

Capítulo 13

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E FLUXO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Kátia Vanessa Bicalho
Sandro Lemos Machado
Denise M. S. Gerscovich

1. INTRODUÇÃO

O estudo do fluxo de fluidos através de meios porosos é um tema que permeia diversas áreas de conhecimento, tais como: engenharias geotécnica e ambiental, ciência do solo, agronomia e hidráulica. Como resultado, verifica-se uma multiplicidade de terminologias para uma mesma variável e, principalmente, diferenças em relação aos objetivos de estudos e escalas de trabalho. A maior parte das obras de engenharia geotécnica envolvem construções de terra expostas às condições ambientais, e que, portanto, necessitam do estudo de fluxo de água em solos não saturados. Exemplos de obras de terra incluem barragens, escavações, estruturas de contenção e contenções de encostas, dentre outros.

O estudo de fluxo em solos tem grande impulso com a proposição da equação empírica, proposta por Darcy (1856), para fluxo macroscópico de água quase pura pelos vazios intersticiais de solos arenosos uniformes, homogêneos, isotrópicos, saturados, não deformáveis e com temperatura constante. Darcy observou que, além das diferenças entre cargas totais e de geometria do problema, as propriedades do solo eram representadas por um coeficiente denominado de coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica.

A equação de Darcy foi generalizada para a condição de solo não saturado e a condutividade hidráulica passou a ser, também, função do teor de umidade ou da sucção (Buckingham, 1907; Richards, 1931). Nos últimos, anos tem-se utilizado o termo condutividade hidráulica para se referir à permeabilidade do solo em uma condição não saturada e o termo coeficiente de permeabilidade para se referir à condição saturada, e essa terminologia será adotada neste capítulo.

Neste capítulo, discute-se a lei de Darcy aplicada a solos não saturados, a função de condutividade hidráulica, os métodos diretos e indiretos de determinação dessa função para diferentes solos e a equação geral de fluxo de água em estado líquido em solos não saturados. Finalmente, discute-se a influência da natureza do fluido intersticial nos valores obtidos de condutividade hidráulica e coeficiente de permeabilidade do solo e apre-

senta o conceito de permeabilidade relativa, utilizado em sistemas multifásicos, em que, pelo menos, dois líquidos não miscíveis estão presentes nos vazios do solo.

2. LEI DE DARCY

Em 1856, examinando o fluxo de água unidimensional (ou unidirecional) por meio de filtros verticais de areia saturada, Darcy concluiu que a vazão (Q) é proporcional à área transversal do filtro (A) e à diferença entre as cargas totais nas extremidades de entrada (h_1) e saída (h_2) do filtro na direção do fluxo ($\Delta h = h_1 - h_2$) e inversamente proporcional ao comprimento do filtro na direção do fluxo (L). O coeficiente de proporcionalidade (k_{sat}), conhecido como coeficiente de permeabilidade do meio poroso, denota a facilidade de um fluido específico percolar pelos vazios do meio poroso saturado. Já o quociente ($\Delta h/L$) é denominado gradiente hidráulico unidirecional médio (i); ou melhor:

$$Q = k_{sat} \cdot i \cdot A \quad (\text{Eq. 1})$$

ou

$$v = k_{sat} \cdot i \quad (\text{Eq. 2})$$

onde: Q é a vazão (L^3/T); v é a magnitude da velocidade de descarga (L/T); k_{sat} é o coeficiente de permeabilidade do meio poroso saturado (L/T); i é o gradiente hidráulico (adimensional), sendo: $i = \Delta h/L$; L é o comprimento do filtro na direção do fluxo (L) e A é a seção transversal do filtro perpendicular à direção do fluxo (L^2). O coeficiente de proporcionalidade, k_{sat} , com unidade de velocidade de fluxo, tem sido denominado condutividade hidráulica na maior parte das áreas de conhecimento (agronomia, ciência dos solos, etc.) e comumente chamado, pelos engenheiros geotécnicos, de coeficiente de permeabilidade. Da análise da Equação (2), percebe-se que o termo coeficiente de permeabilidade, usado neste capítulo, corresponde ao módulo da velocidade de fluxo de água sob um gradiente hidráulico unitário.

Originalmente, a Lei de Darcy foi definida para condições de fluxo permanente unidimensional em meios homogêneos e isotrópicos. Essa equação foi estendida, mais tarde, para condições de fluxo transiente, tridimensional em meios anisotrópicos saturados. Nesse caso, a Equação (2) pode ser reescrita como:

$$\{\vec{v}\} = -[k] \cdot \{\vec{\nabla}h\} \quad (\text{Eq. 3})$$

ou

$$v_x = - \left[k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{Eq. 4})$$

$$v_y = - \left[k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{Eq. 5})$$

$$v_z = - \left[k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{Eq. 6})$$

onde $\{\vec{v}\}$ representa a velocidade de descarga (vazão por unidade de área) nas direções x, y e z; $[k]$ o tensor de condutividade hidráulica e $\{\Delta h\}$ o gradiente hidráulico.

O tensor de condutividade hidráulica é composto de nove componentes (k_{ij}), que, multiplicadas aos gradientes na direção j, fornecem a contribuição à vazão específica na direção i. No caso de um meio anisotrópico, o fato de inexistir um gradiente em uma determinada direção não significa que o fluxo seja nulo nessa mesma direção. Em outras palavras, em um meio anisotrópico, os gradientes, por si só, não definem a direção do fluxo; isso significa que, nesses casos, as linhas de fluxo não são perpendiculares às linhas equipotenciais (Gerscovich, 1994).

2.1 Validade da Lei de Darcy

A Lei de Darcy se aplica somente a situações em que o fluxo é laminar. Solos siltosos e argilosos, em geral, apresentam fluxos laminares. Solos arenosos grossos e pedregulhosos podem apresentar velocidades de fluxo elevadas, acarretando fluxos turbulentos.

Um critério quantitativo adimensional para se avaliar o regime de fluxo é o número de Reynolds (R_e):

$$R_e = \frac{d\bar{v}\rho}{\mu} \quad (\text{Eq. 7})$$

onde $\bar{v}$ é a velocidade média de fluxo; d é definido como diâmetro hidráulico, e para aplicações em solo é frequentemente aproximado como diâmetro efetivo do poro; μ é a viscosidade do fluido percolante e ρ é a densidade do fluido. Em canais retos, o número de Reynolds crítico, a partir do qual ocorre fluxo turbulento, é da ordem de 1000 a 2200. À medida que os canais se tornam curvos, o número de Reynolds crítico reduz sensivelmente. Assim, em meios porosos, assume-se que o limite de validade da Lei de Darcy se restringe a situações em que o número de Reynolds é inferior a 1, podendo ser estendido, com restrições, a 10 (Hillel, 1971). Bear (1972) menciona, também, a existência de um limite inferior para a validade da Lei de Darcy, o qual estaria condicionado a um gradiente mínimo abaixo do qual o fluxo é inexistente. A Equação de Darcy pode, assim, não ser válida para baixos valores de porosidade ou gradiente hidráulico (Matyas, 1966; Mitchell & Younger, 1967).

2.2 Permeabilidade Intrínseca

O coeficiente de permeabilidade (k_{sat}) indica a facilidade com que um fluido newtoniano percola em um meio poroso saturado. Seu valor depende não só das propriedades da matriz sólida, mas também da fase líquida. Como resultado, em um mesmo meio poroso, o valor de k deve variar, também, com as propriedades do fluido. Para separar a influência das propriedades do fluido percolante (densidade e viscosidade), utiliza-se o coeficiente de permeabilidade específica, ou permeabilidade intrínseca ou ainda permeabilidade absoluta (K), definido como:

$$K = \frac{\mu}{\rho g} k \quad (\text{Eq. 8})$$

onde μ é a viscosidade dinâmica do fluido (1×10^{-3} Ns/m² para a água pura a 20°C), ρ é a densidade do fluido (aproximadamente 1000kg/m³ para a água pura a 20°C) e g é a aceleração da gravidade (valor médio 9,81 m/s² ao nível do mar). Os valores μ e ρ variam com a temperatura, pressão e concentração de sais solúveis do fluido. É importante observar que enquanto k possui unidade de velocidade normalmente expressa em m/s, K é expresso em m² ou em múltiplos apropriados do SI.

O coeficiente de permeabilidade (k) e a permeabilidade intrínseca (K) variam muito de um tipo de solo para outro. A Figura 1 mostra essa variação para diferentes materiais porosos saturados, tendo sido utilizada a água pura como líquido percolante (Lu & Likos, 2004). Além disso, conforme discutido ao final deste capítulo, esta varia com as interações solo/fluido que ocorrem na camada dupla dos minerais argílicos.

Em solos saturados, o coeficiente de permeabilidade (k) é uma função do índice de vazios ou porosidade. Já em solos não saturados, além da porosidade, a condutividade hidráulica (k) é função da quantidade de água presente nos vazios. Essa dependência advém do fato de que a área útil para o fluxo é definida pela umidade do solo. Em outras palavras, a água flui através da porção dos vazios ocupada pela água; conseqüentemente, o volume de água presente nos vazios torna-se um fator importante.

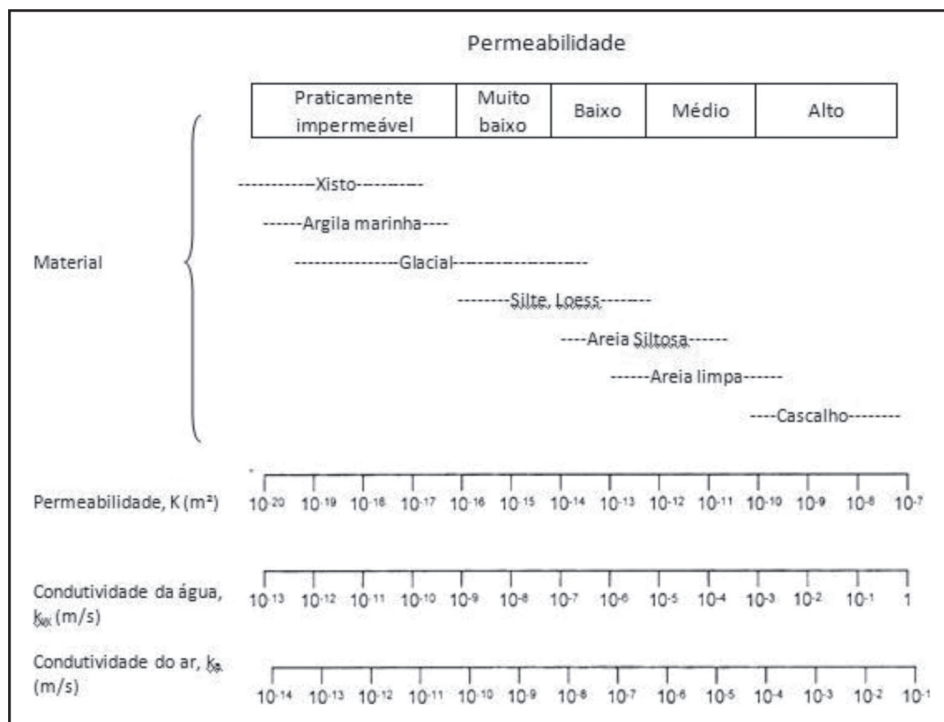


Figura 1 – Permeabilidade intrínseca, condutividade hidráulica da água e condutividade do ar para vários tipos de solo para água pura como líquido percolante (adaptado de Lu & Likos, 2004)

2.3 Lei de Darcy para solos não saturados

A Equação de Darcy foi generalizada para o caso de solo não saturado, considerando a condutividade hidráulica como uma função da quantidade de água presente no solo ou da pressão neutra do solo (Buckingham, 1907; Richards, 1931). Buckingham (1907), com base na teoria dos fluxos de calor e elétrico, teorizou uma equação para o fluxo da água em meios porosos não saturados, que ficou muito semelhante à Equação de Darcy, introduzindo uma relação funcional entre a condutividade hidráulica e o conteúdo de água no solo e, igualmente, entre o potencial mátrico (ver Capítulo 5, Potenciais da água no solo) e o conteúdo de água no solo. Tal equação, válida para solos saturados e solos não saturados, é conhecida como Equação de Buckingham-Darcy. Para um caso particular de anisotropia, no qual se admite que os valores de permeabilidade possam ser diferentes nas três direções, mas que a velocidade em uma direção é função somente do gradiente de energia naquela direção pode ser expressa como uma simplificação das equações 4 a 6:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h_w}{\partial x} \quad (\text{Eq. 9})$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (\text{Eq. 10})$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h_w}{\partial z} \quad (\text{Eq. 11})$$

onde v_i é o fluxo de água ou velocidade de descarga na direção i (L/T); k_i é a condutividade hidráulica não saturada (L/T) na direção i , função da sucção mátrica ou teor de umidade volumétrica e h_w é a carga hidráulica total (L)

3. FUNÇÕES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Denomina-se de curva de condutividade hidráulica a representação gráfica da função que relaciona a condutividade hidráulica do solo não saturado com o seu correspondente conteúdo de água (grau de saturação ou umidade volumétrica) ou pressão neutra negativa (ou sucção mátrica) para uma porosidade específica. Dessa forma, o coeficiente de permeabilidade saturado passa a representar uma condição particular na curva de condutividade hidráulica do solo não saturado (Bicalho *et al.*, 2007).

O coeficiente de permeabilidade em solo saturado é dependente da forma, quantidade, distribuição e continuidade dos poros preenchidos com água, ou seja, do valor do índice de vazios do solo e da distribuição dos poros presentes no solo. Em outras palavras, a condutividade hidráulica é proporcional ao volume efetivo de vazios, ou seja, ao volume de vazios efetivamente disponível para o fluxo. Desse modo, solos granulares limpos apresentam uma condutividade hidráulica, na grande maioria dos casos, superior à dos solos argilosos, já que parte dos vazios dos solos argilosos é impermeável ao fluxo.

Em um meio poroso não saturado, a condutividade hidráulica (k_w) depende não só da estrutura e dimensão dos poros, mas também da quantidade de água presente neste

meio e do histórico de saturação (Masrouri *et al.*, 2011). Com isso, solos não saturados podem apresentar comportamento oposto ao que se observa em solos saturados. Solos com vazios maiores são mais suscetíveis à redução de sua umidade durante a aplicação da sucção, acarretando em reduções acentuadas na sua condutividade hidráulica. Já os solos finos estão menos sujeitos às variações bruscas de sua condutividade hidráulica, uma vez que, mesmo para altos valores de sucção, os vazios podem reter água em quantidade substancial. Nesse caso, é, inclusive, possível ter-se, para uma dada sucção, solos finos com condutividade hidráulica superior a de solos com maior volume efetivo de vazios em condições saturadas, conforme sugerido por Hillel (1971).

A curva de condutividade hidráulica (k_w) pode ser expressa como funções combinadas entre o índice de vazios (e), grau de saturação (S), ou teor de umidade gravimétrico (w), tal que (Fredlund, 1976; LLoret & Alonso, 1980):

$$k_w = f(S, e) \text{ ou } k_w = f(w, v) \text{ ou } k_v = f(\theta) \quad (\text{Eq. 12})$$

onde θ é denominado teor de umidade volumétrico, definido como a relação entre o volume de água presente nos vazios do solo e o volume total da amostra de solo, podendo, também, ser expresso como:

$$\theta = nS \quad (\text{Eq. 13})$$

onde n é a porosidade total do solo, definida como a relação entre o volume de vazios do solo e o volume total da amostra de solo e S é o grau de saturação do solo, definido como a relação entre o volume de água presente nos vazios do solo e o volume de vazios da amostra de solo.

A relação entre a quantidade de água presente nos vazios do solo (por exemplo, teor de umidade gravimétrico ou volumétrico, ou grau de saturação) e o correspondente valor de sucção mátrica) é geralmente denominada de curva de retenção. Conforme mencionado no Capítulo 10, referente à curva de retenção de água de materiais porosos, não existe um padrão definido para a apresentação das curvas de retenção e de condutividade hidráulica. Observa-se, entretanto, que a maioria das publicações apresenta a condutividade hidráulica do solo em termos de sucção mátrica, grau de saturação ou umidade volumétrica (Lu & Likos, 2004).

A Figura 2 apresenta uma comparação entre curvas de retenção e de condutividade hidráulica de uma areia uniforme e de um solo argiloso residual do embasamento cristalino da cidade do Salvador (Lobo, 2022). As curvas de retenção foram ajustadas pela equação proposta por van Genuchten (1980) (Ver tabela 1 do capítulo 10) e os solos em questão foram utilizados para a confecção de uma barreira hidráulica. Observa-se que, independentemente do tipo de solo, a condutividade hidráulica permanece relativamente constante até o valor de entrada de ar (aproximadamente o valor de $1/\alpha$ na equação proposta por van Genuchten (1980)) e, em seguida, decresce com maior rapidez. Adicionalmente, verifica-se que a taxa de redução k_w do solo arenoso é maior do que a do solo mais fino. Grãos menores resultam em diâmetros de poros menores e, conseqüentemente, sucções maiores (Gerscovich *et al.*, 2004; Gerscovich & Sayao, 2002; Gerscovich, 2001). Para valores de sucção em torno do valor residual, Fredlund (2004) afirma que os dados

na literatura são escassos, e os valores da condutividade hidráulica nesse nível de sucção são incertos.

Conforme apresentado no Capítulo 10, a curva de retenção apresenta histerese, ou seja, para um dado solo e valor de umidade, o valor de sucção depende do histórico de molhagem/secagem do solo (Bicalho *et al.*, 2007). Quando expressa em termos da sucção mátrica, a histerese observada na curva de retenção é transmitida à curva de condutividade hidráulica (Fredlund & Rahardjo, 1993). Contudo, essa histerese apresenta acentuada redução quando a curva de condutividade hidráulica é representada em termos de umidade volumétrica ou grau de saturação.

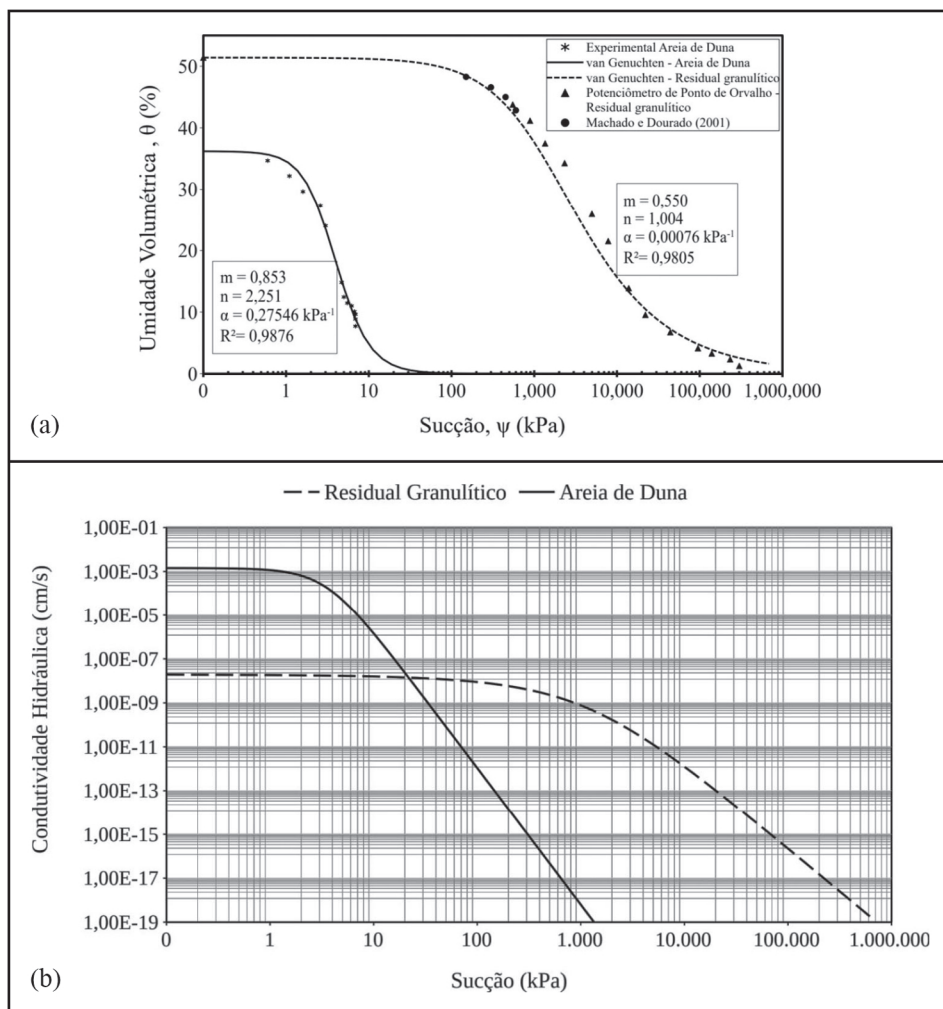


Figura 2 – Exemplos típicos de curvas de (a) retenção e (b) condutividade hidráulica para uma areia uniforme e um solo residual argiloso (Lobo, 2022)

4. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A determinação da condutividade hidráulica saturada e não saturada pode ser feita experimentalmente por meio de ensaios de campo ou de laboratório ou de métodos indiretos. Os métodos experimentais podem ser divididos em dois grupos: métodos permanentes e métodos transientes. Nos métodos permanentes ou estacionários, a quantidade de fluxo é constante; já nos métodos transientes, a vazão varia com o tempo. Geralmente, os métodos permanentes para a determinação da função de condutividade hidráulica são semelhantes aos métodos usados para determinação do coeficiente de permeabilidade em solo saturado. Os ensaios consistem na aplicação de fluxo ou gradiente hidráulico constante ao solo. No caso de fluxo constante, a taxa de fluxo é controlada em vez de medida, e mede-se a sucção. No caso de gradiente hidráulico constante, mede-se a taxa de fluxo, para, então, determinar-se a condutividade hidráulica não saturada pela Lei de Darcy.

O modelo da Figura 3 exemplifica a determinação experimental onde o fluxo se desenvolve por uma diferença entre as sucções aplicadas nos extremos da amostra. A condutividade hidráulica e o teor de umidade variam ao longo da amostra; ambos decrescem com o nível de sucção (Hillel, 1971).

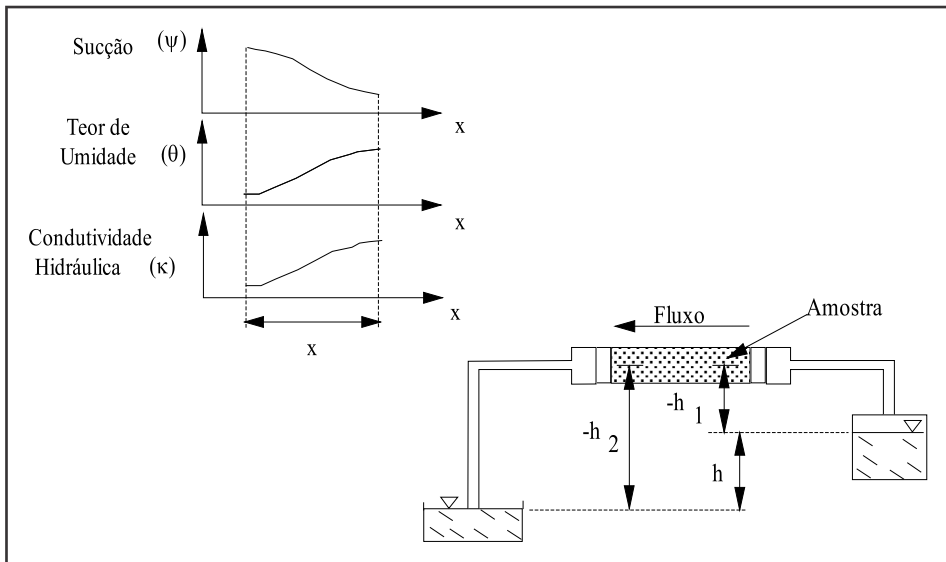


Figura 3 – Fluxo em amostra de solo não saturada

Como o gradiente hidráulico varia ao longo do comprimento da amostra, a condutividade hidráulica é calculada dividindo-se o fluxo pelo gradiente ($dh/dx = d/dx$ se a sucção é expressa em carga de pressão) em cada ponto:

$$k_w = -v \frac{dx}{d\psi} \quad (\text{Eq. 14})$$

Variando-se as sucções impostas nas extremidades, verifica-se, como nos solos saturados, que a vazão é proporcional ao gradiente (Figura 4). No entanto, a condutividade hidráulica, dada pela inclinação da reta entre vazão e gradiente, varia inversamente com a sucção (níveis de sucção mais altos acarretam em vazões mais baixas). Já no caso de solos saturados, a condutividade hidráulica independe do nível de poropressões desde que mantidas constantes as tensões efetivas aplicadas à amostra.

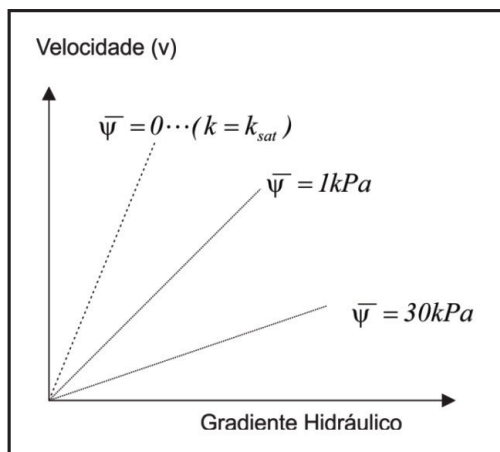


Figura 4 – Velocidade de descarga vs gradiente hidráulico para diferentes valores de sucção média na amostra

A representatividade do solo ensaiado e o controle de fluxo são as principais dificuldades dos métodos experimentais. Os ensaios não devem provocar alterações no solo, uma vez que qualquer alteração na porosidade e no teor de umidade alteram significativamente o valor da condutividade hidráulica. A maioria dos solos naturais apresentam variabilidade espacial das propriedades hidráulicas, e podem ser necessários muitos resultados de ensaios de laboratório para a adequada caracterização do meio poroso no campo (Chapuis, 2012). Às vezes, devido a limitações de orçamento e tempo, são utilizados métodos indiretos para estimativa das propriedades hidráulicas do meio poroso.

Masrouri *et al.* (2008) mencionam que, ao longo dos anos, vários métodos diretos têm sido sugeridos para a determinação da condutividade hidráulica. Contudo, ainda existem poucos dados experimentais na literatura referentes às propriedades hidráulicas não saturadas de solos finos com baixa condutividade hidráulica.

4.1 Métodos Diretos

4.1.1 Ensaios de laboratório

Os métodos de laboratório têm a vantagem de possibilitar mais controle das condições de contorno. As amostras devem ser de boa qualidade e indeformadas. A presença de microfissuras devido ao processo de amostragem poderá resultar em valores de condutividade hidráulica não representativos do maciço. Além disso, o tamanho da amostra de referência ensaiada poderá dificultar a extrapolação dos resultados.

Os ensaios podem ser realizados em permeâmetros, aplicando-se a condição de carga total constante ou carga total variável. Os permeâmetros usados em ensaios convencionais podem ser de paredes rígidas ou flexíveis, e os ensaios podem ser executados impondo-se um fluxo unidimensional em amostras horizontais ou verticais.

Nos ensaios em amostras horizontais (Laliberte & Corey, 1967; Richards, 1931; Elrick & Bowman, 1964; Richards & Moore, 1952), as pressões nas extremidades podem ser controladas por colunas d'água ou pela aplicação de pressão de ar superior à pressão atmosférica. Esse tipo de ensaio tem apresentado o inconveniente de não garantir fluxo essencialmente unidimensional em virtude da ação das forças gravitacionais, que fazem com que as linhas de fluxo apresentem uma tendência descendente.

4.1.1.1 Carga Constante

Nos ensaios em amostras verticais, o fluxo pode ser gerado pela imposição de pressões constantes nas extremidades (Laliberte & Corey, 1967; Richards & Moore, 1952; Elrick & Bowman, 1964; Richards & Wilson, 1936) ou pela aplicação de uma vazão constante na extremidade superior (Childs, 1969; Childs & Collis-George, 1950). Os métodos de carga constante apresentam a desvantagem de necessitarem de tempos elevados para o estabelecimento do regime permanente.

Vários métodos com aplicação de fluxo constante que utilizam a técnica da bomba de fluxo têm sido desenvolvidos para determinar a condutividade hidráulica de solos saturados e não saturados em laboratório (Olsen *et al.*, 1985, Aiban & Znidarcic 1989, Znidarcic *et al.*, 1991, Bicalho *et al.*, 2000). O uso da bomba de fluxo, além de ser mais rápido e ter maior precisão que os métodos convencionais de medição de variação de volume, permite a continuidade do fluxo permanente e o uso no modo de entrada ou saída de fluxo (Aiban & Znidarcic, 1989).

4.1.1.2 Carga Variável

Os métodos de carga variável podem ser subdivididos em 2 grupos: métodos de absorção-drenagem (*inflow-outflow methods*) e métodos de perfil instantâneo (*instantaneous profile methods*).

Os métodos de absorção e drenagem, em laboratório (Gardner, 1956; Miller & Elrick, 1958; Rijtema, 1959; Kunze & Kirkham, 1962), baseiam-se na medição, em função do tempo, do volume de água expulso de uma amostra de solo, no interior da célula de pressão ou placa de pressão quando se impõe um incremento de pressão de ar ou de sucção. O ensaio fornece o valor da difusividade, para um determinado nível de sucção ($D(\psi)$), o qual é definido como sendo a relação entre a condutividade hidráulica ($k(\psi)$) e a capacidade de retenção específica ($C(\psi)$), sendo a condutividade hidráulica determinada indiretamente a partir desse resultado e do conhecimento da declividade da curva de retenção.

Os teores de umidade associados devem ser determinados por técnicas não destrutivas de forma a possibilitar a determinação da variação da difusividade com o teor de umidade.

Esse tipo de ensaio não tem apresentado bons resultados pelo fato de que pequenos incrementos de pressão devem ser utilizados para validar as hipóteses de cálculo (condu-

tividade hidráulica constante para um determinado nível de sucção), o que faz com que os volumes de água medidos sejam, também, muito pequenos.

Ensaio de infiltração vertical, em que se aplica um fluxo constante na superfície de uma coluna de solo, inicialmente, a um baixo teor de umidade, também têm sido executados em laboratório e no campo (Youngs, 1964; Hillel & Gardner, 1970; Bouma *et al.*, 1971). Depois de algum tempo, o gradiente de pressão na superfície aproxima-se do zero, e o perfil movimenta-se descendentemente a uma velocidade e forma constantes. A taxa de infiltração se iguala, então, à condutividade hidráulica correspondente aos níveis de umidade e sucção da região superficial da coluna de solo.

Klute (1972) e Benson & Gribb (1997) apresentaram uma descrição detalhada dos métodos transientes publicados na literatura. Na condição de fluxo transiente, a condutividade hidráulica é determinada por soluções analíticas que descrevem o fluxo transiente ou pela Lei de Darcy em intervalos de tempo durante os quais se considera que as condições são, aproximadamente, permanentes. Os métodos transientes requerem menos tempo de ensaio. Contudo, a análise dos dados obtidos por métodos transientes é, geralmente, mais complicada que a dos permanentes. Masrouri *et al.* (2008) apresenta o estado da arte das várias técnicas de ensaios laboratoriais disponíveis até então para a determinação das propriedades hidráulicas de solos não saturados.

A Tabela 1 resume os principais métodos diretos de laboratório para determinação da condutividade hidráulica (Masrouri *et al.*, 2008).

Tabela 1 – Métodos de laboratório para determinação da curva de condutividade hidráulica (modificada de Masrouri *et al.*, 2008)

	Métodos	Vantagens	Desvantagens	Custo Relativo
Permanentes	Convencionais de carga constante	Simplicidade Controle do estado de tensões	Muito demorado em solos finos	Baixo
	Fluxo constante (bomba de fluxo)	Simplicidade Controle do estado de tensões Rápido	Requer a bomba de fluxo	Custo moderado Inicial (equipamento)
	Centrífuga	Rápido para medição em solos finos	Requer a centrífuga e técnico especializado	Custo alto Inicial (equipamento)
Transientes	Fluxo de entrada/saída	Rápido Simplicidade Controle da massa da amostra	Falta comparação de resultados com outros métodos	Baixo
	Perfil instantâneo	Simplicidade Determina a SWRC	Falta controle do estado de tensões e da massa da amostra	Custo moderado a alto Inicial (equipamento)
	Térmico	Simplicidade Mede baixos valores de S	Demorado Não tem controle do estado de tensões Requer a SWRC	Custo moderado (instrumentação)

4.1.2 Ensaios de campo

4.1.2.1 Perfil instantâneo

Dentre os métodos de campo, destaca-se o do perfil instantâneo, tanto o método original como o modificado, em que se obtém, teoricamente, uma relação entre o conteúdo de água e o tempo de redistribuição supondo gradiente de potencial total igual a 1 (ocorrência de iguais valores de sucção). O método do perfil instantâneo consiste em saturar uma coluna vertical de solo e, em seguida, monitorar, simultaneamente, as variações do teor de umidade volumétrico (TDR ou sonda de nêutrons) e sucção (tensiômetros), com a profundidade, na condição de drenagem, permitindo ou não a evaporação da água na superfície (Figura 5). A determinação da condutividade hidráulica é feita admitindo-se a validade da Lei de Darcy e estimando-se as vazões, nas diversas profundidades, em função das variações de umidade volumétrica. O método pode ser aplicado tanto em colunas de solo em laboratório quanto em perfis de solo no campo. Variações desse método no que diz respeito ao sistema de fluxo adotado (com evaporação para a superfície) e da forma de monitoração do teor de umidade e sucção podem ser encontradas na literatura (Klute, 1972). Entre as vantagens desse método, pode-se citar a obtenção de medições diretas no campo, que permite a obtenção de valores mais realísticos de condutividade hidráulica quando comparados com os obtidos de laboratório.

Gonçalves & Libardi (2013) apresentaram uma análise mais profunda da determinação da condutividade hidráulica pelo método do perfil instantâneo com o objetivo de verificar a possibilidade de se obter uma relação do conteúdo de água no solo, em função do tempo de redistribuição sem a suposição da existência de gradiente de potencial total unitário. O estudo foi desenvolvido com dados de quatro solos, e a validação da relação proposta foi realizada por comparação da função hidráulica obtida com a alcançada tradicionalmente.

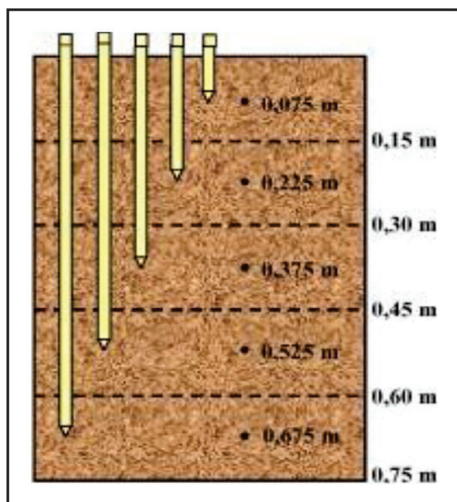


Figura 5 – Esquema do ensaio de perfil instantâneo com sistemas de medição de umidade e/ou sucção posicionados em várias profundidades (modificado de Hurtado *et al.*, 2005)

4.1.2.2 Permeâmetro Guelph

Outro método de campo muito utilizado é o Permeâmetro Guelph. O método foi desenvolvido por Reynold *et al.* (1983) e, posteriormente, aperfeiçoado na Universidade de Guelph, Canadá (Reynolds & Elrick, 1985; Reynolds & Elrick, 1986; Elrick *et al.*, 1989). A metodologia consiste na realização de ensaio de carga constante executado em furo de sondagem. São impostos pequenos valores de carga total e, após duas medições consecutivas de vazão, estabelece-se a relação entre a condutividade hidráulica e sucção. O ensaio baseia-se na solução da equação de fluxo em regime permanente, admitindo como válida a relação entre condutividade hidráulica e sucção, proposta por Gardner (1958), dada por:

$$k = k_{\text{sat}} e^{\alpha \psi} \quad (\text{Eq. 15})$$

onde α é uma constante ($0 < \alpha < \infty$) e k_{sat} é o valor da condutividade hidráulica saturada. Assume-se que o meio é homogêneo, isotrópico e semi-infinito.

O Permeâmetro Guelph é um aparelho leve e de fácil operação em campo e pode ser utilizado para efetuar medições da condutividade hidráulica em superfície ou em profundidade (Figura 6). A interpretação desse ensaio foi estendida por Campos (1993), para meios anisotrópicos e heterogêneos, ampliando o espectro de utilização desse ensaio para solos de encostas.



Figura 6 – Esquema do ensaio com Permeâmetro Guleph (aquaesolos.net)

Resultados insatisfatórios sobre o uso do permeâmetro de Guelph para a determinação da condutividade hidráulica saturada têm sido relatados na literatura. Soto *et al.* (2009) sugerem metodologias para minimizar os erros advindos de suas limitações teóricas e experimentais.

Dificuldades com a obtenção da condutividade hidráulica com o uso de ensaios de campo incluem: a definição das condições de contorno e medidas confiáveis do avanço da frente de infiltração da água no solo devido à sua variabilidade no solo. Na prática, muitas medições de condutividade hidráulica saturada são requeridas para caracterizar um solo, devido à grande variabilidade espacial dessa propriedade. Assim, as medições de campo podem apresentar custo elevado e ser demoradas. A determinação da condutividade hidráulica em laboratório e em campo produz resultados com elevada dispersão, o que indica que essa propriedade é altamente variável.

4.2 Métodos indiretos

Na condição saturada, apesar da determinação experimental da condutividade hidráulica (k_{sat}) ser relativamente simples, encontram-se, na literatura, algumas proposições matemáticas para determinação de k_{sat} em função de outros parâmetros, como exemplifica a Tabela 2. Para solos naturais não plásticos, os métodos indiretos mais recomendados são os métodos propostos por Hazen (1911), método conhecido como o de Kozeny-Carman (1927,1937), conforme Carrier (2003), Taylor (1948) e o método proposto por Chapuis (2004). Essas equações estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Modelos matemáticos para estimativa da k_{sat}

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Hazen (1911)	$k_{sat} = C_H \times d_{10}^2$	Válido para areias uniformes d_{10} - diâmetro efetivo C_H - coeficiente empírico de Hazen k_{sat} em cm/s
Kozeny-Carman (1927, 1937)	$k_{sat} = \frac{\gamma \mu \times C_{KC} \times S^2 e^3}{(1 + e)}$	γ - peso específico do líquido permeante μ - viscosidade dinâmica do permeante C_{KC} - coeficiente empírico de Kozeny-Carman S - superfície específica por unidade de volume e - índice de vazios k_{sat} em cm/s
Taylor (1948)	$k_{sat} = \frac{D^2 \times \gamma_w \mu \times e^3}{(1 + e) \times C}$	D - diâmetro dos grãos do solo γ_w - peso específico da água μ - viscosidade dinâmica do líquido C - coeficiente de forma
Chapuis (2004)	$k_{sat} = \frac{2,4622(d_{10}^2 e^3)^{0,7825}}{(1 + e)}$	d_{10} - diâmetro efetivo e - índice de vazios k_{sat} em cm/s

Na condição não saturada, a determinação experimental é mais complexa, pois envolve equipamentos especiais e elevado tempo de execução (Fredlund & Rahardjo, 1993). Em virtude da dificuldade de se determinar experimentalmente as relações entre condutividade hidráulica x teor de umidade volumétrico x sucção, várias propostas surgiram na tentativa de estimativa da condutividade hidráulica a partir de outras propriedades (porosidade, granulometria, etc.), mais fáceis de serem obtidas experimentalmente (Childs & Collis-George, 1950; Marshall, 1958; Millington & Quirk, 1960; Millington & Quirk, 1961; Millington & Quirk, 1964; Brooks & Corey, 1964; Green & Corey, 1971; van Genuchten, 1980; Saxton *et al.*, 1986; Boadbridge *et al.*, 1988).

Em geral, os modelos matemáticos requerem o conhecimento prévio dos teores de umidade saturado e residual, da sucção de entrada de ar e da condutividade hidráulica saturada, além de parâmetros de ajustes. A Tabela 3 apresenta algumas das equações propostas na literatura para a curva de condutividade hidráulica (Gerscovich & Guedes, 2004). Observa-se, na Tabela 3, que a maioria das equações baseia-se em pontos especiais da curva de retenção (teores de umidade volumétrico saturado e residual e sucção de entrada de ar). São, também, necessárias informações relacionadas à condutividade hidráulica saturada e a definição de parâmetros de ajuste (Gerscovich *et al.*, 2004). Verifica-se, ainda, que a proposta de Leong & Rahardjo (1997) é semelhante às de Irmay (1954) e Brooks & Corey (1964). Fredlund & Rahardjo (1993) apresentam outras equações que, apesar de não estarem incluídas na Tabela 3, podem ser utilizadas para estimar a condutividade hidráulica a partir do conhecimento da curva de retenção numa ampla faixa de sucções, além de parâmetros relacionados à estrutura (porosidade, índice de vazios).

Tabela 3 – Modelos matemáticos propostos na literatura para definir a curva de condutividade hidráulica (modificada de Gerscovich & Guedes, 2004)

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Gardner (1958)	$k = \frac{k_{sat}}{1 + a \left(\frac{\psi}{\rho_w g} \right)^n}$	ψ = Sucção a e n = parâmetros de ajuste γ_w = densidade da água g = aceleração gravitacional
Brooks & Corey (1968)	$\begin{cases} k(\psi) = k_{sat} \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^n \rightarrow \psi > \psi_b \\ k(\psi) = k_{sat} \rightarrow \psi \leq \psi_b \end{cases}$	ψ_b = sucção de entrada de ar ψ = sucção n = parâmetro de ajuste
Arbhabhirama & Kridakorn (1968)	$k = \frac{k_{sat}}{\left(\frac{\psi}{\psi_h} \right)^{n'} + 1}$	ψ = Sucção ψ_b = Sucção de entrada de ar n' = Parâmetro de ajuste
Davidson <i>et al.</i> (1969)	$k = k_{sat} e^{[\beta(\theta - \theta_s)]}$	θ_s = teor de umidade volumétrica saturada β = parâmetro de ajuste

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Campbell (1974)	$k = k_{\text{sat}} \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2b+\beta}$	θ_s = teor de umidade volumétrica saturada β = parâmetro de ajuste
Mualem (1976)	$k_{\text{rel}} = \frac{[1 - (\alpha\psi)^m (1 + (\alpha\psi)^n)^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{\frac{m}{2}}} \rightarrow \psi > 0$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ m, n e α = parâmetros de ajustes ψ = sucção
Mualem & Dagan (1978)	$k_{\text{rel}} = S_e^x \left(\frac{\int_0^{\theta} \frac{d\theta}{\psi^{1+b}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^{1+b}}} \right)^2$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ θ = teor de umidade volumétrico ψ = Sucção b = fator de tortuosidade
van Genuchten (1980)	$k(S_e) = k_{\text{sat}} S_e^l \left[1 - \left(1 - S_e^m \right)^m \right]^2 S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$\theta, e \theta_s$ = teor de umidade volumétrica residual e saturada S_e = grau de saturação no solo m = parâmetro de ajuste $l = 0,5$
Leong & Rahardjo (1998)	$k_{\text{rel}} = \Theta^p \Rightarrow \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ Θ = teor de umidade normalizado $\theta, e \theta_s$ = teor de umidade volumétrica residual e saturada p = parâmetro de ajuste
Vanapalli & Lobbezoo (2002)	$k_{\text{rel}} \approx 10^{(7,9 \log \log S_\gamma)}$ $\gamma = 14,08(I_p)^2 + 9,4(I_p) + 0,75$	$K_{\text{rel}} = k/k_{\text{sat}}$ S = grau de saturação I_p = índice de plasticidade

Vários modelos estatísticos têm sido propostos para descrever a função de condutividade hidráulica de solos não saturados (Burdine, 1953; Mualem, 1976; Fredlund *et al.*, 1994). A maioria dos modelos estatísticos são baseados na curva de retenção principal de drenagem; assim, esses modelos são válidos apenas para essa curva de retenção. Para valores elevados de grau de saturação na curva de retenção de umedecimento, o ar presente nos vazios do solo se torna descontínuo e a pressão do ar presente nos vazios fica diferente da pressão atmosférica. Nesse caso, esses modelos estatísticos não podem ser utilizados para definir a função de condutividade hidráulica de um solo com a fase gasosa descontínua (Bicalho, 1999).

A maior limitação dos métodos indiretos é extrapolar valores de parâmetros para intervalos diferentes dos valores medidos. Hillel (1971) afirma que a condutividade hidráulica é mais bem obtida a partir de medidas diretas (experimentais) devido às limitações dos métodos indiretos. McCartney & Parks (2009) mencionam que o uso de modelos preditivos para a estimativa da função de condutividade hidráulica pode levar a erros de uma a quatro ordens de magnitude, com as maiores discrepâncias ocorrendo para menores valores de umidade. Assim, recomenda-se cautela no uso de métodos indiretos, que podem ser uma opção complementar aos resultados experimentais obtidos por métodos diretos.

Vários pesquisadores têm usado a solução inversa do problema para determinar a função de condutividade hidráulica a partir de medições de dados de entrada e saída e valores de pressão e umidade obtidas a partir de ensaios de infiltração e evaporação (Zachman *et al.*, 1981, 1982; Dane & Hruska, 1983; Kool *et al.*, 1985; Abu-Hejleh *et al.*, 1993; Wildenschild *et al.*, 1997; Abdallah, 1999; Bicalho, 1999; Hwang, 2002; Bicalho *et al.*, 2003; Znidarcic *et al.*, 2004). Nesse método, os dados experimentais são vistos como a solução do problema de valor inicial em que a equação governante de fluxo e as condições iniciais e de contorno são conhecidas, mas as funções constitutivas e os parâmetros são desconhecidos. A dedução da equação geral que descreve o fluxo de água líquida em solos não saturados é apresentada a seguir.

5. FLUXO DE ÁGUA LÍQUIDA E VAPOR DE ÁGUA EM SOLOS NÃO SATURADOS

5.1 Princípio de conservação de massa

Aplicando-se o princípio de conservação de massa para o estudo de solos não saturados, tem-se que, para um dado elemento de solo, a taxa de ganho ou perda de água é igual o fluxo líquido de entrada ou saída, respectivamente. A Figura 7 mostra um elemento infinitesimal de solo, indicando os fluxos de entrada e saída de água nas direções x, y e z.

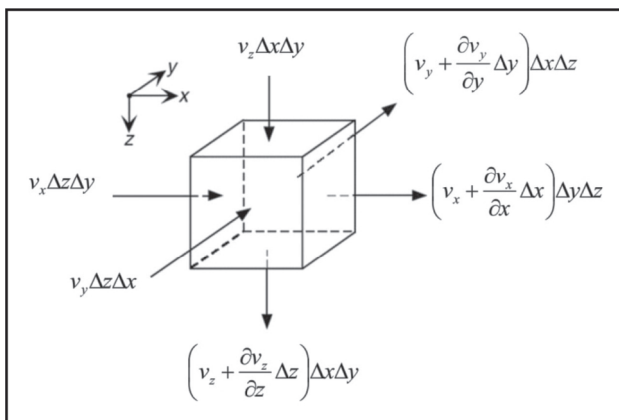


Figura 7 – Elemento infinitesimal de solo e requisitos de continuidade para o fluxo de água (modificado de Lu & Likos, 2004)

O fluxo de entrada (Q_{entra}) e saída ($Q_{\text{saí}}$) de massa de água (kg/s) do elemento de solo será expresso pelas seguintes equações (Lu & Likos, 2004):

$$Q_{\text{entra}} = \rho_w (v_x \Delta y \Delta z + v_y \Delta x \Delta z + v_z \Delta x \Delta y) \quad (\text{Eq. 16})$$

onde:

Q_{entra} = fluxo de massa de água que entra no elemento de solo (kg/s)

ρ_w = densidade da água (kg/m³)

v_x = velocidade de entrada da água na direção x (L/T)

v_y = velocidade de entrada da água na direção y (L/T)

v_z = velocidade de entrada da água na direção z (L/T)

Δx = elemento infinitesimal na direção x (L)

Δy = elemento infinitesimal na direção y (L)

Δz = elemento infinitesimal na direção z (L)

Ao sair do elemento infinitesimal, a velocidade de entrada de água (v_x , v_y , v_z) será alterada; assim, tem-se que:

$$Q_{\text{sai}} = \rho_w \left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \right) \Delta x \Delta z + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z \right) \Delta x \Delta y \right] \quad (\text{Eq. 17})$$

onde:

q_{sai} = fluxo de massa de água que sai no elemento de solo (kg/s)

$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x$ = variação na velocidade de saída da água na direção x (L/T)

$\frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y$ = variação na velocidade de saída da água na direção y (L/T)

$\frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z$ = variação na velocidade de saída da água na direção z (L/T)

Por outro lado, a taxa na qual a massa de água é armazenada no elemento de solo, desprezando-se eventuais variações de volume por umedecimento ou secagem, é expressa por:

$$\frac{\partial M_w}{\partial t} = \rho_w \frac{\partial \theta}{\partial t} \Delta z \Delta x \Delta y \quad (\text{Eq. 18})$$

onde:

M_w = massa de água (kg)

r_w = densidade da água (kg/m³)

q = umidade volumétrica ($q = V_w / V$)

V_w = volume de água (m³)

V = volume do elemento de solo (m³) (= $\Delta z \Delta x \Delta y$)

Pelo princípio de conservação de massa, a água armazenada no solo, expressa pela Equação 18, deve ser igual ao fluxo líquido no elemento de solo ($Q_{\text{entra}} - Q_{\text{sai}}$), conduzindo à seguinte expressão:

$$Q_{\text{entra}} - Q_{\text{sai}} = \rho_w \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \Delta z \Delta x \Delta y \quad (\text{Eq. 19})$$

Reorganizando-se e subtraindo-se os termos do lado esquerdo da equação, tem-se que:

$$-\rho_w \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \Delta z \Delta x \Delta y = \rho_w \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \Delta z \Delta x \Delta y \quad (\text{Eq. 20})$$

Simplificando-se os termos da equação anterior, tem-se a Equação (21), que governa o fluxo transiente nos solos, sendo aplicável tanto para solos saturados como para solos não saturados (Lu & Likos, 2004):

$$-\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \quad (\text{Eq. 21})$$

onde:

$\frac{\partial(\theta)}{\partial t}$ = taxa de variação da umidade volumétrica com o tempo

$\frac{\partial v_x}{\partial x}$ = taxa de variação na velocidade de saída da água na direção x

$\frac{\partial v_y}{\partial y}$ = taxa de variação na velocidade de saída da água na direção y

$\frac{\partial v_z}{\partial z}$ = taxa de variação na velocidade de saída da água na direção z

5.2 Fluxo de água líquida no solo

Richards (1931) combinou a Equação de Darcy-Buckingham com a equação da continuidade, resultando a equação diferencial geral, que descreve o fluxo de água líquida em solos não saturados. Substituindo-se as Equações 9 a 11, que representam a aplicação da lei de Darcy para solos não saturados na Equação (21), tem-se

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(\psi) \frac{\partial h_w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(\psi) \frac{\partial h_w}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\psi) \frac{\partial h_w}{\partial z} \right] = -\frac{\partial(\theta)}{\partial t} \quad (\text{Eq. 22})$$

onde: h_w é a carga total (L)

A equação de Richards pode ser escrita em termos da carga h , da umidade volumétrica θ ou numa forma mista, utilizando as duas grandezas. Como, em meios não saturados, a umidade volumétrica (θ) e a carga decorrente da sucção mátrica (h_m) estão relacionadas entre si pela curva característica ou de retenção do solo, então, pela regra da cadeia:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \frac{\partial h_m}{\partial t} = C(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (\text{Eq. 23})$$

onde $C(h_m)$ [L⁻¹] é chamado capacidade de retenção específica, representando a variação da umidade volumétrica em volume unitário de solo para uma variação unitária na carga hidráulica. Matematicamente, esse parâmetro representa a derivada da curva característica ou de retenção do solo. Com isso, a Equação (22) pode ser reescrita em função da carga hidráulica:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[k_{ij}(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x_j} + k_{i3} \right] = C(h) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (\text{Eq. 24})$$

Na Equação (24) a carga total foi substituída por seus termos: carga de pressão (h) e carga de elevação (z). Com isso, dado que o gradiente gravitacional é unitário, o subscrito 3 na parcela k_{i3} refere-se ao eixo vertical.

Cabe ressaltar que, na formulação apresentada (Equações (23) e (24)), admitiu-se que o fluxo ocorre a volume constante, isto é, a porosidade é considerada constante.

A Equação de Richards (1931) é altamente não linear, uma vez que a condutividade hidráulica não saturada e a carga de sucção mátrica dependem do teor de umidade do solo. Soluções analíticas exatas são apenas possíveis para casos de fluxo simples, sob várias hipóteses restritivas. Para casos gerais, a solução da equação é possível por meio de ferramentas numéricas (Neuman, 1973; Gerscovich, 1994; Micheletto, 2007).

5.3 Fluxo de vapor no solo

O fluxo de vapor de água no solo não saturado pode ser descrito utilizando-se a Lei de Fick (De Vries, 1987), tal que:

$$v_{vx} = -D_{vx} \frac{\partial P_v}{\partial x} \quad (\text{Eq. 25})$$

$$v_{vy} = -D_{vy} \frac{\partial P_v}{\partial y} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$v_{vz} = -D_{vz} \frac{\partial P_v}{\partial z} \quad (\text{Eq. 27})$$

onde:

v_v = fluxo de vapor de água (kg/(m² × s))

P_v = pressão parcial de vapor de água (kPa)

D_v = difusividade do vapor no solo (kg × m/(kN × s))

Substituindo-se as Equações (25) a (27) na Equação (21), tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[D_{vx} \frac{P_v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[D_{vy} \frac{P_v}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[D_{vz} \frac{P_v}{\partial z} \right] = \frac{\partial(\theta)}{\partial t} \quad (\text{Eq. 28})$$

onde:

P_v = pressão parcial de vapor de água (kPa)

D_v = difusividade do vapor no solo ($\text{kg} \times \text{m}/(\text{kN} \times \text{s})$)

$\frac{\partial(\theta)}{\partial t}$ = taxa de variação da umidade volumétrica com o tempo

6. INTERAÇÃO SOLO/FLUIDO E VALORES DE PERMEABILIDADE

Neste item, é apresentada uma pequena discussão acerca da influência da natureza do fluido intersticial nos valores obtidos de permeabilidade do solo para uma condição de saturação ao fluido de interesse. Conforme apresentado anteriormente, a Equação (2) fornece a possibilidade de entendimento e aplicação do conceito de permeabilidade intrínseca ou absoluta. Em princípio, essa equação poderia ser utilizada para, a partir de um valor de permeabilidade obtido para um determinado fluido (normalmente, a água), prever-se o valor de permeabilidade que seria obtido com um segundo fluido, de densidade e viscosidade diferentes do primeiro, dado que a permeabilidade absoluta seria, supostamente, uma função exclusiva do meio poroso.

A experiência prática demonstra que, para meios granulares ou inertes química e eletricamente com o fluido percolante, como as areias, a permeabilidade intrínseca pode ser considerada uma propriedade exclusiva do meio poroso, independentemente das características do fluido. Porém, conforme demonstrado por Oliveira (2001) e outros pesquisadores, quando a fração argilosa do solo é não desprezível, a permeabilidade intrínseca passa a ser afetada pela interação líquido permeante/solo devido ao excesso de cargas elétricas na superfície dos minerais argílicos e a sua grande superfície específica.

Quando postos em contato com um líquido, a alta superfície específica dos minerais argílicos favorecerá uma intensa interatividade entre os dois, propiciando a ocorrência de importantes fenômenos químicos e elétricos. Entre as propriedades dos minerais argílicos relacionadas com a sua superfície específica, destacam-se a densidade de cargas superficiais, a sorção e troca catiônica e a dupla camada de água adsorvida (parte desses fenômenos foi apresentada no capítulo de potenciais da água no solo). Essas propriedades das partículas coloidais das argilas afetam diversas características do solo, como a expansividade e a retenção de água, bem como se refletem em suas propriedades mecânicas, tais como a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento. A Tabela 4 apresenta valores típicos de superfície específica para os tipos de minerais mais frequentes no solo.

Além da superfície específica e do desbalanceamento das cargas elétricas do solo, diversos trabalhos têm apontado a constante dielétrica do fluido como um dos principais fatores da interação sólido/líquido. De fato, líquidos apolares serão pouco atraídos para a superfície desbalanceada eletricamente dos minerais argílicos, resultando em pequenas espessuras de camada dupla. Isso faz com que parte dos poros que se encontravam indisponíveis para o fluxo de água se apresente disponível para o fluxo de fluidos de baixa polaridade, como a maioria dos líquidos derivados de petróleo (ver Figura 8). Segundo Mesri & Olson (1971), é a diferença de polaridade entre a água e os líquidos orgânicos permeantes a principal razão do aumento da permeabilidade do solo a esses compostos. A água possui constante dielétrica em torno de 80, enquanto que a maioria dos líquidos orgânicos

possuem valores de constante dielétrica em torno de 2. Bradley, (1945), Barshad, (1952), Theng, (1974), Graber & Mingelgrin, (1994) e Kinsky *et al.* (1971) são exemplos de estudos focados na interação microestrutural entre os líquidos orgânicos e o solo. O fato de a permeabilidade absoluta ser uma função das interações entre as partículas sólidas e os fluidos intersticiais tem grande importância na especificação de solos com propriedades adequadas para a contenção de líquidos com constantes dielétricas diferentes da água, como no caso dos fluidos orgânicos derivados de petróleo. Uma camada mineral que apresenta um desempenho satisfatório na contenção de água, provavelmente, não apresentará o mesmo desempenho na contenção de líquidos de baixa polaridade.

Tabela 4 – Valores típicos de superfície específica de alguns minerais argílicos e solos

Tipo de Mineral	Superfície Específica (m ² /g)
Esmectita	500-800
Ilita	60-120
Caulinita	20-40
Solo argiloso	150-250
Solo siltoso	5-20

Fonte: Adaptado de Ghildyal & Tripathi (1987)

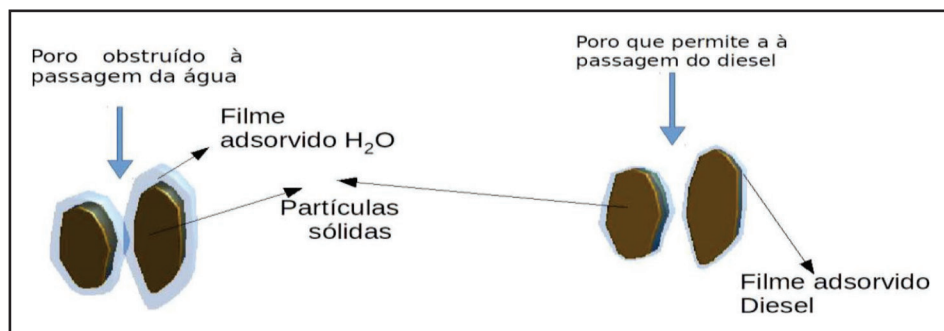


Figura 8 – Variação da espessura da camada dupla em função do fluido intersticial e seus efeitos na disponibilidade de poros para a ocorrência de fluxo

Além disso, pelo exposto acima, dado aos valores de constante dielétrica próximos entre a maioria dos líquidos orgânicos e o ar (Ver Tabela 1 do capítulo 5 - Potenciais de água no solo), a entrada de um fluido orgânico em um solo inicialmente saturado com água produz um efeito semelhante ao da secagem ao ar dos solos no tocante às suas características mecânicas. Assim, dependendo do caráter argiloso do solo, poderão aparecer trincas de tração e a resistência ao cisalhamento do solo aumentará. As mudanças estruturais decorrentes dessa *secagem ao óleo* do solo são apontadas, por diversos autores, como um dos principais fatores para o aumento da permeabilidade dos solos argilosos aos

fluidos orgânicos (Anderson, 1981; Budhu *et al.*, 1991; Gilligan & Clemence, 1984). Trabalhos experimentais relatando as diferenças entre os valores de permeabilidade a fluidos orgânicos e à água podem ser encontrados em Anderson (1981), Anderson *et al.* (1982), Brown & Anderson (1983), Mitchell & Madsen, (1987).

Dessa forma, pode-se dizer que, para os meios argilosos, o coeficiente de permeabilidade absoluta ou intrínseca depende tanto das propriedades do solo quanto da afinidade elétrica entre as partículas sólidas e o fluido percolante. Essa afinidade, por sua vez, aumenta com a constante dielétrica e tensão superficial do fluido percolante e com a superfície específica das partículas sólidas. Esses fenômenos de superfície não foram levados em consideração quando da definição do conceito de permeabilidade absoluta por Nutting (1934), pois ele deduziu sua equação para meios porosos granulares, para os quais a influência da polaridade dos fluidos pode ser negligenciada. Desse modo, a Equação (2) deve ter o seu uso restrito a solos granulares ou ao caso em que os fluidos permeantes tenham interação similar com o solo (valores aproximadamente iguais de constante dielétrica).

A Figura 9 ilustra o efeito da constante dielétrica do fluido no seu coeficiente de permeabilidade. Nessa figura, apresentada originalmente por Cardoso (2011), os triângulos vermelhos são os dados experimentais de permeabilidade para diferentes tipos de solo e a reta de cor azul representa os valores de permeabilidade, obtidos a partir da Equação (2), tendo a água como fluido de referência. Nessa figura, além da água, o diesel foi utilizado como fluido percolante. De uma forma geral, o erro cometido no uso da Equação (2) para a estimativa dos valores de permeabilidade ao diesel aumenta com o conteúdo de argila e com o índice de plasticidade do solo. Assim, esses erros foram maiores para as amostras de solo de Massapê (cerca de 10.000 vezes). Para o caso das areias, a Equação (2) pode ser utilizada sem problemas. A Tabela 5 apresenta os resultados de caracterização geotécnica dos solos apresentados na Figura 9

Tabela 5 – Índices físicos dos solos apresentados na Figura 9

Formação de solo	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	wL (%)	wP (%)	USCS
Areia eólica de duna	-	100	-	-	-	-	SP
Formações sedimentares Barreiras/Marizal	-	70	2.5	27.5	42	20	SC
Solo residual de Massapê	-	13	17	70	85	35	CH
Solo residual granulito	1.5	27.5	26	45	65	38	MH

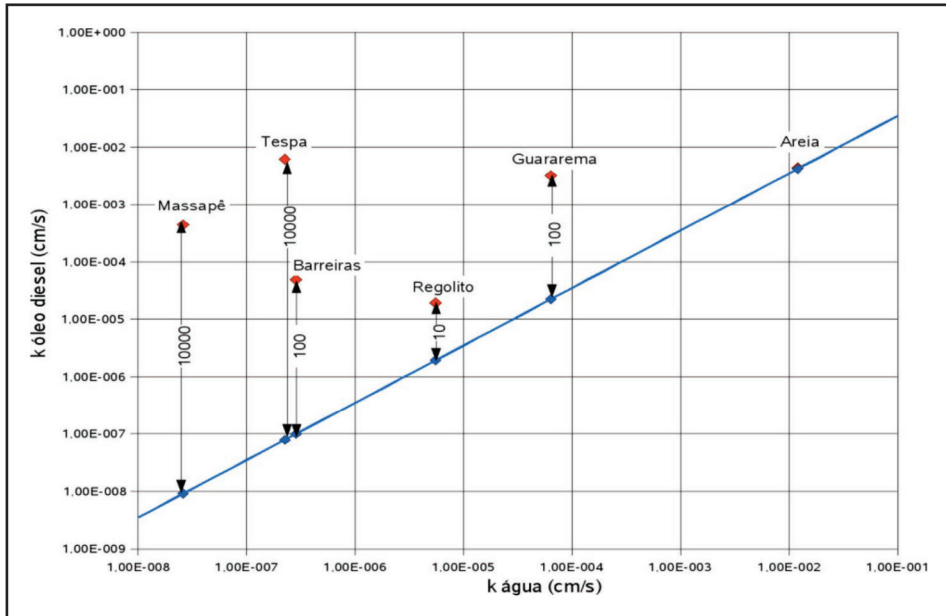


Figura 9 – Resultados dos ensaios realizados para a determinação da condutividade hidráulica saturada em relação ao óleo diesel

7. PERMEABILIDADE RELATIVA

Quando se tratam de sistemas multifásicos, em que, pelo menos, dois líquidos não miscíveis estão presentes nos vazios do solo, a permeabilidade relativa é o parâmetro mais utilizado para descrever o fluxo simultâneo dos fluidos presentes no meio poroso. Costuma-se empregar a abreviação inglesa NAPL (*non aqueous phase liquid*) para a denominação das fases aquosas não miscíveis presentes no solo. A permeabilidade relativa (K_r) é uma grandeza adimensional, definida como sendo a razão entre a permeabilidade efetiva K_i [L^2], correspondente a um dado grau de saturação, e uma permeabilidade base, como a permeabilidade intrínseca do solo, obtida com todos os vazios do solo preenchidos com o fluido de interesse (ver Equação (29)).

$$k = v \frac{dx}{d\psi} \quad (\text{Eq. 29})$$

Onde α corresponde à fase de interesse (água, ar ou fase não miscível).

A permeabilidade efetiva é uma medida da capacidade que o solo possui de conduzir um fluido que ocupa apenas parte do espaço poroso, estando o resto dos vazios intersticiais ocupado por outros fluidos imiscíveis. Ela difere da permeabilidade absoluta pelo fato de esta última se referir a uma situação na qual todos os vazios do solo estão preen-

chidos com um único fluido e se assemelha às definições associadas à curva de condutividade hidráulica, com a exceção de que, aqui, trabalha-se com dois ou mais líquidos. Para *converter-se* a curva de condutividade hidráulica em uma curva K_r , basta se considerar o ar como um fluido imiscível e o k_{sat} como a permeabilidade de base para a água. A permeabilidade ao ar para um solo completamente seco seria a permeabilidade de referência para o ar. De fato, não é só a permeabilidade à água que diminui à medida que o conteúdo de ar aumenta, mas a permeabilidade ao ar do solo que diminui à medida que o conteúdo de água aumenta. Figura 10 mostra curvas típicas de permeabilidades relativas em função da saturação para os fluidos molhante (água) e não molhante (NAPL). Conforme se pode observar, na saturação residual de cada fluido, a sua permeabilidade é suposta como nula, já que, na forma residual, não haveria continuidade entre as moléculas do fluido, e os gradientes de energia, assim, tornar-se-iam não efetivos para a promoção do fluxo. Outra questão a se observar é que, para $Sr_a = 1$, $K_{ra} = 1$, ou seja, a permeabilidade efetiva se torna igual à permeabilidade intrínseca ou ao valor de referência adotado.

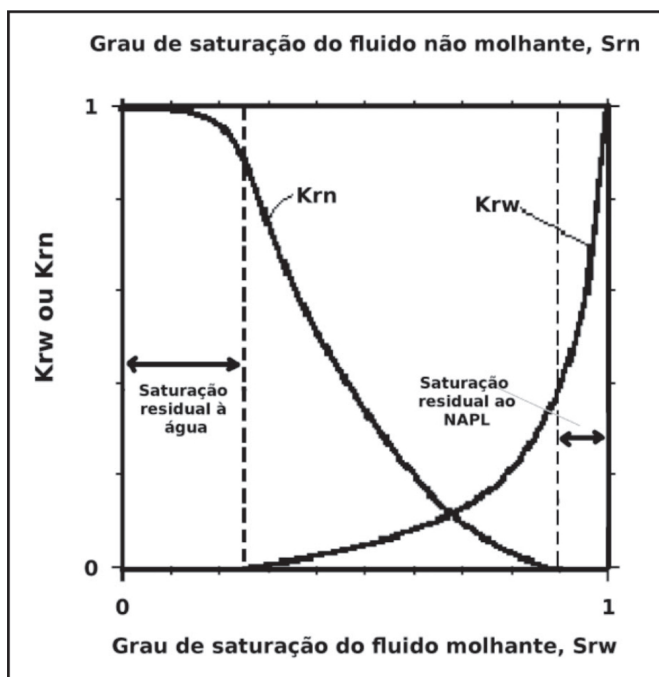


Figura 10 – Curvas típicas de permeabilidade relativa (modificado de Fetter, 1994)

A água é, normalmente, considerada o fluido mais molhante do sistema ar – NAPL – água, ou seja, a água é considerada como o fluido que tem preferência para se espalhar sobre as partículas sólidas do solo (ver conceito de molhabilidade no capítulo de potenciais da água no solo). O NAPL possui, geralmente, molhabilidade intermediária, sendo o ar o fluido menos molhante. Isso quer dizer que, em um solo inicialmente com óleo, a tendência é que a água desloque os meniscos de óleo, causando o seu movimento no meio poroso. Isso, aliás, é o princípio de funcionamento da técnica de lavagem do solo (*soil flushing*), sendo que, nesses casos, são utilizados, também, tensoativos para facilitar a expulsão da

fase residual não miscível. Essa ordem de molhabilidade pode, contudo, apresentar-se distinta na natureza. Para o caso de solos com grande quantidade de matéria orgânica, o NAPL pode se tornar o fluido mais molhante, passando a expulsar a água dos vazios do solo.

A ordem de molhabilidade tem grande importância nos processos de fluxo. Preservando-se a ordem de molhabilidade citada acima, quando há fluxo de NAPL em um solo que já possui considerável conteúdo de água, o que ocorre é que, em sendo a água o fluido mais molhante, esta ocupa os menores poros do solo, deixando os poros maiores para o fluxo do NAPL. Nesse caso, a água não participaria do fluxo. Como os poros maiores estão disponíveis para o fluxo do NAPL, a permeabilidade efetiva ao NAPL costuma não ser afetada de forma significativa até que o conteúdo de água comece a interromper a continuidade da distribuição do NAPL pelos vazios do solo.

A realização de ensaios para a determinação da permeabilidade relativa das fases menos molhantes, principalmente, em sistemas bifásicos, acaba sendo facilitada pelo fato de a fase mais molhante permanecer no solo durante o experimento, de forma que, executando-se os cuidados iniciais na preparação dos corpos de prova, os quais devem possuir uma distribuição homogênea e controlada da fase mais molhante, antes da realização do ensaio, tudo se processa como um ensaio de permeabilidade normal. Para o caso da fase mais molhante, há a necessidade de imposição de sucções para que o conteúdo da fase mais molhante permaneça inalterado. A Figura 11 apresenta curvas de permeabilidade efetiva obtidas por Cardoso (2011) para o diesel. Nesse caso, os valores de permeabilidade efetiva foram apresentados em cm/s, como usual em geotecnia. Da análise da figura, pode-se notar que, somente a partir de 40% de grau de saturação à água, é que os valores de permeabilidade efetiva ao diesel começam a decrescer.

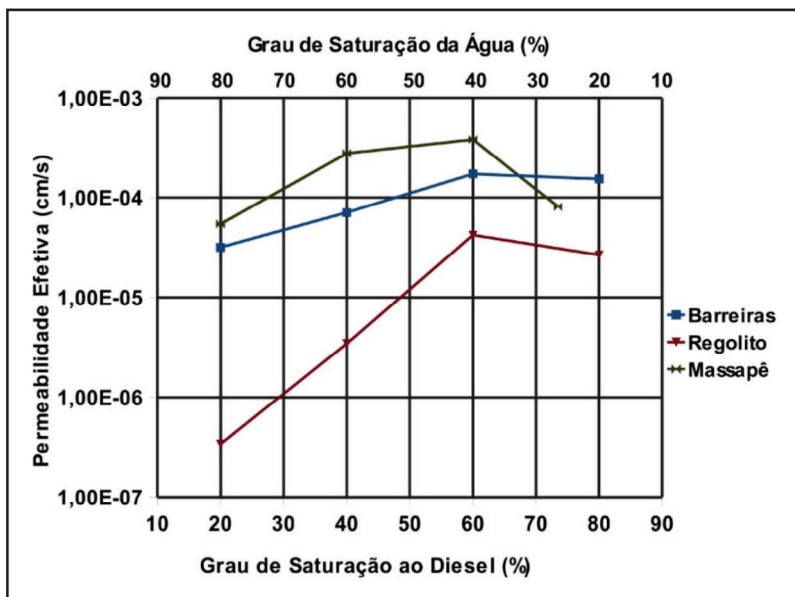


Figura 11 – Curvas de permeabilidade efetiva obtidas por Cardoso (2011)

Segundo Sousa (2012) e Delshad & Pope (1989), a literatura apresenta um número limitado de dados experimentais para a permeabilidade relativa trifásica. Além disso, devido às dificuldades de execução dos experimentos e a ocorrência de erros experimentais, a acurácia desses resultados pode ser motivo de questionamento. Devido a essa escassez de dados experimentais, alguns estudiosos têm utilizado modelos teóricos para a previsão da permeabilidade relativa em sistemas trifásicos. A maioria dos modelos teóricos propostos utilizam dados de permeabilidade relativa para sistemas bifásicos (óleo-água ou óleo-gás) ou dados de pressão capilar para estimar a permeabilidade relativa ao óleo na presença de água e gás. Conforme apresentado em Delshad & Pope (1989), o modelo proposto por Pope é descrito por:

$$k_m = k_n \cdot [a \cdot \hat{s}_n^b \cdot (1 - \hat{s}_w)^c + (1 - a) \cdot \hat{s}_n^d \cdot (1 - \hat{s}_g)^e] \quad (\text{Eq. 30})$$

onde:

$$\hat{s}_n = \frac{1 - Sr_w - Sr_g - Sr_{nr}}{1 - Sr_{wr} - Sr_{gr} - Sr_{nr}} \quad (\text{Eq. 31})$$

$$\hat{s}_w = \frac{1 - Sr_w - Sr_{wr}}{1 - Sr_{wr} - Sr_{gr} - Sr_{nr}} \quad (\text{Eq. 32})$$

$$\hat{s}_g = \frac{1 - Sr_g - Sr_{gr}}{1 - Sr_{wr} - Sr_{gr} - Sr_{nr}} \quad (\text{Eq. 33})$$

a, b, c e d = são parâmetros de ajuste da equação

Sr_n , Sr_w , Sr_g = são os graus de saturação ao NAPL, à água e ao ar

Sr_{nr} , Sr_{wr} , Sr_{gr} = são os graus de saturação residuais ao NAPL, à água e ao ar.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os métodos indiretos para estimativas da função de condutividade hidráulica apresentam limitações e devem ser adotados para os solos e intervalos de valores investigados em avaliações preliminares e/ou complementares. Acrescenta-se que para os solos lateríticos, deve-se considerar a textura do solo nas condições *in situ*, e, para os solos saprolíticos, a possibilidade da condutividade hidráulica apresentar heterogeneidade e anisotropia.

Cabe ainda destacar que o estado da fase ar do solo não saturado, por intervir diretamente nas condições de fluxo, assume muitas vezes papel importante na ocorrência de determinados fenômenos. Por exemplo, a ocorrência da umidade ótima na curva de compactação está associada a oclusão da fase ar (Bicalho 1999, Bicalho *et al.* 2000, Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. 2021). Ao ocorrer ela propicia o surgimento de poropressões (ou pressões neutras) positivas no solo compactado não saturado, reduzindo a energia efetiva de compactação e dando assim origem ao ramo úmido.

Ainda relacionando-se à condutividade hidráulica e fluxo em solos não saturados, durante as precipitações e dependendo do estado de saturação do perfil de solo, o ar já não

BICALHO, K.V.; ZNIDARCIC, D. & KO, H.Y. (200). Influence of air entrapment on the unsaturated hydraulic conductivity functions. 12 Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol 2. Culligan PJ, Einstein HH, Whittle AJ (eds.) Cambridge, MA, USA, pp 1597-1602.

BICALHO, K.V.; ZNIDARCIC, D. & FLEUREAU, J.M. (2007). Determination of water hydraulic conductivity functions of unsaturated soils. 3 Asian Conference on Unsaturated soils, Beijing, China, v. I, pp. 445-450.

BOADBRIDGE, P.; KNIGHT, J.H. & ROGERS C. (1988). Constant Rate Rainfall Infiltration in a Bounded Profile: Solutions of a Nonlinear Model. Soil Science Society of America Journal, 52: 1526-1533.

BOUMA, J.; HILLEL, D.; HOLE, F.D. & AMERMAN, C.R. (1971). Field Measurement of Unsaturated Hydraulic Conductivity by Infiltration Through Artificial Crusts. Soil Science Society of America Proceedings, 35: 362-364.

BRADLEY, W.F.G. (1945). Molecular associations between montmorillonite and some polyfunctional organic liquids. Journal Am. Chem. Soc., 67: 975-981.

BROWN, K.W. & ANDERSON, D.C. (1983). Effects of organic solvents on the permeability of clay soils. Environmental Protection Agency (U.S.), EPA-600/S2-83-016.

BROOKS, R.H. & COREY, A.T. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State University, Hydrology papers, (3): 1-27.

BUDHU, M.; GIESE, JR.R.F.; CAMPBELL, G. & BAUMGRASS, L. (1991). The permeability of soils with organics fluids. Canadian Geotechnical Journal, 28: 140-147.

BUCKINGHAM, E. (1907). Studies on the movement of soil moisture. U.S. Department Agriculture, Bureau of Soils 38, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

BURDINE, N.T. (1953). Relative Permeability Calculation from size distribution data. Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, 198: 71-78.

BURDINE, N.T.; GOUNAY, L.S. & REICHERTZ, P.P. (1950). Pore Size Distribution of Petroleum Reservoir Rocks. Petroleum Transactions, AIME, 189: 195-204.

CAMPBELL, G.S. (1974). A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. Soil Science, 117: 311-314.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. Soils & Rocks, 44:3, 1-25.

CAMPOS, J.L.E. (1993). Um Estudo Numérico e Experimental da Permeabilidade Saturada e Não Saturada de Solos de Encostas do Rio de Janeiro. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

CAPUTO, M.C. & NIMMO, J.R. (2005). Quasi-Steady Centrifuge method for unsaturated hydraulic characterization. International Symposium On Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Balkema, pp. 287-290.

CARDOSO, L.S.P. (2011). Estudo do Transporte de Poluentes Imiscíveis em Solos. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Energia e Ambiente, Universidade Federal da Bahia, 150 p.

CARMAN P.C. (1937). Fluid flow through granular beds. Trans Inst Chem Eng London 15:150-166

CARRIER W.D. (2003). Goodbye, Hazen, Hello, Kozeny-Carman. ASCE J Geotech Geoenviron. Eng. 129:1054-1056

CHAPUIS R.P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. Can Geotech J 41(5):787-795

CHILDS, E.C. (1969). An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena. John Wiley & Sons, New York, 493 p.

CHILDS, E.C. & COLLIS-GEORGE, N. (1950). The permeability of porous materials. Proceedings, Royal Society, London, Series A, 210: 392-405.

DANE, J.H. & HRUSKA, S. (1983). In-situ determination of soil hydraulic properties during drainage. Soil Science Society of America Journal, 47: 619-624.

DANIEL, D.E. (1983). Permeability test for unsaturated soil. Geotechnical Testing Journal, 6 (2): 81-86.

DARCY, H. (1856). Histoire Des Fontaines Publiques de Dijon. Paris, Dalmont, pp. 590-594.

DAVIDSON, J.M.; STONE, L.R.; NIELSEN, D.R. & LA RUE, M.E. (1969). Field Measurement and use of soil water properties, Water Resources Research, (5): 1312-1321.

DELSHAD, M. & POPE, G.A. (1989). Comparison of the three phase oil relative permeability models. Transport in Porous media, (4): 59-83.

DE VRIES, D.A. (1987). The theory of heat and moisture transfer in porous media revisited. International Journal of Heat and Mass Transfer, 30(7): 1343-1350.

ELRICK, D.E.; REYNOLDS, W.D. & TAN, K.A. (1989). Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis. *Groundwater Monitoring Review*, 9: 184-193.

ELRICK, D.E. & BOWMAN, D.H. (1964). Note on an Improved Apparatus for Soil Moisture Flow Measurements. *Soil Science Society of America Proceedings*, 28: 450-453.

FETTER, C.W. (1994). *Applied Hydrogeology*, 3rd ed. Macmillan College Publishing Inc., New York, 616 p.

FLEUREAU, J.M. (1979). Etude de l'influence d'un champ thermique ou électrique sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des argiles. Thèse de Docteur-Ingénieur, Ecole Centrale Paris, Châtenay-Malabry, France, 308 pp.

FREDLUND, D.G. (1976). Density and Compressibility Characteristics of Air-water Mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 13: 386-396.

FREDLUND, D.G. (1998). Bringing unsaturated soil mechanics in engineering practice. 2nd international conference on unsaturated soils, pp. 1-35.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. & GAN, J. (1987). Nonlinearity of the strength envelope for unsaturated soils. 6th International Conference Expansive Soils, New Deli, v. I., pp. 49-54.

FREDLUND, D.G. (2004). Use of soil-water characteristic curves in the implementation of unsaturated soil mechanics. De Campos T. M. & Marinho FAM (eds), *Unsaturated soils*, v. 3. Sweets and Zeitlinger, Lisse, pp. 887-902.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, New York, 544p.

FREDLUND, D.G.; XING, A. & HUANG, S. (1994). Predicting of the permeability function for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 533-546.

GARDNER, W.R. (1956). Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Plate Outflow Data. *Soil Science Society of America Proceedings*, (20): 317-320.

GARDNER, W.R. (1958). Some Steady-State of the Unsaturated Moisture Flow Equation with application to Evaporation from Water Table. *Soil Science*, 3(85): 228-232.

GERSCOVICH, D.M.S. (1994). Fluxo em Meios Porosos Saturados-Não Saturados: Modelagem Numérica com Aplicações ao Estudo da Estabilidade de Encostas na Cidade do Rio de Janeiro. Tese Doutorado, PUC-Rio, 244 pp.

GERSCOVICH, D.M.S & GUEDES, M.N. (2004) Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v. I, pp. 249-254

GERSCOVICH, D.M.S.; GUEDES, M.N. & TOSCANO E. (2004). Evaluation of Soil-Water Characteristic Curves for Problems of Unsaturated flow in Soils from Brazil. *Solos e Rochas*, 27(1): 57-67.

GILLIGAN, E.D. & CLEMENCE, S.P. (1984). Fabric and engineering behavior of organic saturated clays. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 21: 515-529.

GHILDYAL, B.P. & TRIPATHI, R.P. (1987). *Soil Physics*. Wiley Eastern Limited, New Delhi, India, 655 p.

GRABER, E.R. & MINGELGRIN, U. (1994). Clay swelling and regular solution theory. *Environmental Science Technology*, 28, 2360-2365.

GONÇALVES, A.D.M.A. & LIBARDI, P.L. (2013). Análise da determinação da condutividade hidráulica do solo pelo método do perfil instantâneo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 37: 1174-1184.

GREEN, R.E. & COREY, J.C. (1971). Calculation of hydraulic conductivity: a further evaluation of some predictive methods. *Soil Science Society of America Proceedings*, 35: 3-8.

HAZEN, A. (1911). Discussion of Dams on Sand Foundations by A.C. Koenig, *Transactions American Society Civil Engineering*, 73: 199.

HILLEL, D. (1971). *Soil water: Physical principles and processes*. Academic Press, New York, 288 p.

HILLEL, D. & GARDNER, W.R. (1970). Measurement of Unsaturated Conductivity and Diffusivity by Infiltration through an Impeding Layer. *Soil Science*, 109 (3):149-153.

HURTADO, A.L.B.; CICHOTA, R. & LIER, Q.J.V. (2005). Parametrização do método do perfil instantâneo para a determinação da condutividade hidráulica do solo em experimentos com evaporação. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 29(2): 301-307.

HWANG, C. (2002). Determination of material functions for unsaturated flow. Doctoral. Dissertation, University of Colorado, 204 pp.

IRMAI, S. (1954). On the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Transactions of the American Geophysical Union*, 35, 463-467.

KINSKY, J.; FRYDMAN, S. & ZASLAVSKY, D. (1971). The effect of different dielectric liquids on the engineering properties of clay. 4th Asian regional Conference on SM-FE, v. I, pp. 369-372.

KLUTE, A. (1972). The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soils. *Soil Science*, 113(4):264-276.

KOOL, J.B.; PARKER, J.C. & VAN GENUCHTEN, M.T.H. (1985). Determining soil hydraulic properties from one-step outflow experiments by parameter estimation; I. Theory and numerical studies. *Soil Science Society of America Journal*, 49: 1348-1354.

KUNZE, R.J. & KIRKHAM, D. (1962). Simplified Accounting for Membrane Impedance in Capillary Conductivity Determinations. *Soil Science Society of America Proceedings*, 26: 421-426.

LALIBERTE, G.E. & COREY, A.T. (1967). Hydraulic Properties of Disturbed and Undisturbed Samples. In *Permeability and Capillarity of Soils - ASTM STP 417*, American Society Testing Materials. pp 56-71.

LEONG, E.C. & RAHARDJO, H. (1997). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123: 1118-1126.

LLORET, A.M. & ALONSO, E.E. (1980). Consolidation of Unsaturated Soils including Swelling and Collapse Behaviour. *Geotechnique*, 30(4): 449-477.

LOBO, B.R.H. Uso de canal de fluxo 2D para o monitoramento e avaliação de desempenho de barreiras capilares. Tese de Doutorado. Universidade Federal da Bahia. Salvador-BA: 2022

LU, N. & LIKOS, W.J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 556p.

MACHADO, S. L. & DOURADO, K. A. (2001). Novas técnicas para obtenção da curva característica de sucção do solo. 4º Simpósio de Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, pp.325-336, Porto Alegre.

MARSHALL, T. J. (1958). A Relation Between Permeability and Size Distribution of Pores. *Journal Soil Science*., 9: 1-8.

MASROURI, F.; BICALHO, K.V. & KAWAI, K. (2008). Hydraulic testing in unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26: 691-704.

MATYAS, E.L. (1966). Air and water permeability of compacted soils. *Permeability and capillary of soils*. ASTM STP, 417: 160-175.

MCCARTNEY, J.S. & PARKS, J.M. (2009). Uncertainty in Predicted Hydraulic Conductivity Functions of Unsaturated Soils. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, Egypt, pp. 1618-1621.

MESRI, G. & OLSON, R.E. (1971). Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays and Clay Minerals*, 19: 151-158.

MILLER, E.E. & ELRICK, D.E. (1958). Dynamic Determination of Capillary Conductivity Extended for Non-Negligible Membrane Impedance. *Soil Science Society of America Proceedings* 22: 483-486.

MILLINGTON, R.J. & QUIRK, J.P. (1960). Transport in Porous Media. 7 International Conference Soil Science Madison, v. I, pp 97-106.

MILLINGTON, R.J. & QUIRK, J.P. (1961). Permeability of Porous Solids. *Trans. Faraday Society*, 57: 1200-1207.

MILLINGTON, R.J. & QUIRK, J.P. (1964). Formation Factor and Permeability Equations. *Nature*, 202: 143-145.

MITCHELL, J.K.. & MADSEN, F.T. (1987). Chemical effects on clay hydraulic conductivity. Woods, R.D. Ž (ed.), *Geotechnical Practice for Waste Disposal 87*, Geotechnical Special Publication, (13), ASCE, New York, pp. 87-116.

MITCHELL, J.K. & YOUNGER, J.S. (1967). Abnormalities in Hydraulic Flow Through Fine-Grained Soils. *ASTM Special Technical Publication*, 417: 106-141.

MUALEM, Y. (1976). A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media. *Water Resources Research*, 12(3): 513-522.

MUALEM, Y. & DAGAN, G. (1978). Hydraulic conductivity of soils: unified approach to the statistical models, *Soil Science Society of America Journal*, 42: 392-395.

NUTTING, P.G. (1934). Physical Analysis of Oil Sands. *American. Association. Petroleum Geologists Bulletin*. 14: 1337-1349.

OLIVEIRA, J.C.S. DE (2001). Contaminação de Sedimentos Argilosos por Combustíveis Automotivos: Problemas de Avaliação da Permeabilidade. Tese de Doutorado em Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 116 p.

OLSEN, H.W.; NICHOLS, R.W. & RICE, T.L. (1985). Low gradient permeability methods in a triaxial system. *Geotechnique*, 35(2): 145-157.

REYNOLDS, W.D. & ELRICK, D.E. (1986). A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships. *Ground Water Monitoring Revenue*, 6(1): 84-95.

REYNOLDS, W.D. & ELRICK, D.E. (1985). In situ measurement of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter. *Soil Science*, 140 (4): 292-302.

REYNOLDS, W.D.; ELRICK, D.E. & TOPP, G.C. (1983). A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table. *Soil Science*, 136: 250-268.

REYNOLDS, W.D. & ELRICK, D.E. (1990). Ponded Infiltration from a Single Ring: I. Analysis of a Steady Flow. *Soil Science Society of America Journal*, 54: 1233-1241.

REYNOLDS, W.D. (1986). The Guelph Permeameter Method for In Situ Measurements of Field-Saturated Hydraulic Conductivity and Matric Flux Potential. Tese de Doutorado, Universidade de Guelph, Canada, 237 pp.

RICHARDS, L.A. (1931). Capillary Conduction of Liquids Through Porous Medium. *Journal of Physics*, 1: 318-333.

RICHARDS, L.A. & WILSON, B.D. (1936). Capillary Conductivity Measurements in Peat Soils. *Journal of American Society Agricultural*, 28: 427-436.

RICHARDS, L.A. & MOORE, D.C. (1952). Influence of Capillary Conductivity and Depth of Wetting on Moisture Retention in Soil. *Transactions of the American Geophysical Union*, 33: 531-539.

RIJITEMA, P.E. (1959). Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Plate Outflow Data with Non-negligible Membrane Impedance. *Netherlands Journal of Agricultural Science*, 7: 209-215.

SAXTON, K.E.; RAWLS, J.S.; ROMBERGER, & PAPENDICK, R. I. (1986). Estimating Generalized Soil-Water Characteristics from Texture. *Soil Science Society of America Journal*, (50): 1031-1036.

SOUSA, R.P., (2012). Estudo dos fluxos de óleo diesel e água em solos não saturados. Tese de Doutorado, PGENAM/UFBA, 282 p.

SOTO, M.A.; CHANG, K.H. & VILAR, O.M. (2009). Análise do método do permeâmetro guelph na determinação da condutividade hidráulica saturada. *Águas Subterrâneas*, 23(1): 137-152.

TAYLOR, D. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 700p.

THENG, B.K.G. (1974). *The Chemistry of Clay–Organic Reactions*. Wiley, New York, 343p.

VAN GENUCHTEN, M.TH. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44: 892-989.

VANAPALLI, S.K. & LOBBEZOO, J.P. (2002). A normalized function for predicting the coefficient of permeability of unsaturated soils, De Campos T. M. & Marinho FAM (eds), *Unsaturated soils*, v. 1. Sweets and Zeitlinger, Lisse, pp. 839-844.

YOUNGS, E.G. (1964). An Infiltration Method of Measuring Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Materials. *Soil Science*, 97: 307-311.

WATSON, K.K. (1966). An instantaneous profile method determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials. *Water Resources Research*, 2: 709-715.

WILDENSCHILD, D.; JENSEN, K.H.; HOLLENBECK, K.J.; ILLANGASEKARE, TH.; ZNIDARCIC, D.; SONNENBORG, T. & BUTTS, M.B. (1997). A two-stage procedure for determining unsaturated hydraulic characteristics using a syringe pump and out-flow observations. *Soil Science Society of America Journal*, 61: 347-359.

ZACHMAN, D.W.; DUCHATEAU, P.C. & KLUTE, A. (1981). The Calibration of the Richards Flow Equation for a Draining Column by Parameter Identification. *Soil Science Society of America Journal*, 45: 1012-1015.

ZACHMAN, D.W.; DUCHATEAU, P.C. & KLUTE, A. (1982). Simultaneous approximations of water capacity and soil hydraulic conductivity by parameter identification. *Soil Science*, 134: 157-163.

ZNIDARCIC, D.; ILLANGASEKARE, T. & MANNA, M. (1991). Laboratory Testing and Parameter Estimation for Two-Phase Flow Problems. *ASCE Geotechnical Special Public*, 27: 1089-1099.

ZNIDARCIC, D.; HWANG, C. & BICALHO, K.V. (2004). Experimental determination of hydraulic characteristics for unsaturated soils. De Campos T. M. & Marinho FAM (eds), *Unsaturated soils*, v. 3. Sweets and Zeitlinger, Lisse, pp. 1137-1141.