

## UNIDADE 6 - PERMEABILIDADE DOS SOLOS

### 6.1 Introdução

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento de água através dele. Todos os solos são mais ou menos permeáveis.

O conhecimento do valor da permeabilidade é muito importante em algumas obras de engenharia, principalmente, na estimativa da vazão que percolará através do maciço e da fundação de barragens de terra, em obras de drenagem, rebaixamento do nível d'água, adensamento, etc.

Portanto, os mais graves problemas de construção estão relacionados com a presença da água. O conhecimento da permeabilidade e de sua variação é necessário para a resolução desses problemas. O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado através de ensaios de laboratório em amostras indeformadas ou de ensaios "in situ".

Como já foi visto, o solo é um material natural complexo, constituído por grãos minerais e matéria orgânica, constituindo uma fase sólida, envolvidos por uma fase líquida: água. Há uma terceira fase, eventualmente presente; o ar, o qual preenche parte dos poros dos solos não inteiramente saturados de água.

No caso das areias o solo poderia ser visto como um material constituído por canalículos, interconectados uns aos outros, nos quais ou há água armazenada, em equilíbrio hidrostático, ou água flui através desses canalículos, sob a ação da gravidade. Nas argilas esse modelo simples do solo perde sua validade, uma vez que devido ao pequeníssimo diâmetro que teriam tais canalículos e as formas exóticas dos grãos, intervêm forças de natureza capilar e molecular de interação entre a fase sólida e a líquida. Portanto, o modelo de um meio poroso, pelo qual percola a água, é algo tanto precário para as argilas, embora possa ser perfeitamente eficiente para as areias. Infelizmente a quase totalidade das teorias para percolação de água nos solos é baseada nesse modelo.

### 6.2 Regime de escoamento nos solos

As bases teóricas sobre o regime de escoamento em condutos forçados foram estabelecidas por Reynolds, em 1883. Reynolds comprovou que o regime de escoamento é laminar, sob certas condições, ou turbulento. Esta experiência, mostrada esquematicamente na Figura 6.1.a, consistiu em permitir o fluxo de água através de uma tubulação transparente e, por meio de um pequeno funil instalado no tanque superior, introduzir um corante no fluxo: se o corante escoasse com uma trajetória retilínea, o regime de escoamento seria laminar, pois as partículas têm trajetórias paralelas; caso contrário, o regime seria turbulento.

Reynolds variou o diâmetro "D" e o comprimento "L" do conduto e a diferença de nível "h" entre os reservatórios, medindo a velocidade de escoamento "v". Os resultados constam na Figura 6.1.b, onde estão plotados, o gradiente hidráulico "i = h/l" versus a velocidade de escoamento "v". Verifica-se que há uma velocidade crítica "vc" abaixo da qual o regime é laminar, havendo proporcionalidade entre o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo. Para velocidades acima de "vc" a relação não é linear e o regime de escoamento é turbulento. Ainda segundo Reynolds, o valor de "vc" é relacionado teoricamente com as demais grandezas intervenientes através da equação:

$$Re = \frac{v_c \cdot D \cdot \gamma}{\mu \cdot g}$$

onde:

Re = número de Reynolds, adimensional e igual a 200;

vc = velocidade crítica;

D = diâmetro do conduto;

$\gamma$  = peso específico do fluido;  
 $\mu$  = viscosidade do fluido;  
 $g$  = aceleração da gravidade.

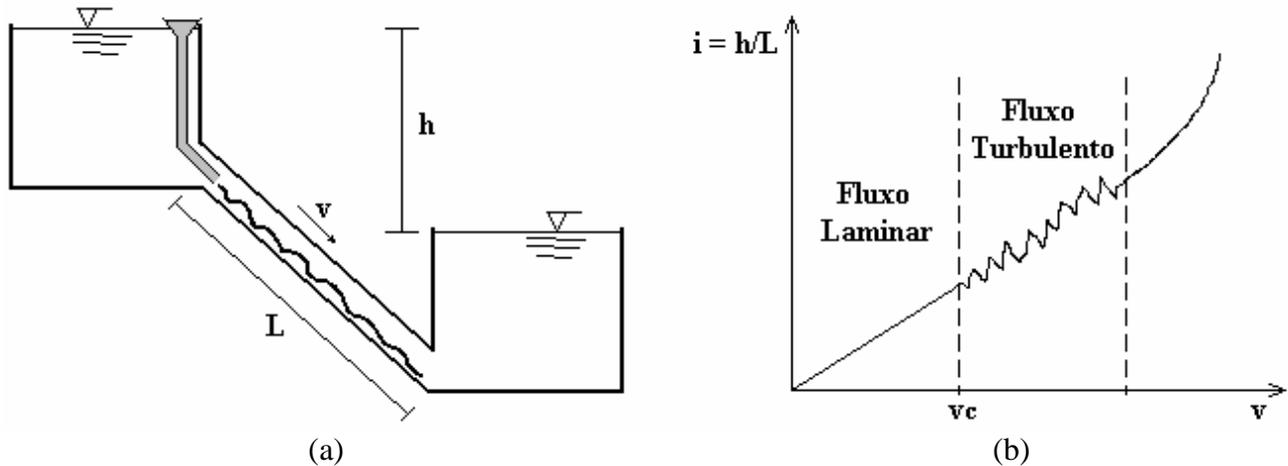


Figura 6.1 - Experiência de Reynolds: (a) montagem; (b) resultados.

Substituindo na equação anterior os valores correspondentes à água a 20°C, obtém-se o valor de “ $v_c$ ” (em m/s) em função do diâmetro do conduto “ $D$ ” (em metros):

$$v_c = \frac{28 \times 10^{-4}}{D}$$

Nos solos, o diâmetro dos poros pode ser tomado como inferior a 5mm. Levando este valor à equação anterior, obtém-se  $v_c = 0,56\text{m/s}$ , que é uma velocidade muito elevada. De fato, a percolação da água nos solos se dá a velocidades muito inferiores à crítica, concluindo-se daí que a percolação ocorre em regime laminar. Como consequência imediata haverá, segundo estudos de Reynolds, proporcionalidade entre velocidade de escoamento e gradiente hidráulico (Figura 6.1.b). Denominado o coeficiente de proporcionalidade entre “ $v$ ” e “ $i$ ” de permeabilidade ou condutibilidade hidráulica “ $k$ ”, vem:

$$v = k \cdot i$$

### 6.3 Ley de Darcy

Na realidade, a equação  $v = k \cdot i$ , deduzida no item anterior segundo a teoria de Reynolds, foi obtida experimentalmente cerca de 30 anos antes pelo engenheiro francês H. Darcy, e por isto é conhecida como lei de Darcy. Por motivos didáticos é que o assunto é apresentado de forma não cronológica.

A experiência de Darcy (Figura 6.2) consistiu em percolar água através de uma amostra de solo de comprimento “ $L$ ” e área “ $A$ ”, a partir de dois reservatórios de nível constante, sendo “ $h$ ” a diferença de cota entre ambos. Os resultados indicaram que a velocidade de percolação  $v = Q/A$  é proporcional ao gradiente hidráulico  $i = h/L$ .

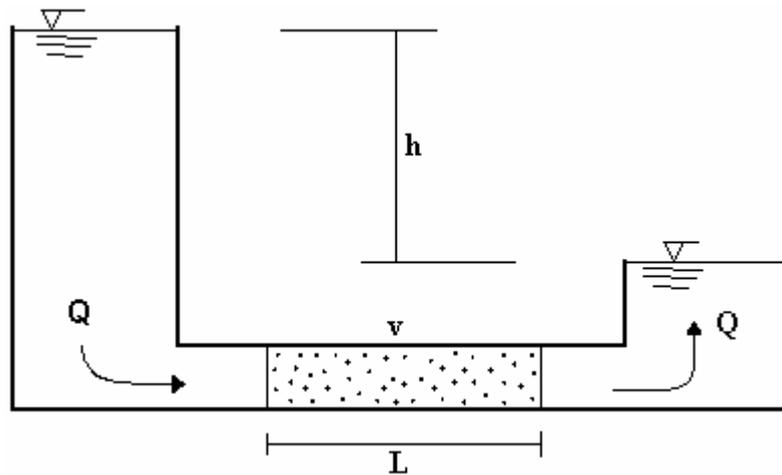


Figura 6.2 - Experiência de Darcy

#### 6.4 Fatores que influenciam a permeabilidade

Os principais fatores que influenciam no coeficiente de permeabilidade são: granulometria, índice de vazios, composição mineralógica, estrutura, fluido, macro-estrutura e a temperatura.

*Granulometria* - O tamanho das partículas que constituem os solos influencia no valor de “k”. Nos solos pedregulhosos sem finos (partículas com diâmetro superior a 2mm), por exemplo, o valor de “k” é superior a 0,01cm/s; já nos solos finos (partícula com diâmetro inferior a 0,074mm) os valores de “k” são bem inferiores a este valor.

*Índice de vazios* - A permeabilidade dos solos esta relacionada com o índice de vazios, logo, com a sua porosidade. Quanto mais poroso for um solo (maior a dimensão dos poros), maior será o índice de vazios, por conseguinte, mais permeável (para argilas moles, isto não se verifica).

*Composição mineralógica* - A predominância de alguns tipos de minerais na constituição dos solos tem grande influência na permeabilidade. Por exemplo, argilas moles que são constituídas, predominantemente, de argilo-minerais (caulinitas, ilitas e montmorilonitas) possuem um valor de “k” muito baixo, que varia de  $10^{-7}$  a  $10^{-8}$  cm/s. Já nos solos arenosos, cascalhentos sem finos, que são constituídos, principalmente, de minerais silicosos (quartzo) o valor de “k” é da ordem de 1,0 a 0,01cm/s.

*Estrutura* - É o arranjo das partículas. Nas argilas existem as estruturas isoladas e em grupo que atuam forças de natureza capilar e molecular, que dependem da forma das partículas. Nas areias o arranjo estrutural é mais simplificado, constituindo-se por canalículos, interconectados onde a água flui mais facilmente (ver item 4.10, Unidade 4).

*Fluido* - O tipo de fluido que se encontra nos poros. Nos solos, em geral, o fluido é a água com ou sem gases (ar) dissolvidos.

*Macro-estrutura* - Principalmente em solos que guardam as características do material de origem (rocha mãe) como diaclases, fraturas, juntas, estratificações. Estes solos constituem o horizonte C dos perfis de solo, também denominados de solos saprolíticos.

*Temperatura* - Quanto maior a temperatura, menor a viscosidade d’água, portanto, maior a permeabilidade, isto significa que a água mais facilmente escoará pelos poros do solo. Por isso, os

valores de “k” obtidos nos ensaios são geralmente referidos à temperatura de 20°C, o que se faz pela seguinte relação:

$$k_{20} = \frac{k_T \cdot \mu_T}{\mu_{20}} = k_T \cdot C_k$$

Onde:

$k_{20}$  = coeficiente de permeabilidade a 20°C

$k_T$  = coeficiente de permeabilidade a T°C

$\mu_T$  = viscosidade da água a T°C

$\mu_{20}$  = viscosidade da água a 20°C

$C_k = \mu_T / \mu_{20}$  = fator de correção em função da temperatura (Tabela 6.1)

As Figuras 6.3 e 6.4 apresentam alguns resultados de ensaios de permeabilidade em solos residuais brasileiros (Vargas, 1977). Vargas verificou também a influência dos diferentes estados do solo (estrutura) no valor do coeficiente de permeabilidade.

Tabela 6.1 - Fator de correção -  $C_k$  - em função da temperatura.

T°C	$C_k$	T°C	$C_k$	T°C	$C_k$	T°C	$C_k$
7	1,416	13	1,195	19	1,025	25	0,887
8	1,375	14	1,165	20	1,000	26	0,867
9	1,336	15	1,135	21	0,975	27	0,847
10	1,298	16	1,106	22	0,952	28	0,829
11	1,263	17	1,078	23	0,930	29	0,811
12	1,228	18	1,051	24	0,908	30	0,793

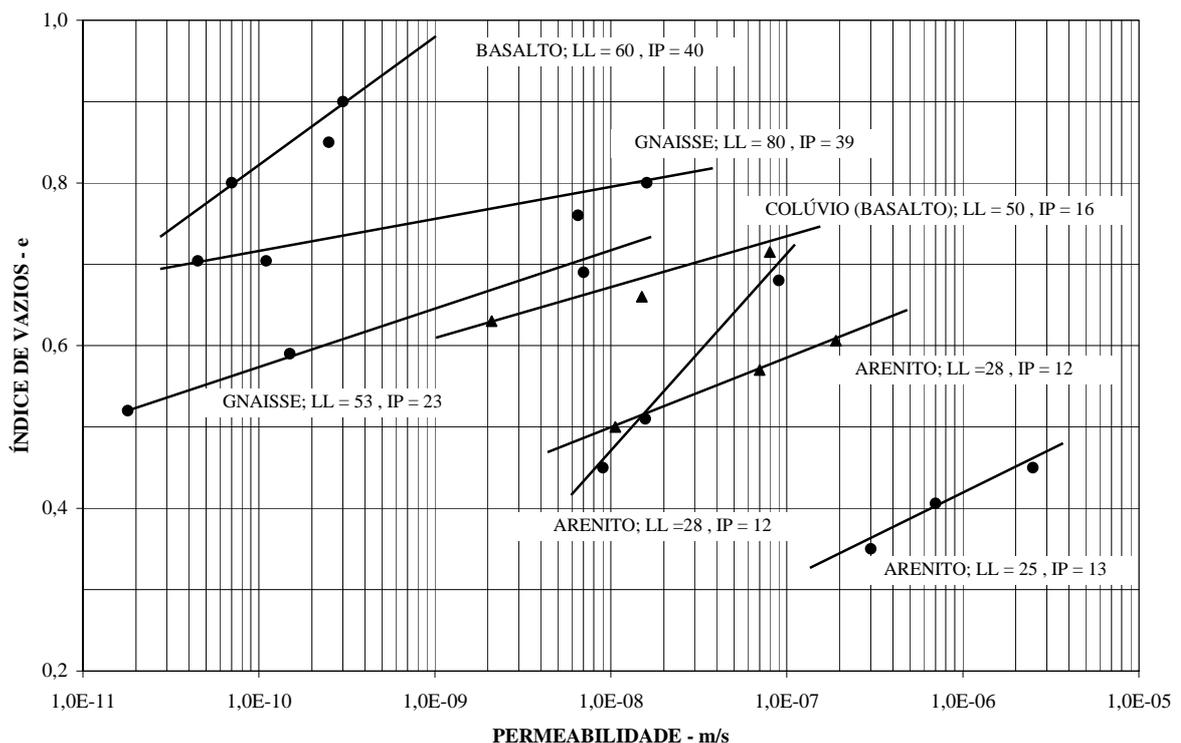


Figura 6.3 - Resultados de ensaios de permeabilidade em solos residuais.

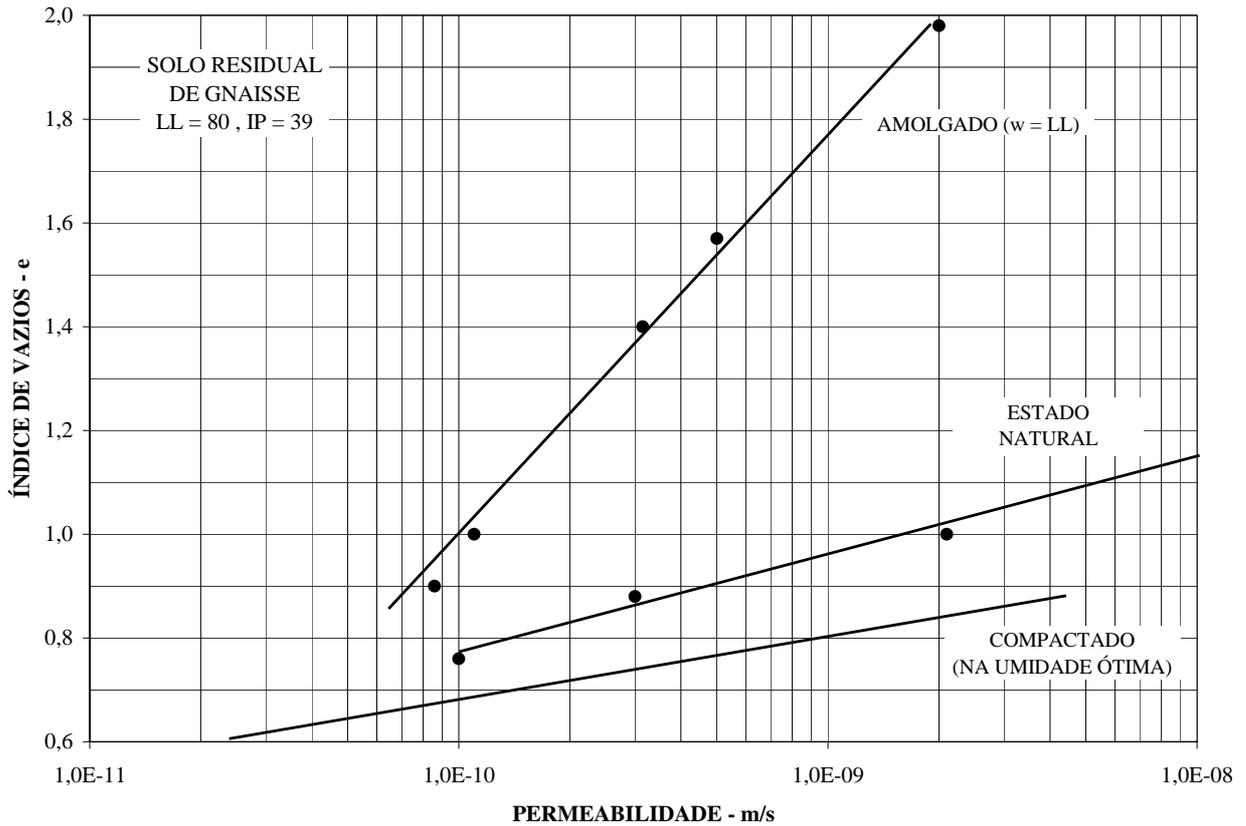


Figura 6.4 - Correlações k x e para o mesmo solo em estados diferentes.

### 6.5 Ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade

A Tabela 6.2 apresenta valores típicos do coeficiente de permeabilidade (médios) em função dos materiais (solos arenosos e argilosos). Consideram-se solos permeáveis, ou que apresentam drenagem livre, são aqueles que têm permeabilidade superior a  $10^{-7}$  m/s. Os demais são solos impermeáveis ou com drenagem impedida.

Tabela 6.2 - Valores típicos do coeficiente de permeabilidade.

Permeabilidade		Tipo de solo	k (cm/s)
Solos permeáveis	Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
	Alta	Areias	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
	Baixa	Siltes e argilas	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Solos impermeáveis	Muito baixa	Argila	$10^{-7}$ a $10^{-9}$
	Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

### 6.6 Determinação da permeabilidade

#### 6.6.1 Ensaios de laboratório (Permeômetros)

Existem diversos tipos de equipamentos para investigação da condutividade hidráulica de solos em laboratório. Esses equipamentos são denominados de permeômetros, e são classificados em permeômetros de parede rígida e parede flexível.

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório são mais utilizados na avaliação de solos compactados durante a fase de projeto, devido os baixos custos comparados com ensaios de campo. Os resultados destes ensaios ajudam na seleção de materiais, normalmente mais indicados como camada impermeabilizante de fundações e aterros sanitários.

Os ensaios de laboratório são realizados em células chamadas de permeômetros, sendo que no seu interior é colocado o corpo de prova para execução do ensaio. Existem duas categorias de permeômetros usados em laboratório, os permeômetros de parede flexível e os permeômetros de parede rígida. Em função do método de execução os ensaios podem ser denominados; ensaio de carga constante, ensaio de carga variável e ensaio com vazão constante.

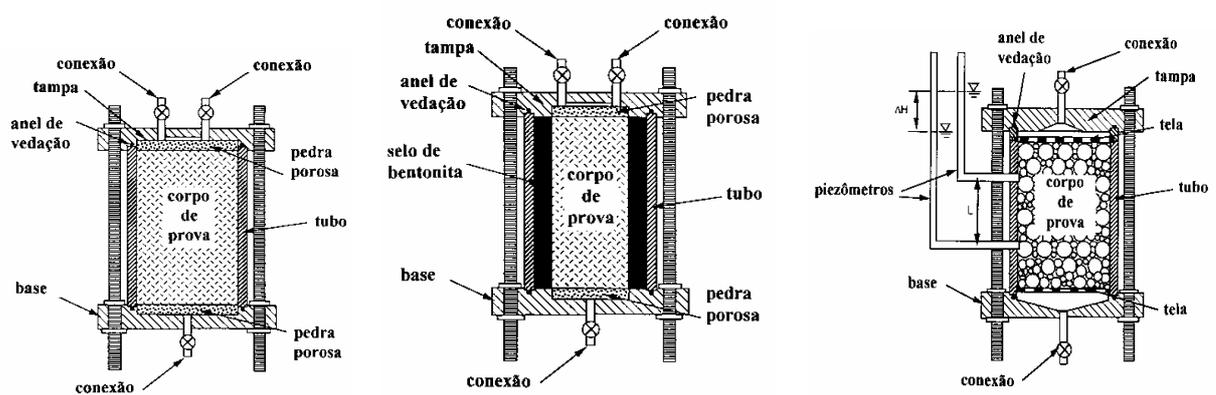
### 6.6.1.1 Permeômetro de parede rígida

O permeômetro de parede rígida é constituído por tubo metálico, plástico ou vidro (quando o chorume for o líquido percolante), onde é colocado o corpo de prova para o ensaio. Esse tipo de permeômetro não se utiliza em ensaios com solos de baixa permeabilidade, pois há a possibilidade de fluxo lateral entre o corpo de prova e molde, neste caso podem ser ensaiados de acordo com a NBR 13292/95. Os permeômetros de parede rígida mais utilizados são do tipo: molde de compactação, tubo amostrador e célula de adensamento.

#### a) Permeômetro do tipo molde de compactação

O ensaio com permeômetro do tipo molde de compactação é realizado em corpos de prova compactados. O corpo de prova contido por um cilindro é fixo entre duas placas (tampas) em suas extremidades e vedadas com anéis de borracha. No topo e base são colocados materiais drenantes. Daniel (1994) apresentou uma extensa revisão sobre os principais permeômetros de parede rígida utilizados para determinação da  $k$  em solos.

Em geral estes permeômetros utilizam corpos de prova compactados, porém a NBR 14545/00 descreve um tipo de ensaio onde são executadas uma vedação com argila plástica (bentonita) nas laterais do corpo de prova. Neste caso o corpo de prova pode ser compacto ou natural. A bentonita terá como função o selamento anelar evitando o fluxo de água pelas laterais. Daniel (1994) também apresenta este tipo de equipamento. A figura 6.4 (a), (b) e (c) apresenta 3 tipos de permeômetros de parede rígida mais utilizados.



(a) Molde de compactação

(b) Permeômetro com selamento anelar

(c) Permeômetro para solo granular

Figura 6.5 – Permeômetros de parede rígida mais utilizados

### b) Permeâmetro do tipo tubo amostrador

O permeâmetro do tipo tubo amostrador consiste de um tubo que coleta amostras indeformadas em campo. Várias vezes o tubo é cortado no laboratório e fixo entre as placas, sendo o corpo de prova percolado com líquidos diretamente no interior do tubo. Daniel (1994), afirma há grandes possibilidades de ocorrer fluxo lateral se o ensaio for realizado com amostras de solos muito rígidos ou que tenham material granular. Além disto, podem ocorrer danos na amostra quando na coleta, devido à perturbação do solo na cravação do tubo amostrador e também na retirada do mesmo.

### c) Permeâmetro do tipo célula de adensamento

O permeâmetro do tipo célula de adensamento é formado por uma célula, pela qual o fluxo d'água do corpo de prova é conectado ao ensaio figura 6.6, Tavenas et al (1983), afirma que uma das vantagens na utilização deste ensaio é a possibilidade de medir além da condutividade hidráulica a tensão vertical efetiva inicial ( $\sigma'_{v0}$ ), índice de vazios ( $e_0$ ), mas também a lei da variação de  $k$  em função do índice de vazios com o aumento da tensão vertical efetiva.

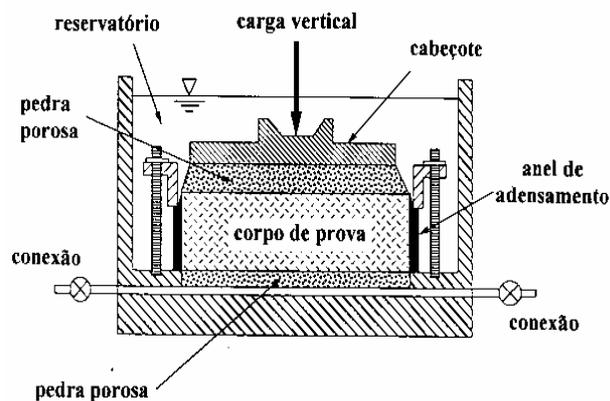


Figura 6.6 – Permeâmetro de parede rígida tipo célula de adensamento.

Em geral os permeâmetros de parede rígida apresentam como vantagens: (a) Simplicidade de construção, operação e baixo custo da célula; (b) amostras com dimensões maiores podem ser ensaiadas; (c) podem ser aplicadas as tensões verticais nulas se desejado.

As principais desvantagens que estes permeâmetro apresentam são: (a) Problemas de fluxo lateral nas amostras; (b) não há controle da tensão horizontal; (c) não é possível confirmar o grau de saturação pelo parâmetro B; (d) não é possível obter a saturação por contrapressão; (e) necessita-se de um grande tempo para ensaiar o material de baixa permeabilidade.

#### 6.6.1.2 Permeâmetro de parede flexível

Consiste de uma câmara triaxial simplificada adaptada ao ensaio de permeabilidade. Na figura 6.7 aparece o desenho esquemático de um permeâmetro de parede flexível. Este sistema pode ser usado com água, chorume ou com outro líquido. Quando usado com líquido de origem química, necessita-se verificar a possibilidade de alteração da membrana que reveste o corpo de prova e os componentes do permeâmetro.

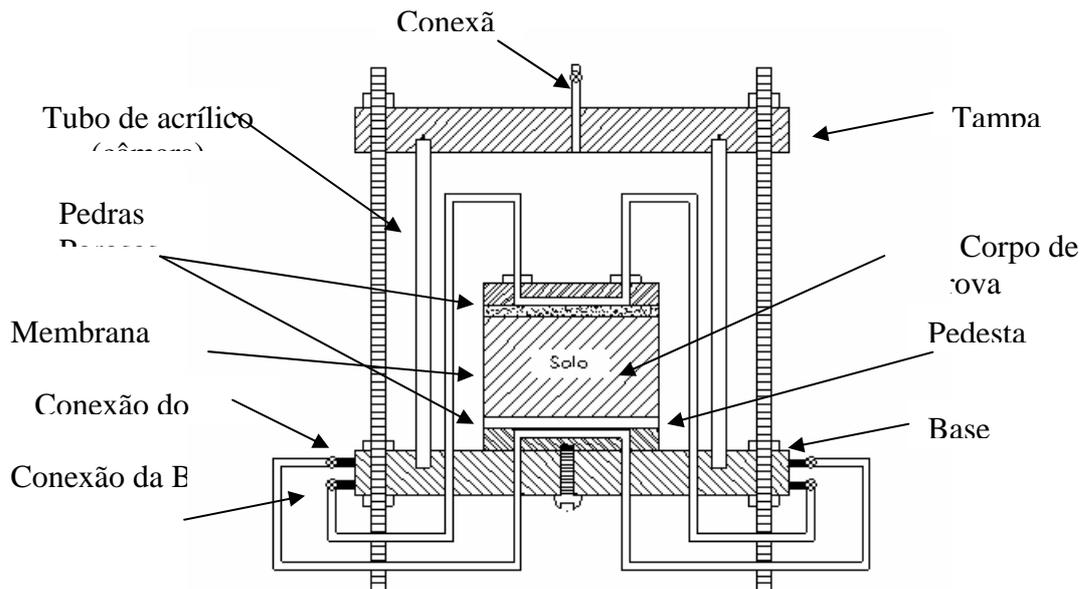


Figura 6.7 – Permeâmetro de parede flexível (modificado de Daniel et. al 1994)

O corpo de prova de solo é colocado no interior da célula triaxial envolvido por uma membrana, e disposto entre a base e o pedestal, sendo confinado entre pedras porosas, na parte superior e inferior do corpo de prova. A célula triaxial é preenchida com água, aplicam-se tensões de confinamento, que comprimem a membrana flexível ao corpo de prova. Desta forma o fluxo lateral (entre a membrana e o corpo de prova) é minimizado. Uma linha de drenagem é conectada na parte inferior do corpo de prova (onde entrará o fluxo d'água), e outra na parte superior (onde sairá o fluxo).

As principais vantagens do permeâmetro de parede flexível são: (a) saturação da amostra por contrapressão e tem-se a possibilidade de verificar o parâmetro  $B = \Delta u / \Delta \sigma$ ; (b) possibilidade de controle das tensões principais; (c) realizar ensaios com materiais de baixa condutividade hidráulica; (d) ensaios mais rápidos; (e) a membrana que envolve a amostra reduz o risco de percolação lateral devido à tensão de confinamento aplicada; (f) as mudanças volumétricas e deformações podem ser medidas.

Citam-se como principais desvantagens: (a) os custos da célula e dos equipamentos envolvidos para realização dos ensaios são elevados; (b) problemas de compatibilidade química da membrana com líquidos utilizados na percolação; (c) dificuldades de execução do ensaio com tensões de compressão muito baixas; (d) problemas de difusão através da membrana.

#### 6.6.2 Métodos de Ensaio (sistemas de controle)

Os métodos de ensaio de condutividade hidráulica são nomeados em função do sistema de aplicação de carga hidráulica, que podem ser do tipo: carga constante, carga variável e vazão constante (Daniel, 1994).

##### Ensaio de carga constante:

Neste ensaio a amostra é submetida a uma carga hidráulica constante durante o ensaio (permeâmetro de nível constante). O coeficiente de permeabilidade é determinado pela quantidade de água que percola a amostra para um dado intervalo de tempo. A quantidade de água é medida por uma proveta graduada, determinando-se a vazão (Q), conforme mostra a Figura 6.8. Este permeâmetro é muito utilizado para solos de granulação grossa (solos arenosos).

$$Q = v \cdot A$$

$$v = k \cdot i$$

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

$$Q = k \cdot h/L \cdot A$$

$$k = \frac{Q \cdot L}{h \cdot A} = \frac{V \cdot L}{h \cdot A \cdot t}$$

k = permeabilidade  
v = velocidade  
i = gradiente hidráulico  
Q = vazão  
L = comprimento  
A = área da amostra  
h = diferença de nível  
V = volume  
t = tempo

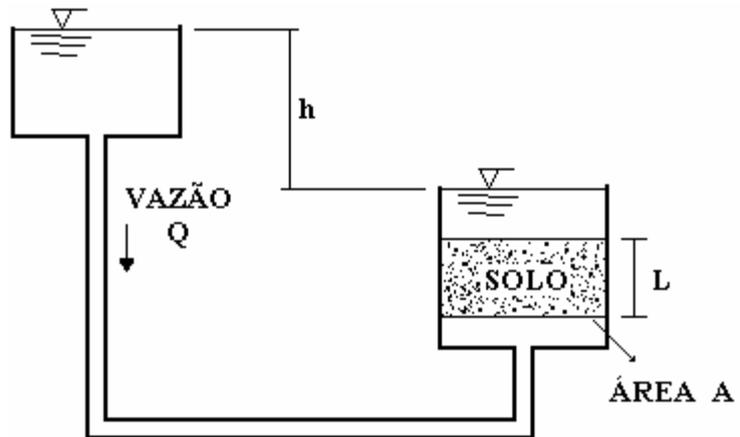


Figura 6.8 - Permeâmetro de carga constante

#### Ensaio de carga variável:

Em se tratando de solos finos (solos argilosos e siltosos), o ensaio com carga constante torna-se inviável, devido à baixa permeabilidade destes materiais há pouca percolação de água pela amostra, dificultando a determinação do coeficiente de permeabilidade. Para tais solos é mais vantajoso a utilização de permeômetros com carga variável, conforme mostra a Figura 6.9.

$$h = f(t)$$

$$Q = V/t = k \cdot i \cdot A$$

$$V = K \cdot i \cdot A \cdot t$$

$$dV = k \cdot i \cdot A \cdot dt \quad (\text{na amostra}) \quad dV = -a \cdot dh \quad (\text{na bureta})$$

$$k \cdot i \cdot A \cdot dt = -a \cdot dh$$

$$k \cdot h/L \cdot A \cdot dt = -a \cdot dh$$

$$\frac{k \cdot A}{L \cdot a} \cdot dt = -\frac{dh}{h}$$

Realizando-se a integração entre  $h_1$  e  $h_2$  e  $t_1$  e  $t_2$

$$\int_{t_1}^{t_2} \frac{k \cdot A}{L \cdot a} \cdot dt = -\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h}$$

$$\frac{k \cdot A}{L \cdot a} \cdot (t_2 - t_1) = -\ln_e h_2 + \ln_e h_1$$

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln_e(h_1 / h_2)$$

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot (t_2 - t_1)} \cdot 2,3 \cdot \log(h_1 / h_2)$$

k = permeabilidade

a = área da bureta

A = área da amostra

L = comprimento da amostra

dV = volume elementar

dh = altura elementar

h = leituras na bureta

t = tempo correspondente às leituras h

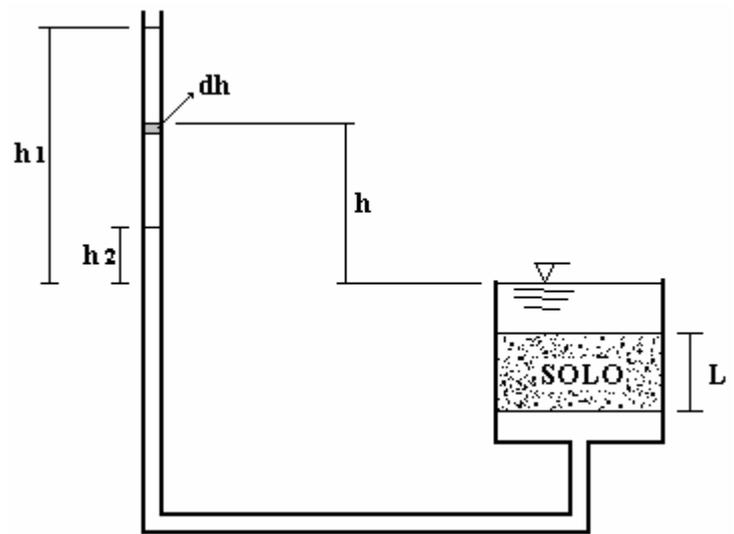


Figura 6.9 - Permeâmetro de carga variável.

#### 6.6.4 Ensaios de campo (in situ)

Por mais cuidadosos que sejam os ensaios de permeabilidade em laboratório, representam somente pequenos volumes de solo em pontos individuais de uma grande massa. Portanto, a validade da aplicação dos valores neles obtidos aos problemas de percolação e drenagem dependerá de como possam ser considerados representativos da massa de solo.

Em projetos importantes justifica-se a realização de determinações “in situ” da permeabilidade as quais envolvem grandes volumes de solo fornecendo valores médios de permeabilidade que levam em conta variações locais no solo. Por outro lado, eliminam o problema do amolgamento das amostras indeformadas e a dificuldade de amostragem oferecida por algumas formações especialmente de solos arenosos.

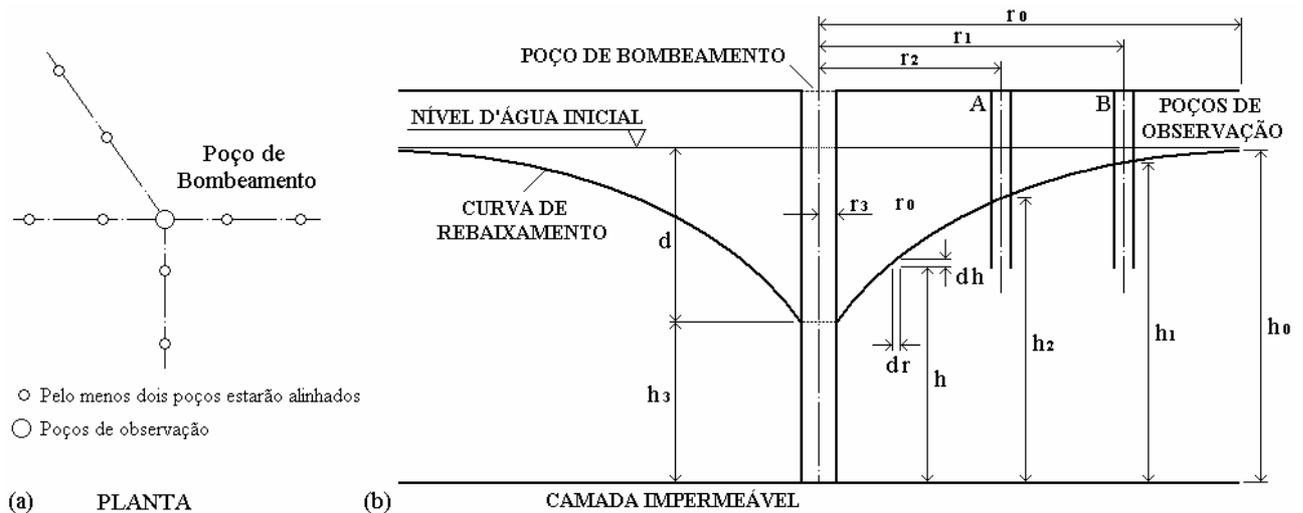
##### Ensaio de bombeamento:

Trata-se de um ensaio de grande uso para a determinação da permeabilidade in situ de camadas de areia e pedregulho. O método consiste em esgotar-se água do terreno estabelecendo-se um escoamento uniforme, medir a descarga do poço (q) e observar a variação do nível d'água em piezômetros ( $h_1$  e  $h_2$ ) colocados nas proximidades, conforme figura 6.10.

O poço para bombeamento deve penetrar em toda a profundidade da camada ensaiada e com diâmetro suficiente para permitir a inserção de uma bomba com tipo e capacidade necessária ao bombeamento.

##### As hipóteses básicas são:

- 1) o poço de bombeamento penetra em toda a espessura da camada permeável;
- 2) existe escoamento uniforme;
- 3) formação é homogênea e isotrópica;
- 4) validade da lei de Darcy;
- 5) validade da hipótese de Dupuit,  $i = dh/dr = \text{constante}$ .



$$q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot K \cdot \frac{dh}{dr}$$

$$q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = \pi \cdot K \cdot (h_2^2 - h_1^2)$$

$$q \cdot \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \int_{h_1}^{h_2} h \cdot dh$$

$$k = \frac{2 \cdot 3 \cdot q \cdot \log(r_2/r_1)}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$

Figura 6.10 - (a) disposição dos poços; (b) seção através do poço de bombeamento.

O custo do ensaio de bombeamento é relativamente alto e, portanto, deve sempre ser precedido por investigações que estabeleçam a natureza geral das formações.

Ensaio de permeabilidade em furos de sondagem:

É um ensaio de custo baixo quando comparado com o ensaio de bombeamento. Determina-se a permeabilidade de solos e rochas injetando-se água ou bombeando-se através de perfurações executadas durante a fase de investigação (furos de SPT). Este método está sujeito a uma série de erros, tais como a falta de precisão nas medidas dos elementos geométricos, o amolgamento do solo devido à perfuração, etc. Além disso, as fórmulas deduzidas para o cálculo da permeabilidade são aplicáveis somente em casos específicos e, por isso, é necessário muito cuidado para não aplicar fórmulas a ensaios cujas condições não se enquadram nos limites estipulados para as mesmas. Os ensaios podem ser de carga variável ou de carga constante.

1º - Ensaio de permeabilidade - carga variável:

No ensaio de carga variável deixa-se descer ou subir água no furo, medindo-se o tempo necessário para uma determinada variação de carga (altura), é o mais rápido e fácil, só que somente é realizado abaixo no nível de água.

O furo é cheio de água até o zero da bureta. A velocidade de descida da água é medida através das alturas (H2) a intervalos de tempo que são função do tipo de material, em geral temos:

- solos arenosos - 1 a 10 min
- solos siltosos - 30 a 60 min
- solos argilosos - 1 a 24 horas

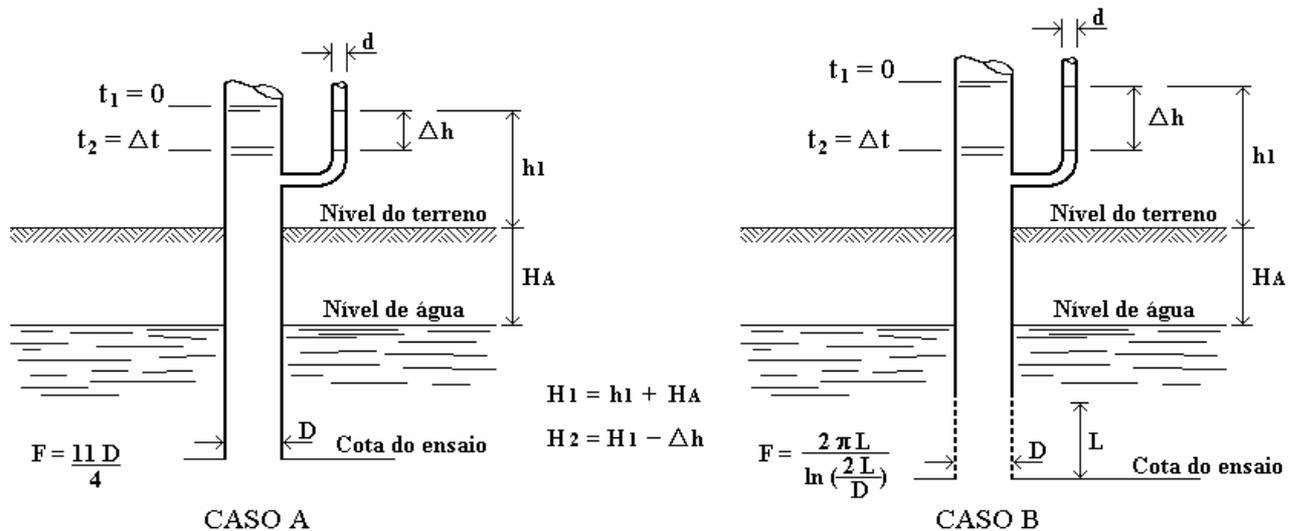


Figura 6.11 - Permeabilidade de carga variável: caso A e caso B.

O coeficiente de permeabilidade é determinado pelas seguintes expressões:

$$\text{CASO A} \quad k = \frac{\pi \cdot d^2}{11 \cdot D} \cdot \frac{1}{(t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Para o caso B, levanta-se o tubo de revestimento de 25 cm a 1,0m, determinando-se a permeabilidade horizontal;

$$\text{CASO B} \quad k = \frac{d^2}{8 \cdot L} \cdot \ln\left(\frac{2L}{D}\right) \cdot \frac{\ln(H_1 / H_2)}{(t_2 - t_1)}$$

OBS:  $F$  = fator de forma, onde:  $q = F \cdot K \cdot h$

### 2º - Ensaio de permeabilidade - carga constante:

No ensaio de carga constante a água é acrescentada no interior do revestimento, numa quantidade suficiente para manter um nível d'água constante, geralmente na boca do revestimento. A água pode ser adicionada derramando-se de recipientes calibrados ou por bombeamento através de hidrômetro. Determina-se a quantidade de água acrescentada no revestimento a 1, 2 e 5 minutos após o início do ensaio e daí por diante a cada 5 minutos de intervalo.

$$\text{CASO A} \quad k = \frac{Q}{2,75 \cdot D \cdot h_c}$$

$$\text{CASO B} \quad k = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot L \cdot h_c} \cdot \ln(2L/D)$$

$h_c$  = depende do ensaio ser realizado acima ou abaixo do nível de água.

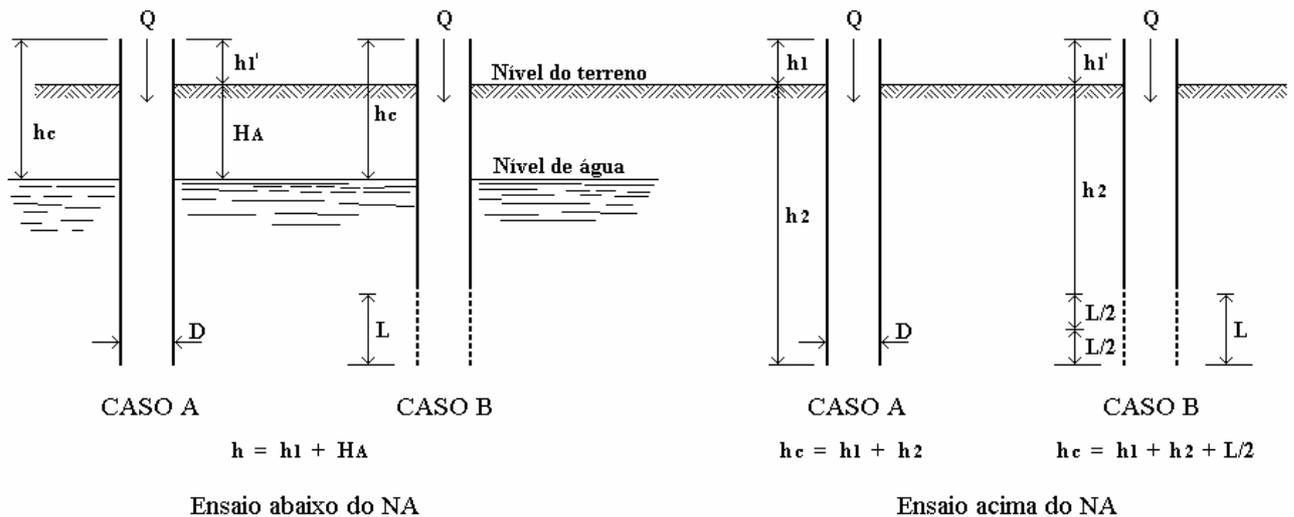


Figura 6.12 - Ensaio de permeabilidade de carga constante.

Ensaio com piezômetro:

Na engenharia geotécnica, piezômetros são instrumentos amplamente utilizados para monitoramento de poro pressões em encostas naturais, taludes, obras de terra, etc. Os ensaios com piezômetro são empregados para a determinação do  $k$  em solos naturais e camadas compactadas. Tendo como principal vantagem a sua simplicidade e rápida execução. Segundo Tavenas et. al (1986) existem dois tipos de piezômetros (figura 6.13) amplamente empregados: piezômetro cravado e piezômetro escavado.

a) *Piezômetro do tipo cravado*

Este piezômetro é formado de uma ponteira metálica e um elemento poroso ligado a um tubo de água. Este tipo de ensaio não deve ser utilizado para solos argilosos, pois no momento da cravação ocorre uma perturbação e colmatação na estrutura do solo (Tavenas et al; 1986). A alteração destas características do solo natural diminui os valores do coeficiente  $k$  encontrados no campo. A figura 6.13 b demonstra o esquema de um piezômetro cravado.

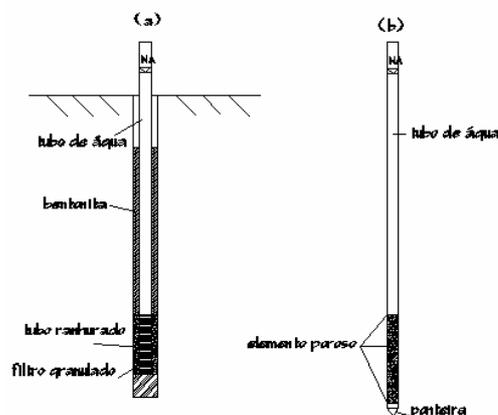


Figura 6.13 – Piezômetro escavado (a) e piezômetro cravado (b)

### b) Piezômetro do tipo escavado

Herzog (1994) apresenta detalhes construtivos de piezômetros escavados, que foram utilizados para determinação da condutividade hidráulica em depósitos naturais geológicos dos Estados Unidos. Os ensaios realizados por este autor são do tipo *slug test* similar aos ensaios realizados por Cunha et al. (1997), Bortoli (1999) e Pinheiro (2000).

A execução de um ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro escavado (figura 6.13a) requer basicamente: (a) tubos de PVC com diâmetro de 32 a 40mm, visando permitir o aumento do comprimento do tubo de suporte, até atingir-se a profundidade de ensaio (cada extensão é realizada por meio de conexões rosqueadas e vedadas), (b) bentonita para a execução do selo, (c) areia para execução do filtro (este é construído com areia de granulometria grossa; recomenda-se que seja usada uma camada adicional de alguns centímetros de areia fina sobre a camada de areia grossa, para evitar que a bentonita provoque colmatação do filtro), (d) bureta graduada para a medição do volume de água infiltrado, (e) trados e hastes para a execução do furo de sondagem.

A equação básica para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica a partir de resultados de ensaios com piezômetros, foi apresentada por Hvorslev (1951). Esta equação requer o conhecimento da relação entre a carga hidráulica aplicada no interior do furo e a vazão medida durante o ensaio, além do fator de forma da ponteira. Esse fator de forma  $F$  é uma função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio (com aplicação de carga hidráulica constante ou variável). A utilização desta equação também pressupõe que o solo seja homogêneo e isotrópico. Para uma vazão  $Q$  (vazão estabilizada) no piezômetro, sob uma carga hidráulica constante  $h$ , Hvorslev (1951) apud Bortoli (1999) propõe a utilização das equações:

$$k_{fs} = \frac{Q}{F \cdot h} \quad (\text{carga constante})$$

$$k_{fs} = \frac{d^2 \left[ \ln \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \right]}{F (t_2 - t_1)} \quad (\text{carga variável})$$

onde:  $d$  = diâmetro do tubo

$h_1$  e  $h_2$  as cargas hidráulicas anotadas nos tempos  $t_1$  e  $t_2$  respectivamente

$F$  = fator de forma;

O fator de forma  $F$  tem sido objeto de consideráveis discussões na literatura geotécnica, sendo que vários autores (Hvorslev, 1951, Wilkinson, 1968, Brandt e Premchitt, 1980) segundo Bortoli (1999) propuseram formulações para a sua obtenção. Na figura 2.13 são apresentadas curvas da normalização do fator  $F$  pelo diâmetro do furo de sondagem levando em consideração a geometria do ensaio. A equação 11 introduz um parâmetro "m" que quantifica as diferenças entre as diversas modificações propostas para o fator  $F$ .

$$F = \frac{2 m \pi L_f}{\ln \left[ \frac{m L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left( \frac{m L_f}{D_f} \right)^2} \right]} \quad (11)$$

As equações originalmente desenvolvidas por Hvorslev (1951) para a interpretação de ensaios com piezômetros correspondiam à condição de solo abaixo do nível de água. Nesta pesquisa foi utilizado o parâmetro  $m = 1$  proposto por Hvorslev (1951), nos cálculos dos ensaios com piezômetros escavados.

Ensaio de perda d'água sob pressão (ensaio Lugeon):

É prática corrente observar-se no decorrer da execução de sondagens rotativas perdas de água parciais ou totais dependendo da importância e densidade de fissuração da rocha. O ensaio de Lugeon ou de perda d'água nada mais é do que um aperfeiçoamento desta observação.

O ensaio de perda d'água permite obter informações quantitativas sobre a circulação da água em rochas fissuradas, com o objetivo de julgar as possibilidades de consolidação por injeções. O ensaio consiste em injetar, em um trecho de comprimento  $L$ , isolado num furo de sondagem por obturadores, água sob pressão constante conforme o esquema apresentado na Figura 6.14. A pressão de injeção ( $P_m$ ) é controlada por um manômetro e a descarga (vazão) através de um hidrômetro, obtendo-se o volume injetado num certo intervalo de tempo.

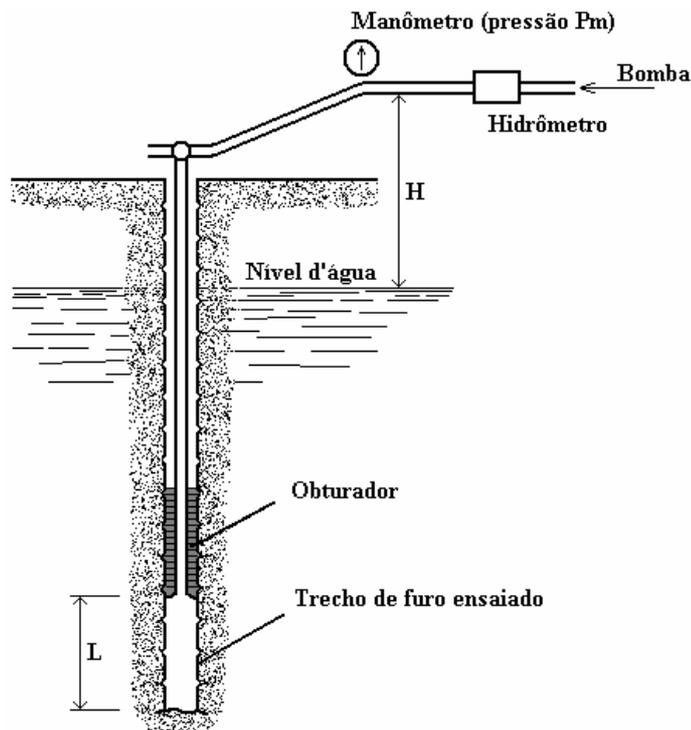


Figura 6.14 – Ensaio de Lugeon

Os resultados dos ensaios de perda d'água podem ser interpretados através de um gráfico (Figura 6.15) que se obtém marcando no eixo das ordenadas as pressões efetivas e no eixo das abscissas as vazões em litro por minuto por metro. Estudos efetuados por Lugeon mostraram que existe certo número de diagramas característicos do regime de escoamento (laminar ou turbulento) do fechamento (colmatagem) ou abertura das fissuras sob pressão.

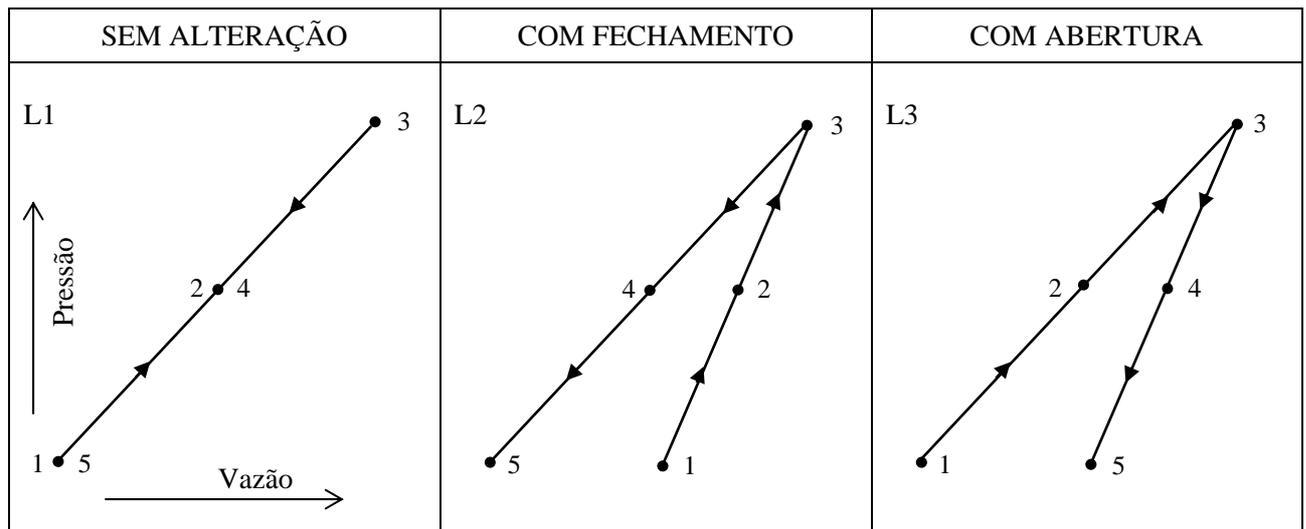


Figura 6.15 - Casos típicos de comportamento do trecho ensaiado.

## 6.7 Fórmulas empíricas

- Hazen: fornece valores de permeabilidade em função do diâmetro e forma dos grãos. Válida somente para solos arenosos (areias fofas e uniformes)

$$k \text{ (cm/s)} = C \cdot (D_{10})^2$$

Onde,

$k$  = coeficiente de permeabilidade

$D_{10}$  = diâmetro efetivo das partículas

$C$  = coeficiente que para solos arenosos é igual a 100.

- Nishida: correlaciona o índice de vazios com a permeabilidade em argilas saturadas

$$e = \alpha + \beta \cdot \log k$$

$$\alpha = 10 \cdot \beta$$

$$\beta = 0,01 \cdot IP + \delta$$

Onde,

$k$  = coeficiente de permeabilidade

$e$  = índice de vazios

$IP$  = índice de plasticidade

$\delta$  = constante que depende do tipo de solo e de valor médio 0,05



**Exemplo 2:** A seguir apresenta-se o resultado de um ensaio de permeabilidade com carga variável, realizado em um solo silto-argiloso (*permeabilidade baixa*).

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO CIVIL

**Ensaio de Permeabilidade**

**Interessado:** AM 02

**Certificado N°:**

**Amostra:**

**Data:**

**Permeâmetro:**

Ensaio de Compactação			Moldagem	
Dens. apar. seca máx:	1510 kg/m <sup>3</sup>		Peso umid.higros.:	5000 g
Umidade ótima:	25,5 %		Peso amos.seca:	4587,2 g
<b>Umidade higroscópica</b>			Peso umid.ótima:	5756,9 g
Peso úm+cáp (g):	66,06	65,85	Água teórica:	756,9 g
Peso seco+cáp (g):	61,58	61,33	Porcent.Evapor.:	3 %
Peso cápsula (g) :	11,86	10,75	Água evaporada:	22,7 g
Umidade (%):	9	8,9	Total de água:	780 g
Umidade média (%):	9		<b>Densidade Aparente Seca</b>	
<b>Umidade de moldagem</b>			Volume amostra:	2085 cm <sup>3</sup>
Peso úmido+cáp (g):	79,36	79,75	Molde+solo+água	8286 g
Peso seco+cáp (g):	65,86	65,95	Peso do molde:	4342 g
Peso da cápsula (g):	11,86	10,75	Peso (solo+água):	3944 g
Umidade (%):	25	25	Densid. solo úmid	1891,6 kg/m <sup>3</sup>
Umidade média (%):	25		Densid. solo seco:	1513,3 kg/m <sup>3</sup>

**Escolha da Carga**

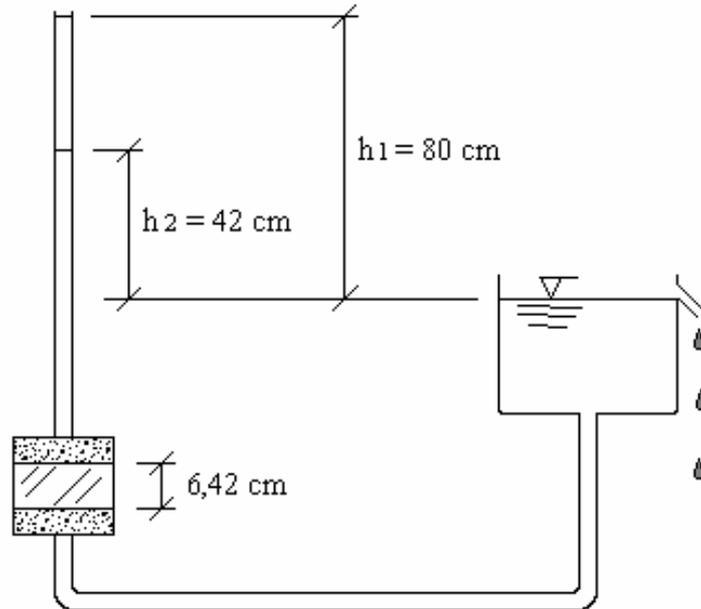
Carga Variável - 1	Carga Constante - 2	Qual é a opção (?):	1
--------------------	---------------------	---------------------	---

Determinação do Coeficiente de Permeabilidade	1	2	3
Dia/Mês (inicial):	12/04/03	12/04/03	12/04/03
Hora/Minuto/Segundo (inicial):	08:53:00	11:16:00	14:33:00
Dia/Mês (final):	12/04/03	12/04/03	12/04/03
Hora/Minuto/Segundo (final):	11:16:00	14:33:00	14:57:00
Área do tubo de carga (cm <sup>2</sup> ):	4,753	4,753	4,753
Altura do corpo de prova (cm):	11,49	11,49	11,49
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> ):	181,46	181,46	181,46
Altura inicial da água (cm):	75,8	74,8	73,8
Altura final da água (cm):	74,8	73,8	73,2
Volume de água percolado (cm <sup>3</sup> ):	1	1	0,6
Temperatura do ensaio (o.C):	24	26	26
Tempo do ensaio (s)	8580	11820	1440
Coeficiente de correlação (nT/n20):	0,908	0,867	0,867
Coeficiente de permeabilidade à temperatura ambiente (cm/s):	4,653E-07	3,423E-07	1,704E-06
Coeficiente de permeabilidade à 20 o.C (cm/s):	4,225E-07	2,968E-07	1,478E-06

**Coeficiente de permeabilidade médio à 20 o.C (cm/s):** **7,323E-07**

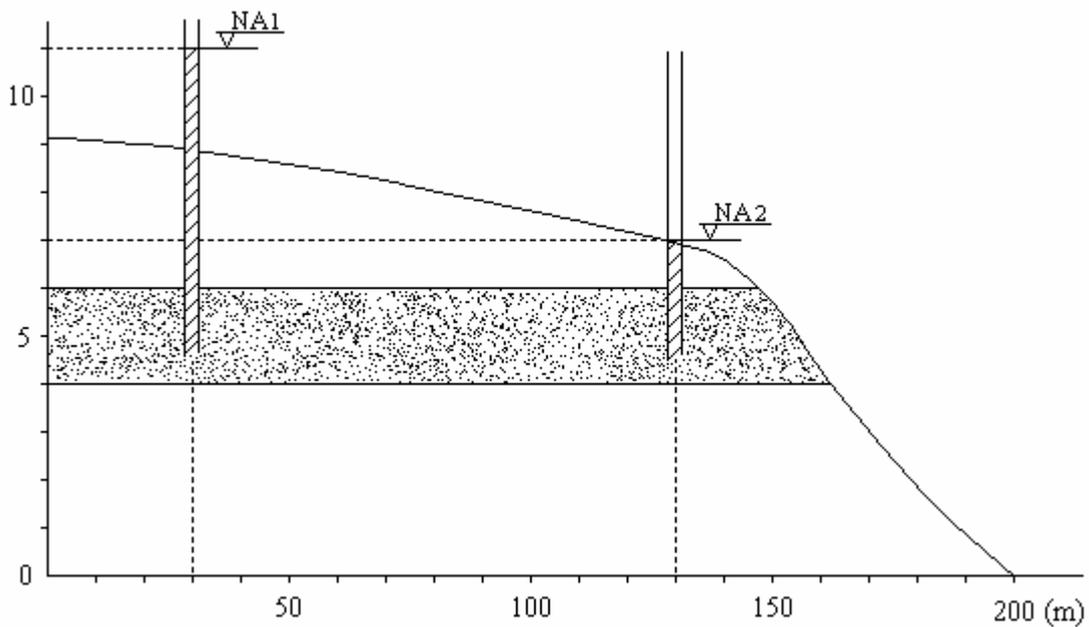
**6.8 Exercícios**

- 1) Calcular o valor do coeficiente de permeabilidade de uma argila compactada, medido no aparato indicado abaixo, sabendo que  $A = 100 \text{ cm}^2$ ,  $a = 1 \text{ cm}^2$  e  $t = 6 \text{ horas e } 30 \text{ minutos}$ .



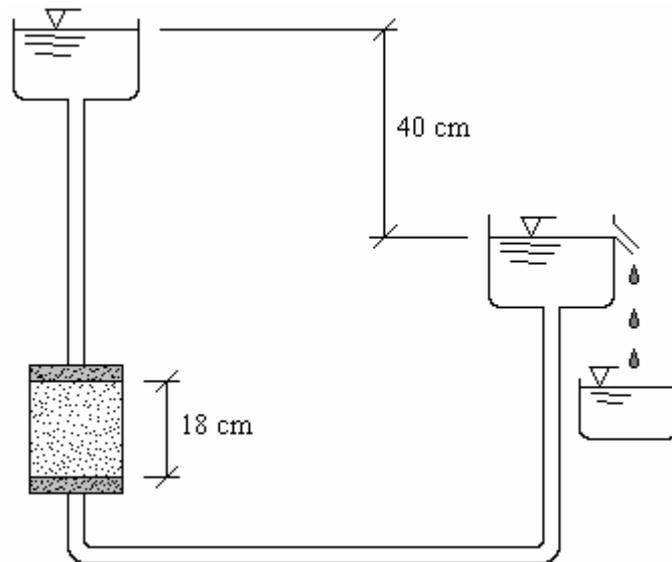
**Resp.:**  $K = 1,76 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$

- 2) A quantidade de água que percola através da camada de areia abaixo esquematizada foi estimada em  $12 \text{ m}^3/\text{dia}$  por metro linear; instalados piezômetros foram medidos as pressões indicadas. Calcular o coeficiente de permeabilidade dessa areia, em  $\text{cm/s}$ .



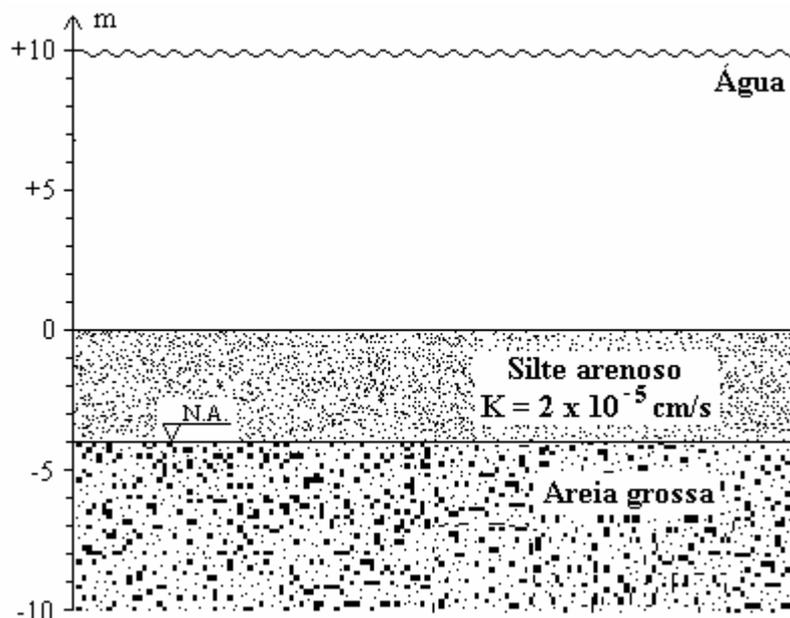
**Resp.:**  $K = 17,36 \text{ cm/s}$

- 3) Calcular o valor do coeficiente de permeabilidade de uma areia, medido num sistema como o abaixo indicado, sabendo que:
- a) diâmetro da amostra:  $D = 6 \text{ cm}$ ;
  - b) tempo decorrido:  $t = 135 \text{ s}$ ;
  - c) volume:  $Q = 364 \text{ cm}^3$ ;



**Resp.:**  $K = 4,3 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

- 4) A situação abaixo esquematiza um lago sem alimentação água. Verificar quanto tempo levará para que o lago seque, levando em conta somente a permeabilidade do solo, ou seja desprezando-se a perda por evaporação.



**Resp.:**  $t = 231 \text{ dias}$