

3

Solos Não Saturados

3.1.

Introdução

A investigação do comportamento dos solos não saturados é um tópico relativamente recente na geotecnia, quando comparado com o estudo dos solos saturados, e é um campo de estudo interessante já que sua presença é maioria no meio físico, muitas vezes com perfis de grande espessura, e seu comportamento é muito mais complexo que o dos solos saturados. Nos solos não saturados, o comportamento mecânico e hidráulico, depende do grau de saturação. Em função do grau de saturação podem-se distinguir três tipos de distribuição das fases presentes (líquido, gás, sólido):

1 – Para valores de saturação baixos, a fase gasosa é contínua. A fase líquida está principalmente na forma de filmes delgados na superfície das partículas sólidas,

2 – Para graus de saturação maiores, a fase líquida começa a ser contínua em parte da amostra enquanto que na outra parte a fase gás permanece contínua,

3 – Na medida em que o grau de saturação aumenta, a fase líquida permanece contínua enquanto a fase gasosa começa a perder continuidade. Para os graus de saturação mais elevados temos a fase líquida com ar ocluso.

Os problemas que envolvem solos não saturados podem ser divididos em três grupos, compreendendo aspectos essencialmente relacionados à Fluxo, Resistência e Deformação. Embora a maioria dos problemas na prática da engenharia geralmente envolve a presença destes três aspectos de forma acoplada, esta subdivisão tem a finalidade de facilitar a apresentação dos princípios que regem cada problema. Por ser o principal objetivo desta tese concentraremos a revisão e discussão que se seguem em conceitos e aspectos relativos ao fluxo de água em solos não saturados. Aspectos gerais associados a solos não saturados não são discutidos ou são mencionados de forma superficial tendo em vista o já elevado número de trabalhos que apresenta

revisões detalhadas sobre o tema geral no país (e.g. Oliveira, 2004; Marinho, 1993,1994,1997; Carrillo, 1993, 2000,etc).

O estudo do fenômeno de fluxo em solos não saturados precisa da aplicação dos princípios da hidráulica e da física das interfaces. Os primeiros estudos de fluxo capilar foram executados por Buckingham (1907) que sistematicamente estudou a altura capilar e drenagem em colunas de solo. Estes foram os primeiros dados que mostraram a relação entre o tipo de solo, a distribuição granulométrica e de poros com a altura capilar e a retenção de água em solos não saturados. A partir deste trabalho os termos potencial capilar e condutividade capilar foram introduzidos como a força responsável e a variável do material, que controlavam o fluxo capilar. Mais tarde, outros pesquisadores, mudaram este termo pelo mais geral, potencial químico, para incluir componentes do potencial resultantes da presença de espécies químicas, gravidade, capilaridade e efeitos físico – químicos que ocorrem na interfase sólido-líquido.

Dentre os problemas práticos, da engenharia geotécnica que necessitam o conhecimento de processos de fluxo em solos não saturados podem ser citados: recarga de aquíferos, projeto de sistemas de cobertura de aterros de resíduos, transporte de contaminantes e remediação na zona vadosa, avanços de frente de saturação implicando em movimentos de massa ou recalques, etc.

Neste capítulo são apresentados alguns dos conceitos relevantes para o estudo do fenômeno de fluxo em solos não saturados.

3.2. Carga Total

A carga total é freqüentemente utilizada como uma variável para descrever o fenômeno de fluxo em solos. O conceito de carga total é aplicável tanto para o solo em condições saturadas como em condições não saturadas.

Pode-se dizer que a maior diferença entre carga total para solos saturados e carga total para solos não saturados está na carga de pressão, que em solos não saturados é altamente dependente do grau de saturação ou do conteúdo de umidade e do tipo de solo.

O sistema internacional de unidades (SI) da pressão de sucção é pascals (Pa), que é geralmente expressa em kilopascals (kPa) para a faixa utilizada na mecânica dos solos não saturados. Uma das unidades alternativas, pF, que foi

muito utilizada nos primeiros trabalhos da mecânica dos solos não saturada, é descrita como o logaritmo da poro-pressão em cm de água:

$$pF = \log(\text{cmH}_2\text{O})$$

Por conveniência, unidades de pF podem ser aproximadas em termos de kPa como:

$$0,01 * 10^{(pF-1)} \approx \text{kPa}$$

No presente trabalho utiliza-se a unidade de kPa na quantificação da sucção.

3.3. Sucção

A importância relativa dos mecanismos físicos e físico-químicos responsáveis pela sucção depende do conteúdo de água do sistema solo não saturado – água – ar. Para valores relativamente baixos de umidade e correspondentemente altos valores de sucção, onde a água dos poros está principalmente formando filmes delgados na superfície das partículas, o mecanismo dominante são os efeitos de adsorção governados pelas propriedades de superfície das partículas de solo. Para valores relativamente altos de umidade, ou seja, valores baixos de sucção, o mecanismo responsável pela retenção de água é a capilaridade, governada pela estrutura das partículas e dos vazios assim como pela distribuição dos vazios. A sucção osmótica, em toda faixa de umidades, depende exclusivamente da concentração de sais, ou seja, depende do grau de saturação do solo (Moncada, 2002).

A transição entre o regime das sucções elevadas, dominado pelas propriedades de adsorção das partículas, e o regime das sucções baixas, dominado pelos mecanismos capilares, é altamente dependente do tipo de solo.

A curva característica de sucção ou curva de retenção de umidade descreve a relação entre a sucção e o conteúdo de água. Entender o comportamento geral da curva característica de sucção, e sua relação com as propriedades físicas do solo que ela descreve, é uma das questões mais importantes no desenvolvimento da mecânica dos solos não saturados. Indiretamente a curva de retenção permite avaliar a estrutura dos solos, a partir da obtenção da distribuição de poros, e é uma ferramenta sumamente útil quando analisada a alteração dos materiais, como será mostrado no Capítulo 6.

3.4. Curva Característica de Sucção

Em termos gerais, a curva característica de sucção descreve a relação entre a sucção e o conteúdo de água do solo. Mais especificamente, a curva característica de sucção descreve o potencial termodinâmico relativo da água dos poros com relação à água livre e pura como uma função da quantidade de água sorvida pelo solo. Em conteúdos baixos de umidade, o potencial da água dos poros é relativamente baixo quando comparado com o da água livre e a sucção correspondente é elevada. Para conteúdos elevados de umidade, a diferença entre o potencial da água dos poros e o potencial da água livre diminui e a sucção correspondente é relativamente baixa. Quando o potencial da água dos poros é igual ao potencial da água livre, a sucção é zero.

A curva característica de sucção pode ser resultado de um ou mais processos de umedecimento e/ou secagem. A diferença entre as curvas de umedecimento e de secagem é resultado do processo de histerese. Uma quantidade maior de água é retida pelo solo durante a secagem que a sorvida pelo solo, para a mesma sucção, no processo de umedecimento. Este processo está ilustrado na Figura 3.1. Também estão apresentados nesta Figura alguns parâmetros importantes que podem ser obtidos da curva característica de sucção, como o valor de entrada de ar e o teor de umidade residual.

O valor de entrada de ar de um solo é o valor da sucção a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo. O teor de umidade residual (θ_r) é o conteúdo de umidade a partir do qual é necessária uma grande variação de sucção para remover mais água do solo, ou, o valor de umidade a partir do qual aumentos de sucção não produzem variações significativas no conteúdo de umidade. Existem diferentes critérios para definir estes valores. O critério recomendado por Fredlund & Xing (1994), é determiná-los a partir do traçado de tangentes à curva, como está mostrado na Figura 3.1.

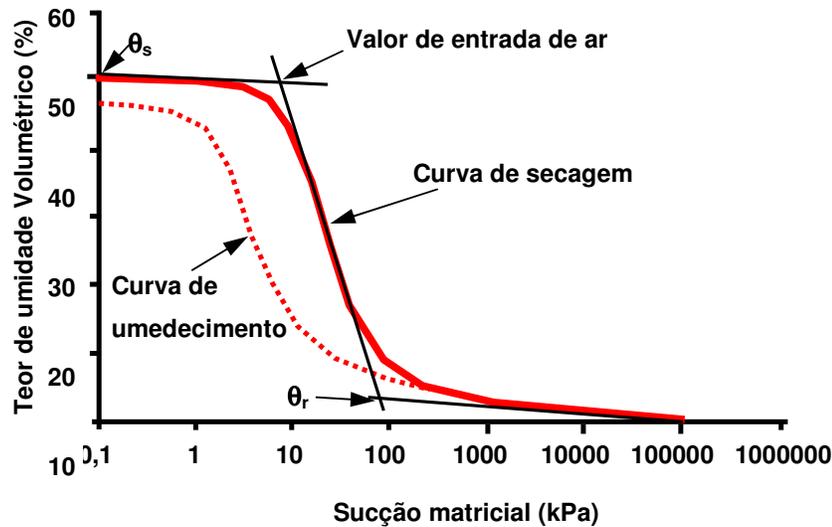


Figura 3.1 – Curva Característica típica – Solo Siltoso (Fredlund & Xing, 1994)

Dois fatores são importantes na forma da curva característica de sucção: a distribuição de poros e a compressibilidade do solo em relação à sucção. Estas características do solo são afetadas pela estrutura, mineralogia, história de tensões e conteúdo de água inicial. A curva apresentada na Figura 3.1 mostra a forma de um S que é a forma, que em geral, apresentam a maioria das curvas apresentadas na literatura corrente.

Marinho (2005) apresenta as diferentes formas de curvas considerando a distribuição de poros do material. Isto está mostrado na Figura 3.2. As curvas (a) e (b) correspondem a materiais com distribuição uniforme de poros. A curva (b) representa uma situação mais real já que mesmo com uma distribuição uniforme de poros uma certa quantidade de água permanece presente devido a fenômenos de superfície. A curva (c) representa um material com dois tamanhos de poros preferenciais, e a curva (d) um material com grande número de tamanhos preferenciais de poros.

Em geral os solos argilosos apresentam uma forma de curva similar à curva (d). Já os solos residuais jovens, apresentam uma curva com degraus, como a curva (c).

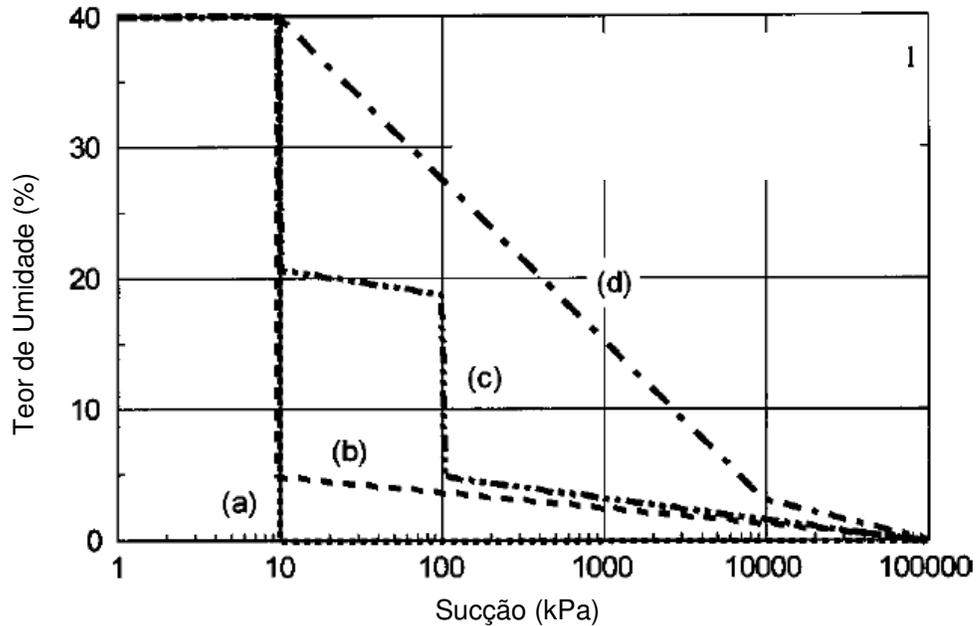


Figura 3.2 – Forma geral da curva característica de sucção de acordo com a distribuição de poros (Marinho, 2005)

Para obter a curva característica de sucção matricial completa de um solo é necessário utilizar vários métodos. Isto é devido a que nenhum método consegue cobrir toda a faixa de variação de sucção satisfatoriamente. Em linhas gerais, pode-se seguir a seguinte recomendação na escolha dos métodos: até sucções de 30kPa, utilizar a placa de sucção; de 30 até 300kPa utilizar a placa de pressão (ou um transdutor de alta capacidade de sucção). Para valores maiores de sucção, a utilização do método de papel filtro ou de transdutores de alta capacidade tem-se mostrado adequados (Villar, 2000; Moncada, 2002; Oliveira & Marinho, 2004; Marinho, 1997, etc.).

Além da determinação direta pela via experimental, a curva característica de sucção pode ser obtida a partir de diferentes formulações ou modelos propostos por diferentes autores.

Dentre de estes modelos, Brooks and Corey (1964) foram os primeiros pesquisadores a propor uma equação para definir a forma da curva característica de sucção, dada por,

$$\Theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda \quad \text{Equação 3.1}$$

com

$$\Theta = \frac{(\theta - \theta_R)}{(\theta_S - \theta_R)} \quad \text{Equação 3.2}$$

onde θ_S e θ_R são os conteúdos de umidade volumétrico saturado e residual, respectivamente

Ψ é a sucção;

Ψ_b o valor de entrada de ar;

λ é um índice relacionado com a distribuição de tamanhos de poros.

Baseando-se no mesmo princípio, também outros pesquisadores propuseram equações para simular a forma da curva característica de sucção, como William et al. (1983), McKee and Bumb (1984, 1987), van Genuchten (1980), Gardner (1958) e Fredlund and Xing (1994). Algumas destas propostas estão resumidas na Tabela 3.1. As presentemente mais amplamente utilizadas são as propostas de van Genuchten (1980) e a de Fredlund and Xing (1994).

Tabela 3.1 – Resumo de algumas equações propostas para a curva característica de sucção

Autor (s)	Equação	Parâmetros
Burdine (1953)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_b}\right)^{n_b}\right]^{m_b}}$	a_b, n_b, m_b
Gardner (1958)	$w = \frac{w_s}{1 + \left(\frac{\psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	a_g, n_g
Mualem (1976)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}}$	a_m, n_m, m_m
van Genuchten.(1980)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Fredlund & Xing (1994)	$w = C(\Psi) \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{af}\right)^{n_f}\right)\right]^{m_f}}$	$C(\psi), a_f, n_f, m_f$

Nesta tabela, os parâmetros a , n e m são parâmetros de ajuste que dependem do tipo de solo e, w_s é o conteúdo de umidade em peso correspondente a um grau de saturação de 100 %.

Kosugi (1994) desenvolveu um modelo de curva de retenção considerando que a distribuição de poros do solo corresponde a uma distribuição log-normal. O modelo precisa de três parâmetros de ajuste, parâmetros estes que têm significado físico e estão fortemente relacionados à distribuição dos poros. A função proposta por Kosugi é:

$$Se = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left\{ \frac{\ln \left[\frac{(\psi_c - \psi)}{(\psi_c - \psi_0)} \right] - \sigma^2}{2^{1/2} \sigma} \right\} \quad \psi < \psi_c \quad \text{Equação 3.3}$$

$$Se = 1 \quad \psi \geq \psi_c \quad \text{Equação 3.4}$$

onde Se representa a saturação efetiva, definida como:

$$Se = \left(\frac{\theta - \theta_R}{\theta_S - \theta_R} \right) \quad \text{Equação 3.5}$$

θ_R e θ_S são as umidades volumétricas, residual e de saturação, respectivamente. Os parâmetros de ajuste são ψ_c , ψ_0 e σ . O parâmetro ψ_c corresponde ao máximo raio de poro (r) e é calculado a partir da seguinte equação:

$$\psi = \frac{-2 \times \gamma \times \cos \beta}{\rho_w \times g \times r} = -0,149 \text{cm}^2 \times r \quad \text{Equação 3.6}$$

O valor de ψ_0 é a moda da função de distribuição da pressão capilar $f(\psi)$, Kosugi (1994),

$$f(\psi) = \frac{\theta_S - \theta_R}{(2\pi)^{1/2} \times \sigma \times (\psi_c - \psi)} \times \exp \left\{ - \frac{\left[\ln \left(\frac{\psi_c - \psi}{\psi_c - \psi_0} \right) - \sigma^2 \right]^2}{2\sigma^2} \right\}, \quad \psi < \psi_c \quad \text{Equação 3.7}$$

$$f(\psi) = 0 \quad , \quad \psi \geq \psi_c \quad \text{Equação 3.8}$$

O parâmetro adimensional σ ($\sigma > 0$) é igual ao desvio padrão da distribuição $\ln\{(\psi_c - \psi)/(\psi_c - \psi_0)\}$.

Posteriormente, Kozugi (1996) modificou o modelo, reduzindo os parâmetros de ajuste a dois, segundo a nova expressão:

$$Se = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left\{ \frac{\ln\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right) - \sigma^2}{2^{1/2} \sigma} \right\} \quad \text{Equação 3.9}$$

que considera o valor de ψ_c igual a zero, ou seja, o valor da sucção de entrada de ar igual a zero. A modificação do modelo original foi necessária para obter um modelo de função de permeabilidade baseado na proposta de Mualem (1976). Esta proposta será analisada no próximo item.

Gitirana Jr. and Fredlund (2004) apresentam um novo conjunto de equações que permite ajustar as curvas bi-modais (tipo (c) na Figura 3). O ajuste deste tipo de curvas precisa da definição de oito parâmetros que têm significados similares aos do modelo original de Fredlund & Xing (1994). Programas comerciais, como o RETC (van Genuchten et al., 1991), já permitem o ajuste de curvas bi-modais.

3.5. Função de permeabilidade

Na medida em que a quantidade de água no solo decresce, maior é a dificuldade para a passagem de água. Em solos não saturados é necessário definir uma função de permeabilidade, que relaciona o conteúdo de umidade do solo com a permeabilidade. A função de permeabilidade pode ser determinada experimentalmente ou a partir de formulações matemáticas. A seguir é apresentado um breve resumo destas técnicas.

3.5.1 Técnicas experimentais

As técnicas experimentais para medir a condutividade hidráulica em solos não saturados podem ser divididas em técnicas de laboratório e técnicas de campo. Ambas podem ser executadas em regime permanente ou em regime transiente. Os ensaios de laboratório podem ser executados tanto em amostras

indeformadas como em amostras amolgadas sob condições de contorno, hidráulicas e de tensões, controladas.

Nos ensaios em regime permanente, o fluxo, o gradiente e o conteúdo de água, no sistema solo-água, são independentes do tempo. No regime transiente estes parâmetros variam com o tempo. Para os ensaios em regime permanente assume-se a validade da lei de Darcy, logo para as condições de contorno do problema, a condutividade hidráulica correspondente a um determinado nível de sucção ou de conteúdo de água é calculada a partir da medição da vazão ou do gradiente hidráulico.

Neste item será apresentado um resumo dos ensaios disponíveis para a determinação da permeabilidade não saturada, para maiores detalhes sobre os ensaios recomenda-se consultar Fredlund & Xing (1994), Benson & Gribb (1997) e Lu & Likos (2001), entre outros.

3.5.1.1 Regime Permanente

3.5.1.1.1 Carga constante

Um dos métodos mais antigos e comuns para a determinação da condutividade hidráulica não saturada em laboratório é a técnica de carga constante. De maneira semelhante à metodologia aplicada em solos saturados, o ensaio em solos não saturados é executado mantendo uma carga hidráulica constante através do corpo de provas e medindo a vazão que passa pela amostra para essa carga na condição de regime permanente. A sucção matricial é mantida constante no decorrer do ensaio, em geral, utilizando a técnica de translação de eixos.

Vários pesquisadores têm utilizado a técnica de carga constante, (e.g. Corey 1957, Klute, 1972, Huang et al., 1998). Na Figura 3.3 está mostrado um esquema geral do sistema para medir a condutividade hidráulica em solos não saturados utilizando a técnica de carga constante. A diferença de carga total Δh_t é mantida ao longo do corpo de provas usando dois frascos de Mariotte ou um sistema de buretas.

A principal vantagem desta metodologia está na simplicidade na montagem e na análise dos resultados de ensaio. Entre as limitações podem ser citadas: (a) para atingir o regime permanente são necessários períodos de tempo prolongados; (b) necessidade de medir vazões muito pequenas.

Os diferentes equipamentos desenvolvidos utilizando esta técnica são apresentados no item 4.2 da presente.

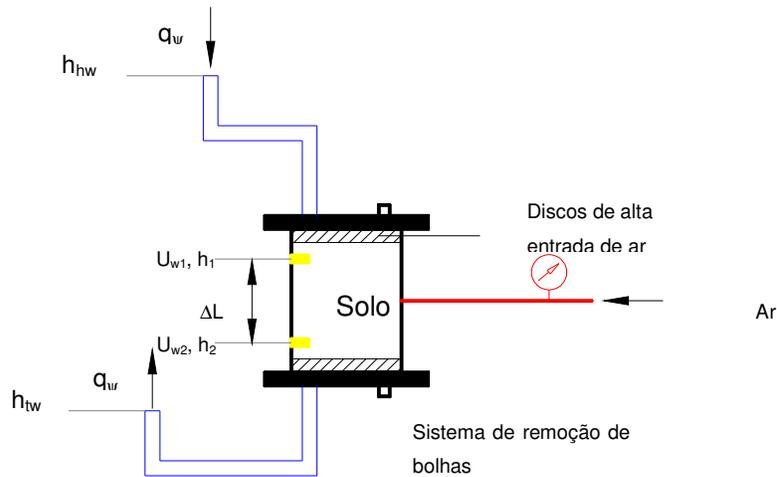


Figura 3.3 – Permeâmetro para solos não saturados usando a técnica de carga constante

3.5.1.1.2 Vazão constante

A técnica de vazão constante consiste na aplicação de vazões conhecidas e a medição do gradiente hidráulico gerado nas extremidades da amostra. Aqui não existe o problema de medir vazões muito pequenas porque elas são controladas através de bombas de fluxo (elétricas ou mecânicas) que permitem a aplicação de vazões de até $10^{-7} \text{ cm}^3/\text{s}$ ou $0,01 \text{ cm}^3/\text{dia}$. Esta técnica surgiu como uma opção para reduzir o tempo necessário para atingir o regime permanente.

A Figura 3.4 mostra o equipamento desenvolvido por Olsen et al. (1994). Uma bomba bidirecional (P) é usada para injetar e extrair água a vazões iguais em ambas extremidades do corpo de prova (S). A utilização deste tipo de bomba permite reduzir o tempo necessário para atingir o regime permanente. O pedestal e o top-cap têm pedras porosas de alta entrada de ar. Na pedra porosa do topo existe um furo com uma pedra porosa grossa para aplicar a pressão de ar (PR). O conteúdo de umidade do corpo de prova é controlado com uma segunda bomba unidirecional (W) que permite extrair ou injetar água na base do corpo de prova. Existem no sistema três transdutores diferenciais (M, N e Q), cada um deles tem um de seus lados ligado à base do corpo de prova. O outro lado do transdutor M mede a pressão de água no topo, para determinar a perda de carga do sistema. O outro lado do transdutor Q monitora a pressão de ar no topo, para medir a sucção. O transdutor (N) monitora as diferenças entre a

pressão confinante e a pressão na base do corpo de prova. Existe também um regulador de pressão (DPR) que permite manter constante a diferença entre o valor da pressão confinante e da pressão de ar.

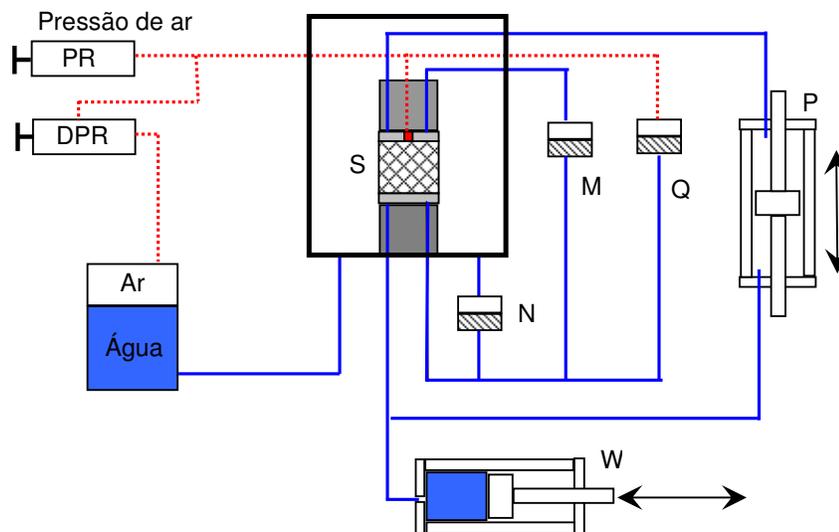


Figura 3.4 – Permeâmetro para solos não saturados com aplicação da técnica de vazão constante.

O equilíbrio da sucção é medido pelo transdutor diferencial (Q). Quando este equilíbrio é atingido, a bomba bidirecional é ligada e a diferença de pressão induzida, pela vazão, é medida. A permeabilidade é calculada a partir da lei de Darcy. A função de permeabilidade é obtida aumentando ou diminuindo o conteúdo de umidade da amostra. Segundo Olsen et al (1994), o tempo necessário para atingir o equilíbrio é de minutos para materiais com valores de $k > 10^{-6}$ cm/s, de horas para valores de k entre 10^{-7} e 10^{-9} cm/s e de dias para materiais com valores de permeabilidade na faixa de 10^{-10} até 10^{-11} cm/s.

3.5.1.1.3 Método da centrífuga

O método da centrífuga utiliza o giro da centrífuga para estabelecer rapidamente o fluxo permanente no corpo de provas não saturado. A permeabilidade é calculada medindo a vazão (no estado permanente) sob gradientes gravitacionais elevados.

A Figura 3.5 mostra o princípio básico da técnica centrífuga. Um corpo de prova cilíndrico é colocado dentro de um recipiente especial localizado no final

do braço da centrífuga. A velocidade angular de rotação da centrífuga é ω . O campo de gravidade centrífuga, a uma distância r do eixo de rotação, é ωr^2 .

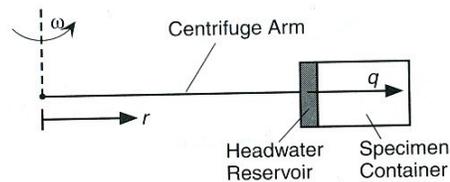


Figura 3.5 – Técnica centrífuga para ensaios de permeabilidade em solos não saturados (em Lu & Likos, 2004).

Assumindo que o campo de gravidade terrestre é desprezível comparado com o campo de gravidade centrífuga, o fluxo através do corpo de provas pode ser considerado unidimensional e totalmente descrito pela permeabilidade e dois gradientes: o gradiente de sucção na direção r e o gradiente de gravidade centrífuga como:

$$q = -k \left(\frac{d\psi}{dr} - \rho_w \omega^2 r \right) \quad \text{Equação 3.10}$$

onde $d\psi/dr$ é o gradiente de sucção ao longo do comprimento do corpo de provas e ρ_w é a densidade da água. Nimmo et al (1987) mostram que se a velocidade de rotação é suficientemente elevada, o gradiente de sucção pode ser desprezado. Logo, a vazão pode ser calculada como,

$$q = k \rho_w \omega^2 r \quad \text{Equação 3.11}$$

e a permeabilidade como,

$$k = \frac{q}{\rho_w \omega^2 r} \quad \text{Equação 3.12}$$

Maiores descrições de equipamentos e análises dos resultados podem ser encontrados em Nimmo et al (1987), Dell'Avanzi et al. (2004), McCartney & Zornberg (2005).

A maior vantagem deste tipo de técnica é o tempo relativamente curto que é necessário para determinar os valores de permeabilidade, da ordem de horas para valores elevados e de 24 horas para valores pequenos. Entre as limitações podem citar-se o custo elevado do equipamento, a aplicação só para materiais incompressíveis como areias densas ou sedimentos fortemente pré-consolidados, e que o fluxo é governado sempre pela curva de secagem. Em materiais compressíveis a aplicação de forças centrífugas elevadas pode

modificar a estrutura dos materiais e, em consequência, sua permeabilidade, de forma difícil de ser quantificada ou controlada.

3.5.1.2 Regime Transiente

Neste tópico se encontram os ensaios de infiltração e drenagem em colunas de solo. Um dos mais utilizados é o método do perfil instantâneo, que consiste em induzir um fluxo transiente na coluna de solo e medir os perfis de umidade e/ou sucção gerados.

Este método pode ser utilizado em campo ou em laboratório. O volume de água que flui de um ponto a outro num determinado intervalo de tempo é estimado a partir das medições de variações do perfil de umidade com o tempo. Analogamente o gradiente é calculado a partir das variações do perfil de sucção com o tempo.

O fluxo ocorre sob condições de contorno conhecidas ou controladas em ambas ou em uma das extremidades da coluna de solo. Os processos podem ser de umedecimento ou de secagem. A lei de Darcy é considerada válida para calcular a permeabilidade a partir dos perfis de volume de água e de gradiente hidráulico.

Equipamentos de laboratório para executar este ensaio foram desenvolvidos por diversos pesquisadores. Por exemplo, Watson (1966) efetuou ensaios de secagem usando a drenagem por gravidade; Richards and Weeks (1953) também executaram ensaios de secagem (desorption) pela aplicação de sucção; Overman and West (1972) aplicaram fluxo, e Wind (1968), Ayra et al. (1975) e Meerdink et al. (1996) trabalharam com ensaios de evaporação em salas com temperatura controlada. Hamilton et al. (1981) trabalharam adicionando água através de vazões controladas, da mesma forma que diversos outros pesquisadores (e.g. Daniel, 1983; Chui and Shackelford, 1998; Vanapalli et al., 2006). Um esquema de um sistema utilizado neste tipo de ensaio está mostrado na Figura 3.6.

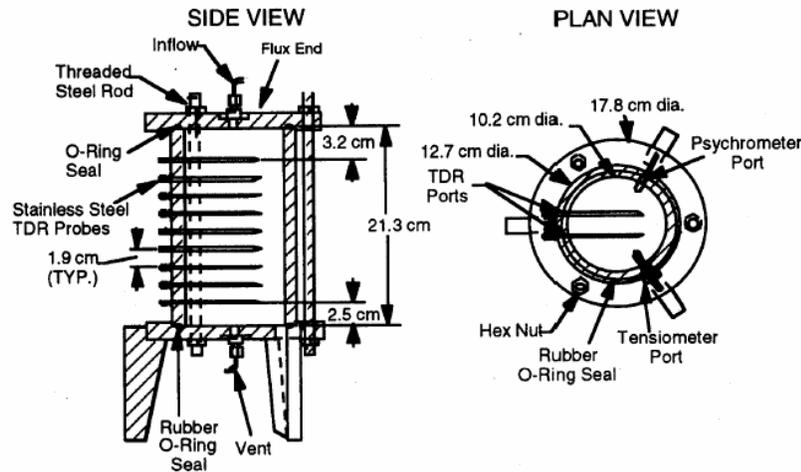


Figura 3.6 – Permeâmetro usado por Meerdink et al. (1996).

Temos ainda os “*Outflow methods*”, nos quais os ensaios são executados em placas de pressão. Eles podem ser classificados em três tipos: vazão em passos múltiplos (Gardner, 1956), vazão de passo único (Gardner, 1962), vazão constante (Salehzadeh and Demond, 1994). Nestes ensaios é aplicado um acréscimo no valor de sucção matricial e registra-se o volume de água que sai do corpo de prova. A classificação depende de como esse incremento de sucção é aplicado, ou seja, em pequenos acréscimos (de maneira discreta ou continua) ou em um único e grande acréscimo. Para o cálculo da permeabilidade utilizam-se diferentes soluções da equação de Richard e o valor da permeabilidade obtida por estes métodos sempre responde a uma trajetória de secagem.

A maior vantagem destes métodos, em relação à determinação em regime permanente, é o tempo necessário para a execução dos ensaios. Entre as limitações pode citar-se que não existe controle do estado de tensões nem da variação de volume do corpo de provas, além de não existir dados consistentes comparando os valores obtidos com estes ensaios com os obtidos por ensaios em regime permanente (e.g. Gardner, 1956; Fujimaki & Inoue, 2003).

3.5.2 Modelos para a função de permeabilidade

Como alternativa à obtenção direta da função de permeabilidade, têm sido desenvolvidas várias formulações matemáticas para estimar a variação da condutividade hidráulica (permeabilidade não saturada) com a sucção matricial.

Em geral, estas formulações estão baseadas na curva característica de sucção do material.

A maioria das formulações para obter o valor de condutividade hidráulica não saturada se baseia na hipótese de que o solo é incompressível. Assim sendo, a condutividade fica só em função do conteúdo de água. Um estudo interessante para obter a permeabilidade não saturada em materiais altamente compressíveis, fator este não considerado na presente revisão, é apresentado por Parent et al. (2004).

Três tipos de alternativas têm sido utilizadas para descrever a função de permeabilidade: equações empíricas, modelos macroscópicos e modelos probabilísticos. Tal tipo de classificação foi sugerida por Mualem (1986) e indica o grau de sofisticação teórica do modelo. A seguir será feita uma descrição resumida destas categorias. Uma revisão muito mais completa do assunto é apresentada, entre outros, por Mualem (1986) e por Leong and Rahardjo (1997).

3.5.2.1 **Equações empíricas**

Para obter as equações empíricas que descrevem a variação de k em função da sucção (ψ) ou do conteúdo de umidade volumétrico (θ) é necessário contar com dados experimentais. Na Tabela 3.2 estão resumidas algumas destas expressões.

Tabela 3.2 – Equações empíricas para determinar a permeabilidade não saturada

Tipo	Função de permeabilidade	Autor
$k_w = f(\theta_w)$	$k_w = a\theta_w^b$ $k_w = k_s \left(\frac{\theta_w}{\theta_s} \right)^{2b+3}, b = \frac{\Delta \log \psi}{\Delta \log \theta_w}$ $k_w = k_s e^{[b(\theta_w - \theta_s)]}$	Gardner (1958) Campbell (1973) Ahuja (1973, 1974) Gillham et al. (1976) Zachmann et al. (1981) Hillel (1982) Davidson et al. (1969) Dane and Klute (1977)
$k_w = f(\psi)$	$k_w = a + b\psi$ $k_w = a\psi^{-b}$ $k_w = \frac{k_s}{1 + a \left(\frac{\psi}{\rho_w g} \right)^b}$ $k_w = ae^{b\psi}$ $k = k_s \rightarrow \psi \leq \psi_b$ $k_r = \left(\frac{\psi}{\psi_b} \right)^n \rightarrow \psi > \psi_b$ $k_w = k_s \rightarrow \psi \leq \psi_b$ $k_w = k_s e^{[b(\psi - \psi_b)]} \rightarrow \psi > \psi_b$ $k_r = \frac{1}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^b \right] \right\}^{c'}}$	Richards (1931) Wind (1955) Weeks and Richards (1967) Gardner (1958) Arbhahirama and Kridakorn (1968) Christensen (1943) Brooks e Corey (1964) Rijtema (1965) Phillip (1986) Leong and Rahardjo (1997),

ψ_b : valor de entrada de ar; a,b,n: parâmetros de ajuste do modelo.

Uma avaliação sobre a aplicabilidade das diferentes equações empíricas na obtenção da condutividade hidráulica não saturada em solos brasileiros foi apresentada por Gerscovich e Guedes (2004). Os melhores ajustes encontrados por estes pesquisadores corresponderam às equações de Brooks & Corey (1964) e Arbhahirama & Kridakorn (1968).

3.5.2.2 Modelos macroscópicos

O objetivo dos modelos macroscópicos é obter uma expressão analítica para a função de permeabilidade. A primeira hipótese destes modelos está na semelhança entre o fluxo laminar (nível microscópico) para o fluxo no meio poroso (nível macroscópico).

Em geral, os modelos macroscópicos, têm a seguinte forma geral:

$$k_r = S_e^\delta \quad \text{Equação 3.13}$$

onde S_e é o grau de saturação efetivo definido como: $S_e = (S - S_r) / (1 - S_r)$; S e S_r são o grau de saturação e o grau de saturação residual, respectivamente e δ é uma constante. O valor de δ depende das suposições feitas Averjanov (1950) sugeriu $\delta = 3,5$, Yuster (1951) sugeriu $\delta = 2$, Irmay (1954) sugeriu $\delta = 4$.

3.5.2.3 Modelos probabilísticos

Os modelos probabilísticos são os modelos mais rigorosos disponíveis para obter a função de permeabilidade. Nestes modelos a função de permeabilidade é obtida a partir da curva característica de sucção. Esta abordagem é baseada no fato de que, tanto a função de permeabilidade quanto a curva característica de sucção, são função da distribuição do tamanho dos poros. Os diferentes modelos se diferenciam na interpretação da configuração geométrica do poro e na estimativa de sua distribuição.

A metodologia destes modelos está baseada em três hipóteses básicas:

1. O meio poroso é formado por um conjunto de poros interconectados aleatoriamente distribuídos, caracterizados por um raio de poro r com distribuição estatística dada por $f(r)$. A distribuição de área dos poros é a mesma para todas as secções transversais e é igual a $f(r)$;
2. A equação de Hagen-Poiseuille é válida,

$$\bar{v} = - \left(\frac{r^2 g}{C \nu} \right) \left(\frac{d\phi}{dx} \right) \quad \text{Equação 3.14}$$

onde v = velocidade de fluxo média; $(d\phi/dx)$ = gradiente hidráulico; r = raio hidráulico; ν = coeficiente de viscosidade cinemático; C = fator

geométrico; e g =aceleração da gravidade. Esta equação é utilizada para estimar a permeabilidade no canal poroso e a permeabilidade total é determinada pela integração de todos os poros preenchidos;

3. Usando a lei de capilaridade de Kelvin a curva característica de sucção é considerada análoga à distribuição de tamanho de poros.

Mualem (1986) fez uma revisão dos modelos probabilísticos e concluiu que estes podem ser representados pelas seguintes formulações gerais,

$$k_r = S_e^n \frac{\int_0^{\theta_w} \frac{d\theta_w}{\psi^{2+m}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta_w}{\psi^{2+m}}}, \quad ; \quad k_r = S_e^m \left(\frac{\int_0^{\theta_w} \frac{d\theta_w}{\psi^{1+m}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta_w}{\psi^{1+m}}} \right)^2 \quad ; \quad k_r = S_e^n \frac{\int_0^{\theta_w} \frac{(\theta_w - \vartheta)}{\psi^{2+m}} d\vartheta}{\int_0^{\theta_s} \frac{(\theta_w - \vartheta)}{\psi^{2+m}} d\vartheta} \quad \text{Equação 3.15}$$

onde n e m são constantes e, ϑ é uma variável de integração.

Childs and Collis-George (1950) sugeriram transformar a curva característica de sucção $\theta_w(\psi)$ em $\theta_w(r)$ usando a lei de Kelvin. Marshall (1958) sugere o uso de intervalos iguais de umidade, obtendo a seguinte expressão:

$$k_w(\theta_w) = \frac{T_s^2}{2\rho_w g \mu} \frac{n^2}{m^2} \sum_{i=1}^l \frac{2(l-i)-1}{\psi_i^2} \quad \text{Equação 3.16}$$

onde T_s = tensão superficial da água; ρ_w = densidade da água; μ = viscosidade dinâmica da água; n = porosidade do solo; $m = (\theta_s/\Delta\theta_w)$ =número total de intervalos; $i = \theta_w/\Delta\theta_w$ =número de intervalos correspondentes a θ_w ; e ψ_i = sucção matricial correspondente ao ponto médio do intervalo i da curva característica de sucção.

Nielsen et al. (1960), obtiveram a seguinte expressão para a permeabilidade relativa,

$$k_r(\theta_w) = \frac{k(\theta_w)}{k_s} = \frac{\sum_{i=1}^l \frac{2(l-i)-1}{\psi_i^2}}{\sum_{i=1}^m \frac{2(m-i)-1}{\psi_i^2}} \quad \text{Equação 3.17}$$

Mualem (1974, 1976) mostrou que a forma analítica da equação anterior é,

$$k_r(\theta_w) = \frac{\int_0^{\theta_w} \frac{(\theta_w - \vartheta)}{\psi^2} d\vartheta}{\int_0^{\theta_s} \frac{(\theta_w - \vartheta)}{\psi^2} d\vartheta} \quad \text{Equação 3.18}$$

O termo S_e^n , que aparece nas fórmulas gerais é um fator de correção, sugerido por vários pesquisadores, para considerar a influência da tortuosidade. Burdine (1953) usa $n=2$, Millington and Quirk (1961) sugeriu $n=4/3$ e, Kunze et al. (1968) e Jackson (1972) recomendam que n seja igual a 2 no modelo de Childs and Collis-George e Mualem (1976) sugerem $n=0,5$.

Utilizando o modelo de van Genuchten (1980) para curva característica de sucção combinado com a função de permeabilidade de Mualem (1974, 1976) se obtém a seguinte expressão:

$$S_e(\psi) = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad \text{Equação 3.19}$$

$$k(\psi) = \frac{k_s \left\{ 1 - (\alpha\psi)^{mn} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m'l}}, \text{ com } m = 1 - 1/n \quad \text{Equação 3.20}$$

onde $S_e = (\theta - \theta_R) / (\theta_S - \theta_R)$ é o grau de saturação relativo, os sub-índices S e R indicam a situação saturada e residual, respectivamente; α , n e m são os parâmetros de ajuste da curva característica de sucção segundo o modelo de van Genuchten, k_s é a permeabilidade saturada e l é um parâmetro que indica o nível de conexão dos poros.

Kosugi (1996), utilizando o modelo de Mualem (1976) combinado com seu modelo de dois parâmetros para a curva característica, já comentado no item 3.4, propôs a seguinte expressão:

$$k_r = \frac{k}{k_s} = S_e \left\{ Q \left[\frac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma} + \sigma \right] \right\}^2 \quad \text{Equação 3.21}$$

com

$$Q(x) = \int_x^\infty \frac{1}{(2\pi)^{1/2}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx \quad \text{Equação 3.22}$$

válida para solos com distribuição log-normal de tamanho de poros. Para avaliar o modelo, Kosugi (1996) utilizou os dados experimentais de seis solos e

obteve resultados aceitáveis em cinco deles. As curvas geradas pelo modelo são similares às geradas pela aplicação do modelo de van Genuchten-Mualem.

Posteriormente, Kosugi (1999) propôs um modelo generalizado baseado no modelo de Mualem and Dagan (1978):

$$kr = S_e^\alpha \left[\int_0^r r^\beta g(r) dr / \int_0^\infty r^\beta g(r) dr \right]^\gamma \quad \text{Equação 3.23}$$

onde, α e β estão relacionados com a tortuosidade e o parâmetro γ depende do raio efetivo, tendo obtido a seguinte expressão:

$$kr = S_e^\alpha \{ Q[\ln(h/h_m) / \sigma + \beta\sigma] \}^\gamma$$

Equação 3.24

ou

$$k_r = S_e^\alpha \{ Q[Q^{-1}(S_e) + \beta\sigma] \}^\gamma$$

Tratando o produto $\beta\sigma$ como um parâmetro, o modelo generalizado dependerá de três parâmetros, α , γ e $\beta\sigma$, podendo ser usada a seguinte fórmula alternativa:

$$kr = S_e^\alpha \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[\operatorname{erfc}^{-1}(2S_e) + \frac{\beta\sigma}{\sqrt{2}} \right] \right\}^\gamma \quad \text{Equação 3.25}$$

Kosugi (1999) testou o modelo generalizado com os dados de 200 solos, e observou que o ajuste aos dados experimentais é pouco sensível ao parâmetro γ , o qual pode ser assumido como igual a 1. Sugeriu então trabalhar com a expressão simplificada,

$$k_r = S_e^\alpha Q[Q^{-1}(S_e) + \beta\sigma] \quad \text{Equação 3.26}$$

3.6. Comentários Finais

Neste Capítulo foi feita uma revisão dos conceitos básicos relativos ao fenômeno de fluxo em solos não saturados, ensaios existentes e uma revisão dos modelos existentes para a obtenção das funções de umidade e de permeabilidade. Alguns destes modelos serão utilizados no Capítulo 6 no ajuste dos dados experimentais obtidos para avaliar sua aplicabilidade.