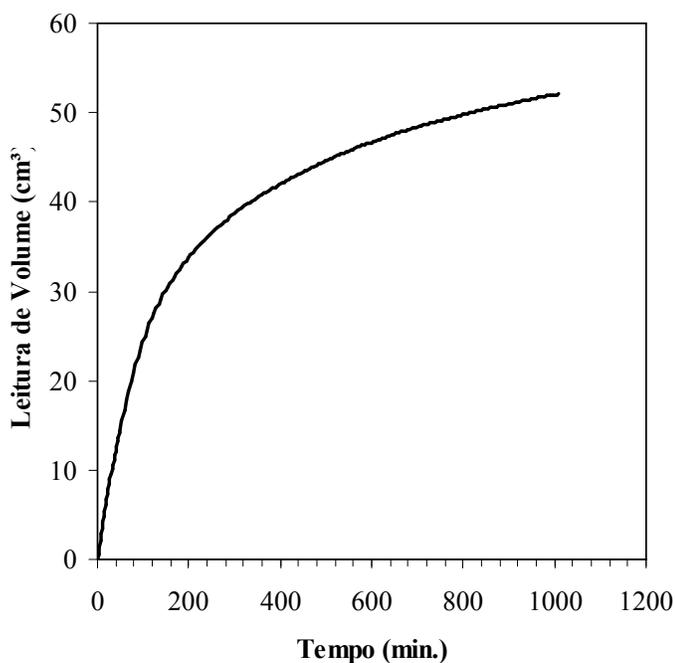


FIGURA 4.36 - SEGUNDO TESTE DO TERCEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 03/08/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

O terceiro gráfico (Figura 4.37) mostra um  $K_s = 4,5 \times 10^{-7}$  cm/s com vazão constante:

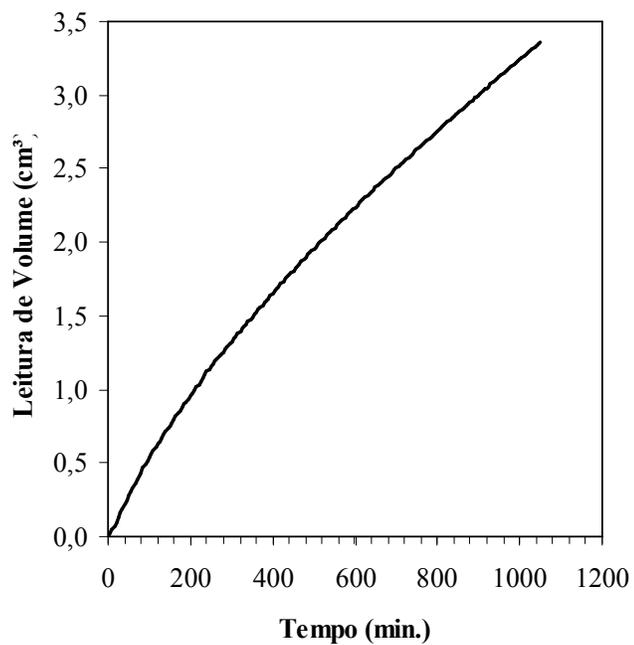


FIGURA 4.37 - TERCEIRO TESTE DO TERCEIRO CONJUNTO REALIZADO EM 24/07/2007  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

#### 4.6.3 Análise dos resultados

A avaliação do efeito de adição do agente repelente sobre a condutividade hidráulica saturada pôde ser observada pela comparação entre os ensaios com o material natural e o material tratado para as mesmas tensões confinantes. A análise dos resultados indica que em alguns ensaios os dois materiais obtiveram uma vazão constante, porém com condutividades hidráulicas diferentes em até duas ordens de magnitude. Tanto em uma situação como em outra, a tensão efetiva foi de 10 kPa e o teor de umidade determinado inicialmente na amostra foi de 17%.

Apresentam-se nas Figuras 4.38 e 4.39, a seguir, os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica saturada para os materiais natural e tratado. O solo tratado apresentou uma condutividade hidráulica saturada média de  $K_{sat} = 2,24 \times 10^{-5}$ ;  $3,3 \times 10^{-5}$  e  $6,40 \times 10^{-4}$  cm/s e o solo natural  $K_{sat} = 5,57 \times 10^{-7}$ ;  $1,25 \times 10^{-5}$  e  $2,28 \times 10^{-5}$  cm/s. Todos com tensão confinante de 350 kPa.

Apesar da diferença na inclinação da reta e do tempo de duração do ensaio, o material tratado iniciou o ensaio com vazão constante. A adição do agente repelente induziu a um aumento no tempo do ensaio para determinação da condutividade hidráulica saturada.

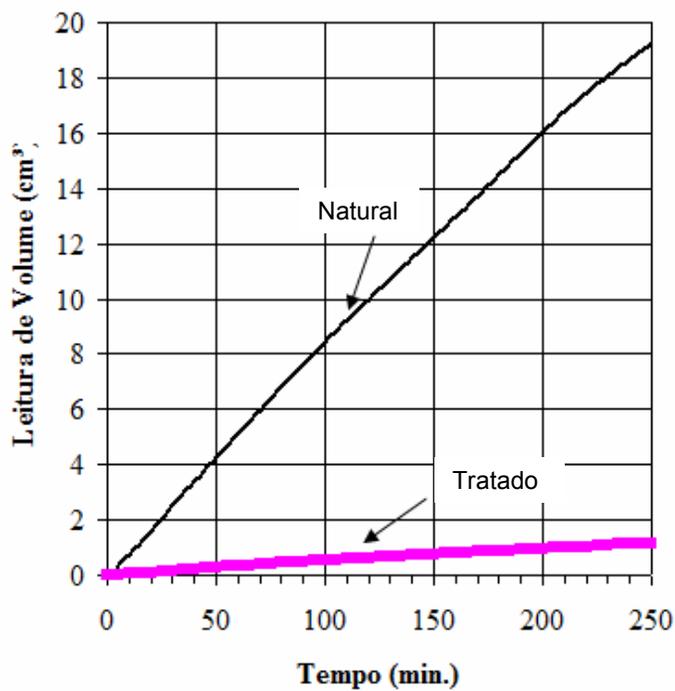


FIGURA 4.38 - COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA EM SOLO NATURAL E TRATADO.  
 FONTE: FONTE: PUC - RIO (2007) adaptado pela autora (2008)

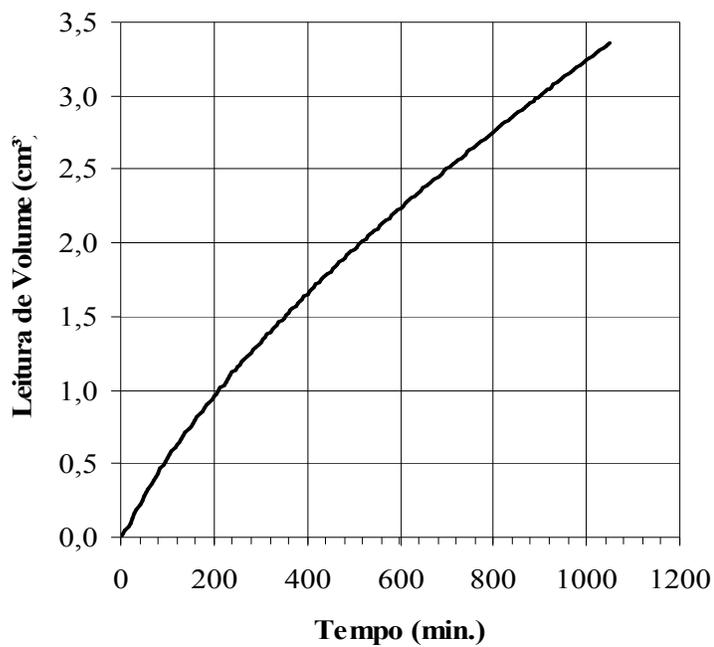


FIGURA 4.39 - ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA EM SOLO TRATADO  
 FONTE: PUC - RIO (2007)

Analisando a Figura 4.38, percebe-se a vazão de saída no solo natural constante logo no início do ensaio e assim permanecendo até alcançar o tempo de 250 minutos. Já a Figura 4.39 mostra que o solo tratado não obteve a mesma rapidez na resposta e somente após 1000 minutos de ensaio, a vazão tornou-se constante. As diversas respostas encontradas estão na Tabela 4.4, abaixo:

TABELA 4.4 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Solo	Teste	Ksat	$\sigma$	$\mu_{Ksat}$	COV
Natural	1	$1,1 \times 10^{-5}$	2,13232E-05	2,24E-05	0,95193
		$4,7 \times 10^{-5}$			
		$9,2 \times 10^{-6}$			
	2	$4,0 \times 10^{-5}$	1,67432E-05	3,03E-05	0,55197
		$4,0 \times 10^{-5}$			
		$1,1 \times 10^{-5}$			
	3	$6,6 \times 10^{-4}$	3,4641E-05	6,40E-04	0,05413
		$6,6 \times 10^{-4}$			
		$6,0 \times 10^{-4}$			
Tratado	1	$5,1 \times 10^{-7}$	8,96289E-08	5,57E-07	0,16101
		$6,6 \times 10^{-7}$			
		$5,0 \times 10^{-7}$			
	2	$6,4 \times 10^{-6}$	1,17411E-05	1,25E-05	0,9418
		$2,6 \times 10^{-5}$			
		$5,0 \times 10^{-6}$			
	3	$6,5 \times 10^{-5}$	3,65541E-05	2,28E-05	1,60208
		$3,0 \times 10^{-6}$			
		$4,5 \times 10^{-7}$			

FONTE: A autora (2008)

NOTA:

$\sigma$  = desvio padrão

$\mu_{Ksat}$  = valor médio

COV= coeficiente de variação

Nem todos os ensaios realizados para o solo tratado resultaram em vazão constante. Isso pode ter acontecido pelo fato de o agente repelente ter saído na água devido aos ciclos de secagem e umedecimento. Essa hipótese não pode ser verificada experimentalmente em função do pouco tempo disponível para a execução deste ensaio.

## 5 MODELAGEM NUMÉRICA DA ALTURA CAPILAR AO LONGO DO TEMPO DOS MATERIAIS TRATADO E NATURAL

A presente seção possui por objetivos descrever e discutir as diferenças comportamentais observadas nas características hidráulicas e um solo arenoso natural quando tratado com um agente indutor de repelência à água. O capítulo apresenta a estimativa da função de condutividade hidráulica a partir das curvas de retenção de umidade de ambos os materiais adotando-se o modelo de Mualem – van Genuchten, a execução de ensaios de infiltração transiente em colunas de solo natural e tratado, e a simulação numérica do processo de infiltração.

### 5.1 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO TRANSIENTE

Foram realizados dois ensaios de ascensão capilar, um para cada tipo de material. Em ambos os ensaios, utilizou-se o equipamento desenvolvido por Furlan e Dell'Avanzi (2007), ilustrado nas Figuras 2.3 e 2.4, usando-se amostras de solo moldadas pelo procedimento de chuva de areia descrito por Presti et. al (1992), adotado por Camilotti et. al (2006).

Depois de moldada a coluna de solo, adicionou-se gradualmente água às colunas laterais da caixa, observando-se e medindo com a utilização de uma régua fixa a ascensão gradativa da frente de umedecimento na coluna de areia ao longo do tempo. Quando a frente de umedecimento atingiu uma altura de 5 cm, foi colocada água nos recipientes laterais, formando um nível d'água constante de 5 cm de altura. Basicamente, o procedimento de ensaio consistiu na avaliação da variação da altura capilar ao longo do tempo, realizada visualmente.

Os ensaios de infiltração foram definidos por terminados quando a estaticidade do perfil de umidade foi verificada por um período não inferior a 48 horas após a última observação de mudança de frente de umedecimento.

O procedimento utilizado para o material tratado foi similar ao adotado para o solo natural. Os resultados obtidos estão dispostos na Figura 5.1, que mostram

uma ascensão capilar consideravelmente maior na areia natural do que na areia tratada.

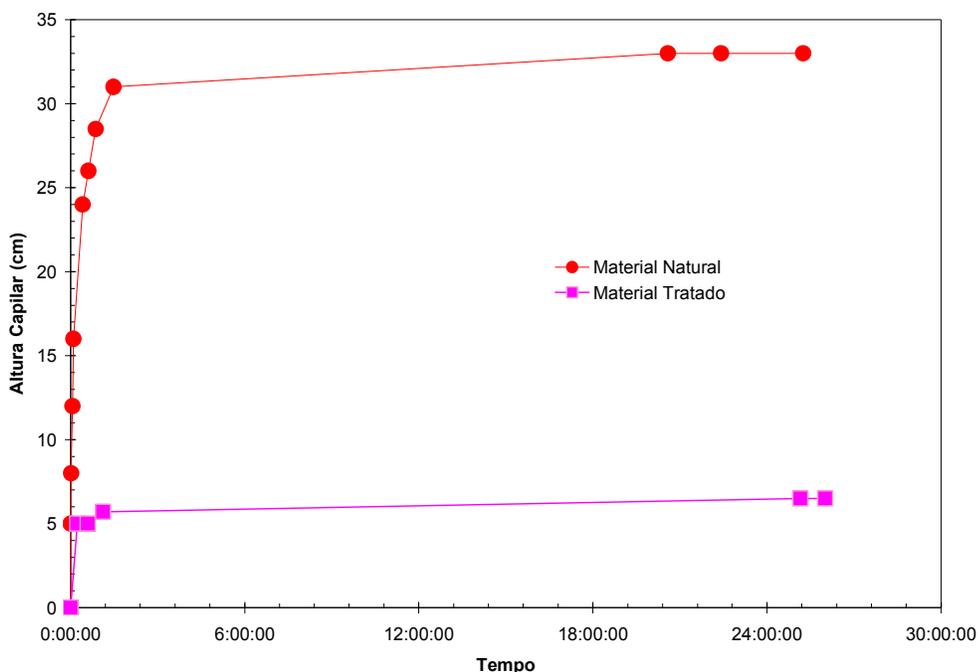


FIGURA5.1 - DIFERENÇA DA ALTURA CAPILAR AO LONGO DO TEMPO PARA AREIA NATURAL E TRATADA

Uma vez que a medição dos valores foi feita visualmente, nota-se a ausência de medições em um período entre 5 e 18 horas de experimento, devido à impossibilidade de acesso ao laboratório neste período.

## 5.2 AVALIAÇÃO DA ACURÁCIA DO MODELO DE MUALEM-VAN GENUCHTEN NA PREVISÃO DA FUNÇÃO-K DO SOLO

Utilizou-se a simulação numérica do processo de infiltração transiente, como ferramenta para a avaliação da acurácia da função de condutividade hidráulica do solo. Tal procedimento visou esclarecer informações conflitantes sobre a validade preconizada do modelo de Mualem-van Genuchten na descrição da condutividade hidráulica não saturada dos solos (van Genuchten, 1980; Choo e Yanful, 2000).

A metodologia de simulação de fluxo baseou-se na solução da equação de

Richards (1931) pelo método das diferenças finitas implementado em ambiente de planilhas eletrônicas (Guizelini, 2007). As facilidades de uso de planilhas eletrônicas em estudos de modelagem de fluxo de água em solos foram apresentados por Taytelbaum e Dell'Avanzi (2006). A acurácia da ferramenta numérica na simulação de infiltração transiente foi avaliada através da comparação dos resultados da simulação numérica de um processo de infiltração unidimensional com os resultados obtidos utilizando-se as soluções analíticas obtidas por Srivastava e Yeh (1991) e Mannich e Dell'Avanzi (2006). Desta comparação, pôde-se concluir pela ótima robustez do algoritmo numérico implementado na modelagem de problemas de fluxo transiente não saturado unidimensional.

O procedimento de avaliação da acurácia do modelo de Mualem-van Genuchten envolveu a estimativa da função-k dos solos natural e tratado a partir das curvas de retenção de umidade obtidas experimentalmente para os dois tipos de materiais (Furlan e Dell'Avanzi, 2007). Utilizando-se estes parâmetros, simulou-se o processo de ascensão capilar ao longo do tempo para ambos os materiais. Os resultados da simulação numérica foram então comparados aos resultados experimentais dos ensaios de infiltração para avaliação da acurácia da função-k estimada pelo modelo de Mualem-van Genuchten.

Os parâmetros do modelo de van Genuchten (1980) para descrição da curva de retenção de umidade foram definidos empiricamente focando o melhor ajuste do modelo matemático aos dados experimentais obtidos durante processo de umedecimento. Apresenta-se na Figura 5.2, os resultados experimentais das curvas de umedecimento de ambos os materiais e respectivos ajustes do modelo de van Genuchten (1980). Os valores dos respectivos parâmetros estão apresentados na Tabela 5.1.

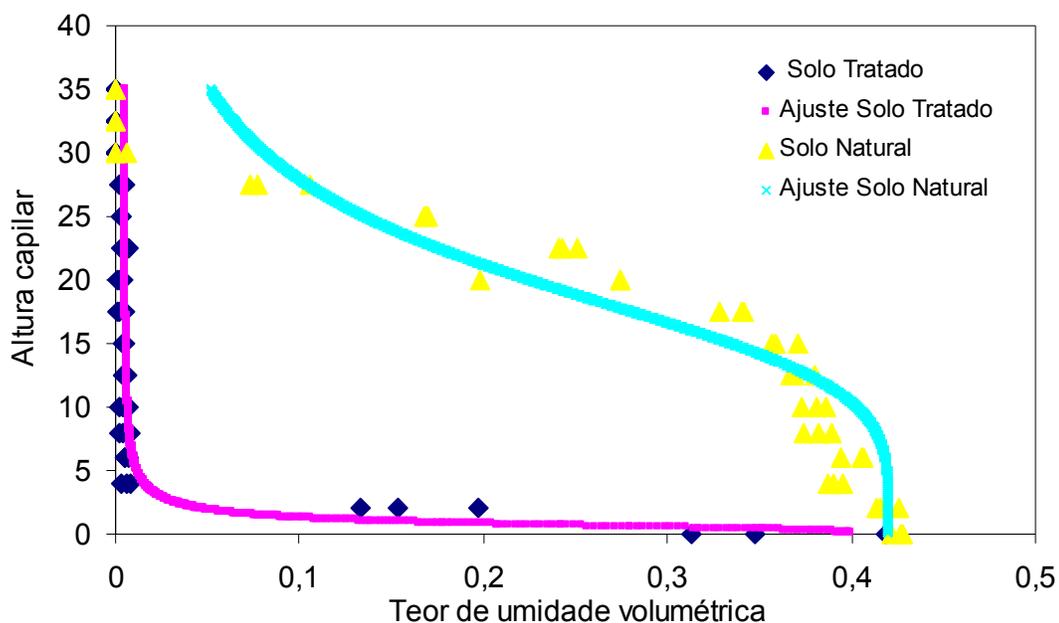


FIGURA 5.2 - AJUSTE DE CURVAS PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE VAN GENUCHTEN

TABELA 5.1 - PARÂMETROS DOS SOLOS UTILIZADOS NO MODELO NUMÉRICO

Parâmetros	Solo Natural	Solo Tratado
Porosidade (%)	42	40
Teor de umidade volumétrica residual (%)	5	5
$K_{sat}$ (m/s)	$6,6 \times 10^{-6}$	$4,5 \times 10^{-9}$
N	5,55	3,5
$\alpha$ (1/ kPa)	0,05	1,5

FONTE: A autora (2008)

Analisando-se a Figura 5.2, observa-se que para o material natural, o modelo de van Genuchten (1980) tende a sobrestimar as magnitudes de umidade volumétrica para alturas capilares inferiores a 15 cm, não descrevendo satisfatoriamente a relação umidade volumétrica vs. altura capilar para magnitudes de umidade próximas da residual.

Analisando-se a curva de retenção de umidade do material tratado, observa-se que o modelo de van Genuchten (1980) induz a uma pequena subestimação dos valores de teores de umidade volumétricos para alturas capilares inferiores a 4 cm.

As condutividades hidráulicas saturadas utilizadas na simulação numérica foram adotadas pelo critério de menor coeficiente de variação nos grupos de ensaios executados (resultados mostrados na Tabela 4.4). Para os ensaios realizados com a

areia natural, o terceiro grupo de testes apresentou menor coeficiente de variação entre os resultados, logo, foi adotada a média das condutividades hidráulicas saturadas determinadas, com um valor de  $6,4 \times 10^{-6}$  m/s. Para os ensaios realizados com a areia tratada, o primeiro grupo de testes apresentou menor coeficiente de variação, sendo então o valor de condutividade hidráulica saturada adotado de  $5,6 \times 10^{-9}$  m/s.

As funções de condutividade hidráulica das areias, previstas pelo modelo de Mualem-van Genuchten, estão representadas na Figura 5.3 em escala semi-logarítmica. Analisando-se as curvas apresentadas, pode-se verificar as diferenças introduzidas no comportamento hidráulico do solo devido ao tratamento para indução à repelência. De maneira geral, pode-se observar que o tratamento com material repelente produziu mudanças consideráveis de comportamento quanto ao decaimento das funções-k. Enquanto que se observa um decaimento gradual para o material natural, para o material tratado o decaimento aproximou-se de um comportamento exponencial (muito próximo ao descrito pelo modelo de Gardner, 1958).

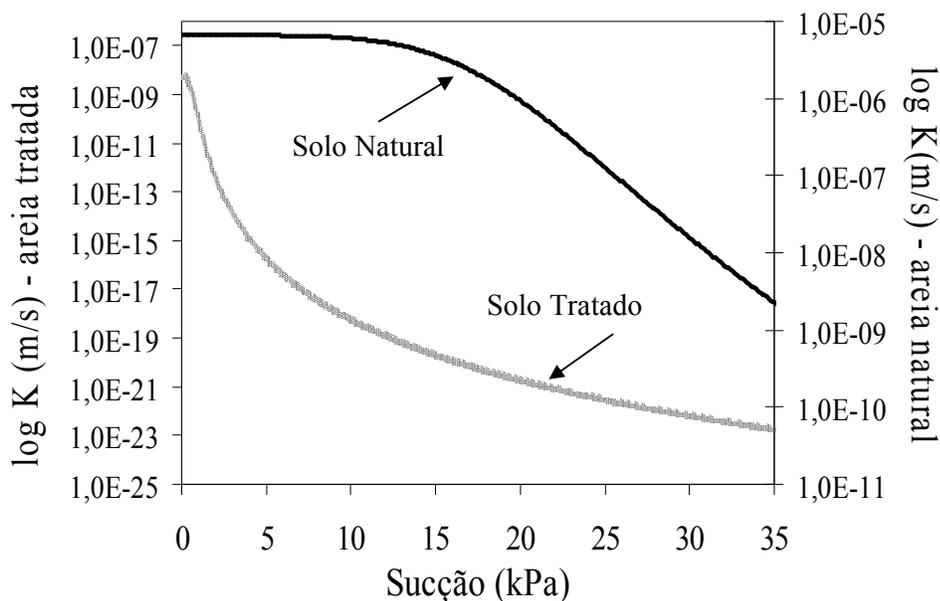


FIGURA 5.3 - FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA PELO MODELO DE MUALEM-VAN GENUCHTEN.

Observa-se que, para uma sucção igual a 10 kPa, a magnitude da condutividade hidráulica do material tratado é da ordem de  $10^{-18}$  m/s, enquanto que a magnitude da condutividade hidráulica do material natural é da ordem de  $10^{-6}$  m/s. Para sucções da ordem de 20 kPa, a diferença entre as magnitudes de condutividade hidráulica não saturada atinge 14 ordens de magnitude. Tal diferença leva a crer no excelente potencial de utilização do efeito de repelência à água em solos para emprego no projeto de barreiras capilares. A diferença comportamental das condutividades hidráulicas não saturadas da areia natural e tratada torna possível à formação de uma barreira capilar utilizando-se material de uma única procedência.

Como condição inicial, adotou-se uma sucção referente à um teor de umidade volumétrico próximo do residual, e uma sucção nula como condição de contorno na base ao longo do tempo, tendo-se como datum a base da camada de solo. O incremento de profundidade aplicado para convergência dos valores foi de 0,5 cm para a areia tratada e de 1,0 cm para a areia natural. As variações de tempo utilizadas para a areia tratada, foi de 0,36 s para até uma hora e meia de fluxo, alterando-se posteriormente o valor para 36 s. Para a areia natural, a variação do tempo foi sempre de 0,36 s.

Com os resultados da simulação do fluxo, obtêve-se o gráfico do teor de umidade volumétrico em relação à altura ao longo do tempo, representado pela Figura 5.4 para a areia natural, e pela Figura 5.5 para a areia tratada.

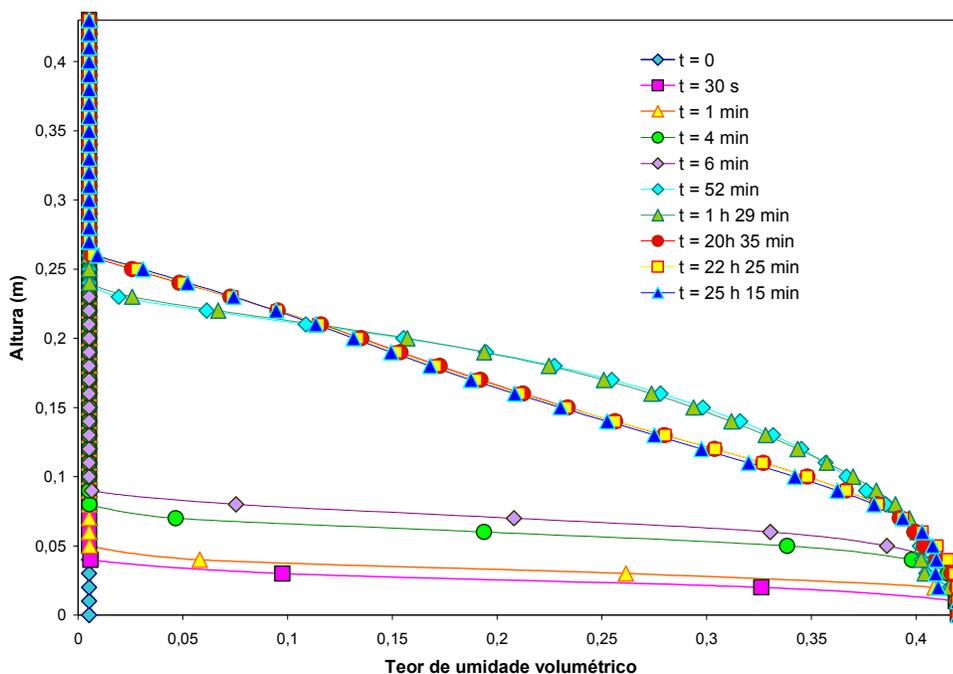


FIGURA 5.4 - TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO EM RELAÇÃO À ALTURA DE UMA CAMADA DE AREIA NATURAL.

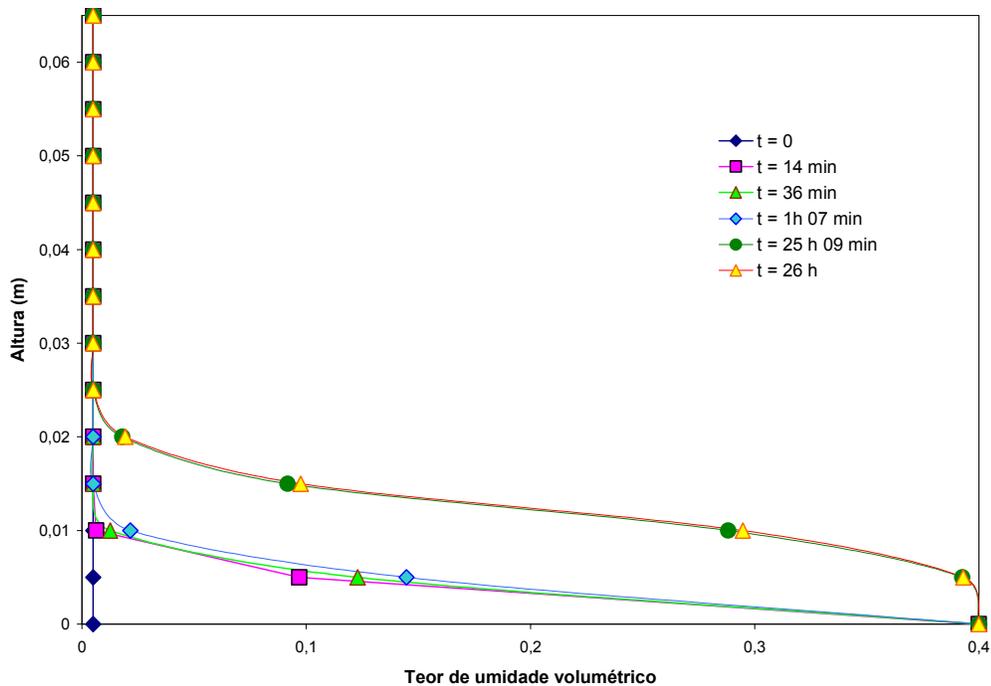


FIGURA 5.5 - TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO EM RELAÇÃO À ALTURA DE UMA CAMADA DE AREIA TRATADA.

A partir dos gráficos do teor de umidade volumétrico em relação à altura, foram analisados os pontos em que o teor de umidade volumétrico assume valores ligeiramente acima do teor de umidade volumétrico residual de cada areia. Dado este valor, a altura correspondente equivale à altura máxima atingida pela frente de umedecimento até o determinado tempo. Deste modo, gera-se o gráfico da ascensão capilar transiente das areias, mostrado na Figura 5.6.

Os valores da altura capilar indicados na Figura 5.6 apresentam um incremento de 5 cm em relação à altura obtida pelos gráficos do teor de umidade volumétrico para comparação com os resultados experimentais, pois este incremento é devido ao nível d'água de 5 cm imposto no ensaio de coluna.

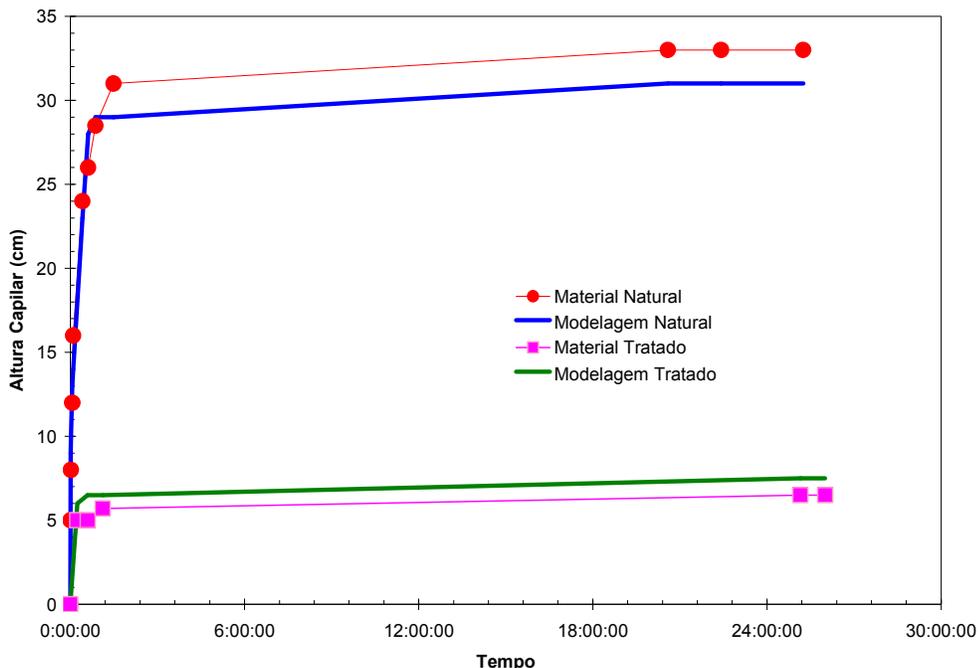


FIGURA 5.6 - RESULTADOS NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DO AUMENTO DA ALTURA CAPILAR AO LONGO DO TEMPO

A diferença dos valores de condutividade hidráulica de saturação devido ao agente repelente reflete na altura capilar do solo. Para a areia natural, a altura capilar atinge um valor de aproximadamente 33 cm, sendo que, para a areia repelente, este valor chega a apenas 6,5 cm.

A simulação numérica mostrou-se bastante acurada, apresentando uma pequena disparidade de aproximadamente 1,5 cm na determinação da altura capilar de cada areia. Para a areia natural, a simulação numérica subestimou os resultados,

ao contrário da simulação para a areia tratada, a qual superestimou os valores comparados com os resultados experimentais. Tal disparidade não interfere no resultado, uma vez que a determinação da altura capilar foi feita visualmente, considerando o fluxo de água entre o solo e o vidro da caixa, o que não quer dizer que esse seja o fluxo real que ocorre na areia, pois no contato vidro-solo o ângulo de contato é menor que entre as partículas do solo. Outro fator que pode ter gerado tal diferença nos resultados é o valor do incremento de profundidade necessário para a convergência dos valores.

## 6 CONCLUSÕES

O objetivo desta dissertação foi o estudo e comparação das características de um solo arenoso natural e desse mesmo solo impregnado com politetrafluoretileno (PTFE), para indução do efeito de repelência. Essas características permitiram avaliar as propriedades mecânicas e hidráulicas tanto para um tipo de solo quanto para outro.

Encontram-se descritos detalhadamente no Capítulo 4 os ensaios de compactação, utilizando o método de chuva de areia (CAMILOTTI *et. al.*,2006); cisalhamento direto; curvas de retenção de umidade, carga d'água e de condutividade hidráulica saturada; com seus respectivos resultados.

De acordo com o ensaio de compactação o agente hidrofóbico contribuiu significativamente para o solo atingir densidades relativas superiores ao solo natural para uma determinada altura de queda. Considerando-se ainda maior vazão e uma altura de queda de 20 cm a densidade relativa do material natural foi 12% enquanto o material tratado apresentou densidade relativa de 37%. Para uma altura de queda igual a 160 cm, os resultados da densidade relativa foram 21% e 49% para os solos natural e tratado respectivamente.

Outro aspecto verificado foi a influência da vazão sobre a densidade relativa. Para vazões pequenas, quanto maior a altura de queda, menor é a diferença entre as curvas de compactação de ambos os solos. Em contrapartida, para vazões maiores a altura de queda exerce maior influência na diferença das densidades.

Os resultados encontrados a partir dos ensaios de cisalhamento levaram a crer que o solo tratado tem tendências a atingir magnitudes menores de volume se comparado ao solo natural. Essa realidade indica haver mais facilidade de rearranjo entre as partículas.

Outro fator bastante interessante foi que presença do agente repelente induziu a uma diminuição da resistência ao cisalhamento do solo com o aumento da tensão normal aplicada.

De acordo com as curvas de retenção de umidade (CRUS) obtidas durante os ensaios, tanto o solo natural como o tratado alcançaram teores de umidade volumétricos e altura capilar semelhantes. Com isso, permite-se acreditar que a adição do agente repelente ao solo não induziu mudanças consideráveis no

processo de drenagem do solo.

Quanto ao ensaio de coluna drenante foi possível identificar o efeito de repelência à água no solo como sendo muito mais intenso durante o processo de umedecimento. Para o mesmo nível de água, 5 cm, a altura capilar atingiu 28 cm para o solo natural e 1,5 cm para o solo tratado. Isso mostra o efeito de repelência à água em solos como um processo capaz de ser tão intenso a ponto de induzir a diminuição substancial do efeito de capilaridade no solo.

Esse fenômeno provavelmente ocorre pela inversão da curvatura do menisco da superfície do fluido percolando o solo tratado. A não consideração desse efeito, mostram as avaliações, pode induzir a estimativas errôneas do fluxo de água através do meio repelente.

O ensaio do valor de entrada de água mostrou o solo tratado com capacidade de suportar uma carga d'água de 9 cm de altura antes do rompimento da barreira capilar. Isso indica que ao utilizar um solo tratado na base da barreira capilar, não se faz necessária um solo de granulometria mais fina na parte superior permitindo utilizar um solo de mesma granulometria para criação da barreira capilar.

Os ensaios de condutividade hidráulica saturada dos solos natural e tratado, indicaram diferenças substanciais em seus resultados. Em geral, o solo tratado apresentou magnitudes de condutividade hidráulica saturada consideravelmente menores em relação o solo natural. Essas diferenças atingiram até 3 ordens de magnitude, mostrando indiretamente, o efeito de mudança no ângulo de contato fluido solo.

A simulação do fluxo transiente para a determinação da altura capilar em planilhas eletrônicas, com a aplicação do modelo de Mualem-van Genuchten, apresentou resultados satisfatórios, que se mostraram praticamente idênticos aos resultados obtidos experimentalmente. Isto caracterizou uma boa previsão das funções de condutividade hidráulica das areias apresentadas pelo modelo proposto.

Com base em todas as características avaliadas e nos resultados encontrados, entende-se que o solo tratado com material repelente (PTFE) tem características técnicas favoráveis para ser utilizado como barreira capilar em cobertura de aterros sanitários. Essa realidade aqui comprovada possibilita o tratamento do solo local, eliminando os custos com transporte de material selante.

## **7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Um dos estudos a ser sugerido versa sobre o estudo do comportamento hidro-mecânico de um solo argiloso quando tratado quimicamente com politetrafluoretileno (PTFE).

Estudos mais específicos a respeito do comportamento do solo tratado quando utilizado em barreiras capilares. Modelos reduzidos, utilizando solo argiloso e arenoso, com simulação de intempéries.

Outro trabalho importante seria o estudo de viabilidade econômica do uso do politetrafluoretileno no solo, assim como tecnologias alternativas em substituição a atual.

Também seria importante realizar pesquisas experimentais sobre a utilização do solo tratado como sistema de impermeabilização de base das células de disposição de resíduos sólidos.

## REFERÊNCIAS

ABICHOU, T; LANGONII, G.; TAWFIQ, K. (2003) Assessment of alternative earthen final covers for Florida landfills. Report from Florida Center for Solid and Hazardous Waste Management.

ANDERSON, J. E. (1997). Soil-plant cover systems for final closure of solid waste landfills in arid regions. p. 27–38, Idaho State University.

ARYA, L.M, E PARIS, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict soil moisture characteristics from particle-size distribution and bulk density data. Soil Science Soc., v.45, p. 1023-1030.  
[http://cropandsoil.oregonstate.edu/classes/css435/refs/Arya\\_Paris1981.pdf](http://cropandsoil.oregonstate.edu/classes/css435/refs/Arya_Paris1981.pdf). Acesso: 07/10/2007.

ARYA, L. M; LEIJ, F.J; SHOUSE, P.J; VAN GENUCHTEN, M.T. (1999) Relationship between the hydraulic conductivity function and the particle size distribution. Soil Science Society of America Journal.  
<http://soil.sciijournals.org/cgi/content/abstract/63/5/1063>. Acesso: 10/10/2007

ARYA, L. M; LEIJ, F. J; VAN GENUCHTEN, T.H; SHOUSE, P. J. (1999) Scaling parameter to predict the soil water characteristic from particle-size distribution data - Soil Science Society of America Journal.

ASTM D 422-00 Standard test method for particle-size analysis of soils. American Society of Testing Materials, USA.

ASTM D 4253-00 Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. American Society of Testing Materials, USA.

ASTM D 4254-00 Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. American Society of Testing Materials, USA.

ASTM D 854-02 Standard test method for specific gravity of soil solids by water pycnometer. American Society of Testing Materials, USA.

BENSON, C.H; BOSSCHER, P. J; LANE, D. T; PLISKA, R. J. (JUN 1994) Monitoring-system for hydrologic evaluation of landfill covers. GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL v. 17, p.138-149.  
<http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>. Acesso 14/05/2007

BENSON, C. H; KHIRE, M. V. Earthen covers for semi - arid and arid climates. Geoenvironment 2000 – ASCE, Phoenix – Arizona.

BENSON, C. H.; ALBRIGHT, W. H.; ROESLER, A. C; ABICHOU, T. (2002). Evaluation of final cover performance: field data from the alternative cover assessment program (ACAP). Proceedings, Tucson, AZ, WM '02 Conference, February, p. 24-28.

BEVEN, K.; GERMANN, P. (1982). Macropores and water flow in soils. Water Resources Research, v.18, p. 1311–1325.

BEWS, B. E; BARBOUR, S. L; WILSON, G. W; O'KANE, M. (1997). The design of lysimeters for low flux cover system over acid generating waste, Canadian Geotechnical Golden Jubilee Conference, v.1, p 26-33.

BOSCOV, M. E. G. Desafios geotécnicos no projeto e construção de aterros de resíduos. COBRAMSEG´2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, Anais, Curitiba.

BOUTWELL, G. P; FIORE, V. A. Settlement of clay cover on saturated garbage. Geoenvironment 2000 – ASCE. Phoenix – Arizona.

BRONSWIJK, J.J.B; HAMMINGA, W.; OOSTINDIE, K. (1995). Field-scale solute transport in a heavy clay soil. Water Resources Research, v.31, p.517-526.

CAMILOTTI, G.; KROETZ, M. E DELL´AVANZI, E. (2006). Influência de um agente químico nas características de compactidade e resistência de uma areia. Geojovem 2006, ABMS, pp. 5-10, Nova Friburgo.

CHIU, T. F; SHACKELFORD, C. D. (Jun 1998). Unsaturated hydraulic conductivity of compacted sand-kaolin mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.124, p. 160. Acesso: 16/05/2007  
<http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>

CHOO L. P.; YANFUL E. K. (Apr 2000). Water flow through cover soils using modeling and experimental methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* v.126, p. 324-334. Acesso 18/05/2007  
<http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>

DAS, B. M. *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. 6. ed. São Paulo. Thomson Learning, 2007.

DEKKER, L.W.; RITSEMA, C.J. (1994 a). How water moves in a water repellent sandy soil: 1. Potential and actual water repellency. *Water Resources Research* v.30, p. 2507–2517.

DEKKER, L.W.; RITSEMA, C.J. (1996 b). Preferential flow paths in a water repellent clay soil with grass cover. *Water Resources Research*, v. 32, p. 1239–1249.

DELL'AVANZI, E. (2004). *Unsaturated flow under increased gravitational field*. PhD Thesis University of Colorado at Boulder, CO, USA.

DELL'AVANZI, E.; ZORNBERG, J. G.; CABRAL, A.R. (2004). Suction profiles and scale factors for unsaturated flow under increased gravitational field. *Soils and Foundations* 44, v. 03, pp. 79-90.

DELL'AVANZI, E. Comparison between predicted and measured hydraulic conductivity of an unsaturated soil, *UNSAT 2006*, ASCE, Arizona, USA, v. 2, p. 1513-1524.

DELL'AVANZI, E.; MÄNNICH, M. Solução analítica de fluxo transiente não saturado para avaliação do potencial de uso de solos repelentes à água. *COBRAMSEG'2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica*, Anais, Curitiba, v.3, p.1383-1388.

FANTINATTI NETO, F. P.; TIBANA, S.; ALMEIDA, F. T. DE; SANTOS JR., E. L. DOS; PESSANHA, A. O. S.; VICENTE, N. DE O.; CAMPOS, F. S. Estudo da dinâmica de fluxo subterrânea da área de disposição final de resíduos da cidade de campo dos Goytacazes/RJ. *COBRAMSEG'2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica*, Anais, Curitiba, v.3, p.1329 – 1334.

FERREIRA, M. A. da S; MAHLER, C. F. Avaliação do solo das camadas de coberturas intermediárias e finais: Estudo de Caso. *COBRAMSEG'2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica*, Anais, Curitiba, v.3, p. 1377 – 1382.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, N.Y, 1993.

FURLAN, G. C. E DELL'AVANZI, E. (2007). Avaliação na Influência de um Agente Contaminante Hidrofóbico nas Características de Retenção de Umidade de um Solo Arenoso. REGEO 2007, pp18-1, Recife, PE.

GARDNER, W. R. (1958) Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science, v. 85,p. 228-232.

GARDNER, W. R. (1958), Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. U. S. Department of Agriculture.

GARDNER, W.R. (1973) Prediction of evaporation from homogeneous soil based on flow equation. Soil Science Society Of America Journal v. 37, p. 513-516.  
<http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>. Acesso: 16/05/2007

GARDNER, W.R. HILLEL, DI. (1962). Relation of external evaporative conditions to drying of soils. Journal of Geophysical Research, v.67, p. 4319.  
<http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>. Acesso:16/05/2007

GUIZELINI, A. P. (2007). Modelagem de Fluxo Não Saturado Unidimensional em Planilhas Eletrônicas. Trabalho final de curso, Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Paraná.

KRAMMES, J.S.; DEBANO, L.F. (1965). Soil wettability: a neglected factor in watershed management. Water Resources Research, v.1, p. 283–286.

LAMBE, T. W.; WHITHMAN, R. V (1979). Soil mechanics. SI Edition. John Wiley e Sons, N.Y., USA.

LANE, K. S e WASHBURN, S. E (1946). “Capillary tests by capilarimeters and by soil filled tubes”. Proceedings of Highway Research Board, 26, 460 – 473.

LIBARDI, P. L. Dinâmica da água no Solo. Edusp - Editora da universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2005, 335 p.

LIU, Y.; STEENHUIS, S.; PARLANGE, J.-Y.(1994b). Closed-form solution for finger width in sandy soils at different water contents. *Water Resources Research*, v. 30, p. 949-952.

MANNICH, M. e DELL'AVANZI, E. (2006). Estudo do efeito de repelência à água em processos de infiltração de solos não saturados. 14º Evento de Iniciação Científica da Universidade Federal do Paraná.

MUALEM, Y. (1976). Hysteretical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, v.12, p.1248 – 1254.

NATIV, R. (mar 1991). Radioactive-waste isolation in arid zones. *Journal of Arid Environments*, v. 20, p. 129-140. Acesso: 18/05/2007  
<http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>

NBR 13292 (abr 1995). Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NYHAN, J.; LANGHORST, G.; MARTIN, C.; MARTINEZ, J.; SCHOFIELD, T. (1993). Hydrologic studies of multilayered landfill covers for closure of waste landfills at Los Alamos, New Mexico. Proceedings of 1993 DOE Environmental Remediation Conference "ER 93", GA, U.S.A.  
<http://www.osti.gov/energycitations/servlets/purl/10162058-prf3ke/10162058.PDF>. Acesso: 20/09/2007.

NICHOLSON, R.V; GILLHAM, R.W; CHERRY, J.A; REARDON, E.J. (Jun 1990). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers – reply. *Canadian Geotechnical Journal*, v.27, p. 402-403. <http://portal.isiknowledge.com/portal.cgi?DestApp=WOS&Func=Frame>. Acesso 18/05/2007

PEREIRA, L. E; RIBEIRO, L. F. M; LEITE, A. L. Melhoria do sistema de cobertura do antigo aterro controlado de Mariana/MG através da adição de bentonita. COBRAMSEG'2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, Anais, Curitiba, v.3, p. 1407-1412.

PINTO. C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3 ed. São Paulo. Oficina de Textos.2006.

PINTO, J. dos S. Estudo da condutividade hidráulica de solos para disposição de resíduos sólidos na região de Santa Maria. Dissertação de mestrado 2005. UFSM- Centro de Tecnologia – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

PHENE; HOFFMAN; RAWLINS. (1971 a). Measuring soil matric potential in situ by sensing heat dissipation within a porous body: I. Theory and sensor construction. Soil Science Society of America Proc.,35, 27-33.

PRESTI, D.C.F., PEDRONI, S., CRIPPA, V. (1992). Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D 4253-83: a comparative study. Geotechnical Testing Journal 15, Nº 2, 180-189.

RICHARDS, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous media. Physics, vol. 1, pp. 318-333.

RITSEMA, C.J.; DEKKER, L.W.; HENDRICKX, J.M.H.; HAMMINGA, W. (1993). Preferential flow mechanism in a water repellent sandy soil. Water Resources Research, v. 29, p. 2183–2193.

RITSEMA, C.J.; DEKKER, L.W.; NIEBER, J.L.; STEENHUIS, T.S. (1998). Modeling and field evidence of finger formation and finger recurrence in a water repellent sandy soil. Water Resources Research, v.34, p. 555–567.

SRIVASTAVA, R. e YEH, J.T.C. (1991). Analytical solutions for one-dimensional, transient infiltration toward the water table in homogeneous and layered soils. Water Resources Research, vol 27, pp. 753-762.

SCHAAP, M.G. A computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedotransfer functions. <http://cals.arizona.edu/research/rosetta>. acesso: 10 jan. 2008

SCHUELER, A. S DE; MAHLER, C. F. Contaminação na água subterrânea provocada pelo lixiviado de aterro de resíduos sólidos urbanos. COBRAMSEG´2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, Anais, Curitiba.

SELKER, J.S.; LECLERQ, P.; PARLANGE, J.-Y.; STEENHUIS, T.S. (1992 b). Fingering flow in two dimensions: 1. Measurement of matric potential. Water Resources Research, v. 28, p. 2513–2521.

SELKER, J.S.; PARLANGE, J.-Y.; STEENHUIS, T.S., (1992 c). Fingered flow in two dimensions: 2. Predicting finger moisture profile. *Water Resources Research*, v. 28, p. 2523–2528.

SUTER, G. W; LUXMOORE, R.J; SMITH, E.D. (Jun 1993). Compacted soil barriers at abandoned landfill sites are likely to fail in the long-term. *Journal of Environmental Quality*, v. 22, p.217-226.

TAYLTELBAUM, L. B. (2005). Estudo de implementação de planilhas eletrônicas na avaliação de barreiras impermeáveis. Trabalho final de curso, Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Paraná.

TAYTELBAUM, L.B. e DELL'AVANZI, E. (2006). Utilização de Planilhas Eletrônicas na Modelagem do Fluxo de Água em Meios Porosos. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol. 4, pp 2055-2060.

TEIXEIRA, R. S; LOPES, D. D; SILVA, S. M. C. P. da; FERNANDES, F; CELLIGOI, A; DALL'ANTONIA, L. H; FURLAN, F. Investigação preliminar da área de disposição de resíduos sólidos do município de Londrina – PR. COBRAMSEG'2006 – 13º Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, Anais, Curitiba, v.3, p. 1389-1394.

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils - *Soil Science Society of America Journal* , <http://hydro.nevada.edu/courses/gey719/vg.pdf> Acesso: 10/10/2007

YANG, B.J.; BLACKWELL, P.S.; NICHOLSON, D.F. (1996). A numerical model for heat and water movement in furrow sown water repellent sandy soils. *Water Resources Research*, v. 32, p. 3051–3061.