

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1. Fluxo em Barragens

O estudo do fenômeno de percolação de fluidos em meios porosos é essencial em problemas de estabilidade de taludes, projetos de barragens, controle de águas subterrâneas.

A água pode apresentar-se de quatro formas distintas dentro do solo: (i) água de composição, que faz parte da estrutura química dos grãos de minerais; (ii) água adsorvida, a qual é atraída por forças elétricas à superfície do argilomineral, conferindo lubrificação entre partículas e plasticidade ao material; (iii) água livre, a qual pode fluir através dos vazios do solo; (iv) água de capilaridade, resultante das forças desenvolvidas pela tensão superficial.

Qualquer partícula de fluido, em repouso ou movimento, possui uma quantidade de energia resultante de três diferentes modalidades de trabalho cedidos ao fluido e armazenados em forma energia de elevação ( $E_E$ ), de pressão ( $E_P$ ) e cinética ( $E_C$ ).

Esta energia pode ser expressa em termos de carga, dividindo-se cada uma das parcelas pela massa do fluido. A carga total é, portanto, definida como a somatória de três cargas distintas: carga de elevação ( $h_e$ ), carga piezométrica ( $h_p$ ) e carga cinética ( $h_c$ ).

Nos problemas de percolação de água em solos sob regime laminar a parcela da carga cinética é desprezível, em relação às outras parcelas, pois as velocidades de percolação são muito baixas (Cedregren, 1977). Logo, desconsiderando a parcela cinética, a equação básica para o estudo de percolação em solos será:

$$h = h_e + h_p \quad \text{Equação 1}$$

onde  $h$  é a carga total e  $h_p$  é a carga piezométrica ou carga de pressão. A carga de elevação é a diferença de cota entre o ponto considerado e a cota definida como nível de referência. A carga piezométrica ou carga de pressão é a própria poropressão do ponto considerado, expressa em altura de coluna d'água.

A diferença de carga total entre dois pontos, responsável por gerar e manter o escoamento de água através do solo. A perda de carga é devida ao

dispêndio de energia necessária para vencer o atrito viscoso entre o fluido e os grãos do esqueleto do solo. Esta dificuldade/facilidade que o solo impõe ao movimento da água é medido através da sua permeabilidade.

Em tubulações ou canais, a velocidade de fluxo das partículas é consideravelmente menor nas bordas do que no centro da tubulação ou canal. No entanto, quando a água flui através de um solo homogêneo ou meio poroso, sob gradiente uniforme, as velocidades médias no centro não serão maiores do que nas bordas. Variações de velocidade podem ocorrer de forma localizada em zonas mais permeáveis ou descontinuidades (Cedergrén, 1977).

### 2.1.1. Equação de Fluxo

A equação geral de fluxo laminar tridimensional em solos pode ser expressa por:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left( e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \text{Equação 2}$$

Onde  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  representam permeabilidades nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , respectivamente;  $h$  a carga total,  $e$  o índice de vazios,  $S$  o grau de saturação e  $t$  o tempo. Esta equação admite as seguintes hipóteses: solo homogêneo; coeficiente de permeabilidade constante nas direções  $x$  e  $z$ ; validade da lei de Darcy.

Observando-se os termos  $e$  (índice de vazios) e  $S$  (grau de saturação) à direita da equação básica do fluxo, verifica-se que podem ocorrer quatro tipos de fluxo: fluxo estacionário ( $e$  e  $S$  constantes); adensamento ou expansão ( $e$  variando e  $S$  constante); drenagem ou inchamento a volume constante ( $e$  constante e  $S$  variando); e quando o índice de vazios e o grau de saturação variam.

No caso de barragens de terra, o fluxo tanto através do corpo da barragem, como na fundação, ocorre em um único plano (fluxo bidimensional), sob regime permanente, na condição de solo saturado. Admitindo que a percolação se dê sem variações volumétricas, a equação de fluxo reduz-se a:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 3}$$

Supondo-se, ainda, que o solo é isotrópico em relação a permeabilidade, ou seja, o coeficiente de permeabilidade é o mesmo em todas as direções, chega-se à equação de Laplace:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 4}$$

A equação de Laplace é uma equação diferencial muito conhecida e estudada. A mesma descreve, matematicamente, muitos fenômenos físicos de grande importância prática.

Sabendo que a anisotropia da permeabilidade é uma condição encontrada freqüentemente em solos compactados, pode-se utilizar um artifício matemático que permite estudar o fluxo através de um solo anisotrópico como se o mesmo estivesse ocorrendo em um solo isotrópico (Cedergren, 1977). Desta forma, a equação de Laplace satisfaz, em um sentido bastante geral, o fluxo de água através de um solo saturado.

### 2.1.2. Solução da Equação de Laplace

Em problemas de fluxo, a solução geral da equação de Laplace é constituída por dois grupos de funções, as quais podem ser representadas por duas famílias de curvas ortogonais entre si: as linhas de fluxo e as linhas equipotenciais. Estas funções definem os termos real e imaginário de uma função analítica complexa.

Para a resolução da equação de fluxo, faz-se necessária a determinação das condições de contorno, as quais são diretamente ligadas à geometria do problema. Dependendo destas condições, o fluxo pode ser classificado como confinado, quando todas as condições de contorno são previamente conhecidas, ou não confinado.

Quatro tipos de condições de contorno são geralmente encontrados:

- a) superfície impermeável: quando há uma diferença significativa entre os valores de permeabilidade de 2 meios, o meio menos permeável forma uma fronteira impermeável e o fluxo ocorre integralmente no meio mais permeável. O vetor velocidade de uma partícula do fluido percolante é tangente à fronteira, definindo uma linha de fluxo. Assim, as linhas equipotenciais são perpendiculares à superfície impermeável;

- b) superfície em contato com o líquido: em todos os pontos a carga total é constante. Portanto a superfície em contato com o líquido é uma equipotencial. Logo, linhas de fluxo são perpendiculares a esta superfície;
- c) linha freática: é a fronteira superior da região de fluxo não confinado. Ao longo da linha freática, a carga piezométrica é nula (só existe carga de elevação). Como a freática é uma linha de fluxo, as equipotenciais são perpendiculares a ela;
- d) superfície livre de fluxo: Toda vez em que carga total variar linearmente com a altura não teremos uma equipotencial. Por outro lado, estaremos definindo uma superfície livre de fluxo, região para a qual se dirigem os canais de fluxo;

Soluções para fluxos podem ser obtidas por diversos métodos, como: analíticos, analógicos, reduzidos, gráficos e numéricos.

### 2.1.3. Métodos Analíticos

Soluções analíticas para problemas de fluxo são raras e difíceis de serem obtidas. Existem entretanto algumas soluções para problemas simples com condições de contorno bem definidas. Um dos métodos analíticos pesquisados foi a função potencial complexa (Gerscovich e De Campos, 1987)

Define-se por função complexa aquela que exibe um termo representado por uma função real e outro por uma função complexa.

$$f(z) = \mathbf{f}(x, y) + i\mathbf{y}(x, y) \quad \text{Equação 5}$$

onde  $Z = X + iy$  e  $i = \sqrt{-1}$ .

Uma função complexa é dita analítica se em um ponto ( $z = z_0$ ) ela for definida e possuir derivada na vizinhança deste ponto. Desenvolvendo a equação tem-se:

$$i \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial x} - \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial x} = \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial y} + i \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial y} \quad \text{Equação 6}$$

Separando as partes real e imaginária obtém-se as equações de Cauchy-Riemann:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \text{Equação 7}$$

$$-\frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad \text{Equação 8}$$

As equações anteriores resultam em:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Equação 9}$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Equação 10}$$

Sendo assim, ambas as funções  $f(x, y)$  e  $y(x, y)$  satisfazem a equação de Laplace. Conseqüentemente, podemos admitir que  $f$  e  $y$  representam respectivamente a função potencial e a função de fluxo na região considerada.

A solução analítica de um problema de fluxo bidimensional consiste na definição de uma função  $f(x + iy) = f + iy$ , tal que  $f$  e  $y$  satisfaçam as condições de contorno.

#### 2.1.4. Métodos Analógicos

A equação de Laplace, além do fluxo d'água, também governa outros fenômenos físicos como: fluxo elétrico em um meio condutor e o fluxo térmico. A lei de Darcy é análoga à de Ohm, para correntes elétricas, e à de Fourier aplicada ao fluxo térmico. As analogias empregadas são: a analogia elétrica, analogia com o fluido viscoso e analogia térmica. A mais utilizada é a analogia elétrica.

A analogia elétrica pode ser utilizada para problemas de fluxo em duas ou três dimensões, desde que o modelo possua a mesma forma geométrica do meio poroso sujeito à percolação. A analogia consiste na substituição do meio poroso por um condutor elétrico, com as condições de contorno sendo aplicadas através de potenciais elétricos nas fronteiras onde o potencial hidráulico é

conhecido. Alterações do coeficiente de permeabilidade são simuladas com alterações dos coeficientes de condutividade elétrica na região estudada.

Segundo Sherard et al. (1963), os condutores mais utilizados nos estudos são o fluido eletrolítico, grafite pulverizado e cortina sólida de metal. Vargas Jr. (1975) utilizou como material eletrocondutor o grafite coloidal e uma tinta em suspensão de prata. Quando se deseja simular zonas de diferentes permeabilidades no material, o modelo analógico deve ser constituído com diferentes condutividades elétricas na mesma proporção. Bear (1975) fez análises tridimensionais utilizando tanques com líquidos eletrolíticos a diferentes profundidades e diferentes concentrações.

Scott (1965) apresentou uma analogia elétrica discreta ou com malhas, onde as resistências e os capacitores estão relacionados com grandezas do meio poroso. Meios anisotrópicos podem ser estudados com modelos elétricos utilizando-se o artifício da seção transformada proposta por Barron (1948). Vargas Jr. (1975) mostrou que é possível representar a anisotropia de um meio poroso, variando na região desejada a resistência do grafite coloidal.

### **2.1.5. Modelos Reduzidos**

Alguns problemas de fluxo bidimensional têm sido estudados com a utilização de modelos em laboratório. É necessário que o modelo reproduza a geometria e todas as condições de contorno do problema real.

MAESA (2003) apresentaram resultados de estudos em modelos reduzidos da usina hidrelétrica de Foz da Areia, fazendo comparações com os dados da instrumentação. Os autores concluíram que a utilização de modelos reduzidos ofereceu interpretações, análises e previsões geralmente compatíveis com a obra.

Modelos físicos têm sido muito utilizados em aplicações didáticas. A Figura 1 mostra um exemplo de um modelo de fluxo bidimensional, sob uma parede rígida, onde as linhas de fluxo são observadas pela trajetória da água com corante.

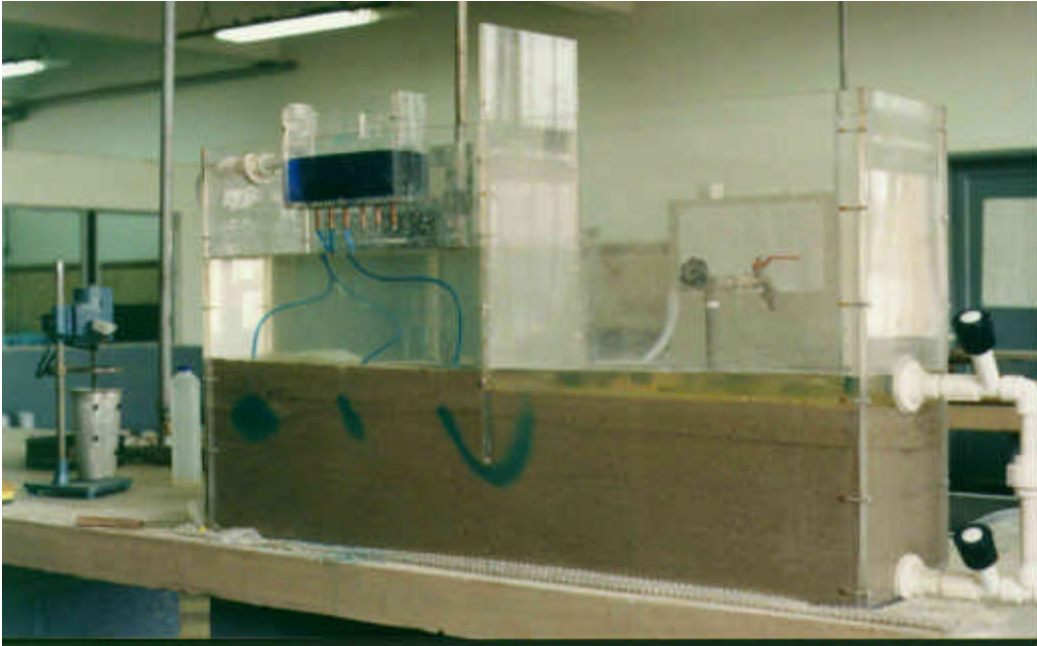


Figura 1 - Desenvolvimento do fluxo – estágio inicial (Santos e Gerscovich, 1997)

### 2.1.6. Método Gráfico – Rede de Fluxo

Problemas de fluxo bidimensional podem ser convenientemente estudados através do traçado da rede de fluxo. Esta é a representação gráfica dos caminhos percorridos pela água e das correspondentes linhas equipotenciais, correspondentes às duas famílias de curvas que satisfazem a equação de Laplace.

As técnicas de traçado das redes de fluxo permitem a consideração da anisotropia e heterogeneidades. O traçado das redes requer experiência, sendo úteis às recomendações propostas por Casagrande (1937), Taylor (1948) e Cedergren (1977).

A Figura 2 mostra um exemplo de rede de fluxo em que uma barragem de terra está fundada em um solo 10 vezes mais permeável que o aterro. Neste caso a forma geral da rede de fluxo é mais controlada pela fundação do que pela própria barragem.

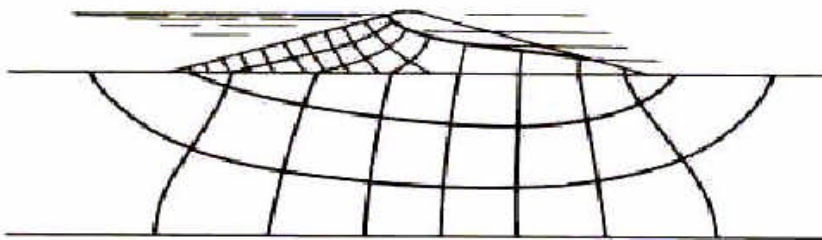


Figura 2 - Rede de fluxo para barragem com fundação permeável. (Cedergren, 1977)

### 2.1.7. Métodos Numéricos

A dificuldade de se obter uma solução analítica para resolver problemas de fluxo em meios porosos levou à utilização de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos e o método das diferenças finitas,

Enquanto que as soluções analíticas resolvem o problema em qualquer ponto do domínio, as soluções numéricas são capazes de fornecer a solução aproximada somente em alguns pontos. Quando se dispõe de ferramenta computacional eficiente, a resolução de problemas de fluxo por métodos numéricos torna-se recomendada. Os programas numéricos de análise de fluxo fornecem soluções rápidas e com nível de aproximação bastante razoável para problemas geotécnicos.

Os métodos numéricos transformam a equação diferencial parcial do fluxo em um conjunto de equações integrais, cuja solução é obtida a partir da discretização de duas formas distintas: domínio dos pontos nodais para o Método das Diferenças Finitas (MDF) e domínio dos elementos para o Método dos Elementos Finitos (MEF). Além da discretização do domínio do problema, deve-se adotar uma função aproximada para descrever a variável dependente. No caso do MDF esta função é sempre linear e no caso do MEF é possível definir funções de ordem mais elevada.

Apesar de fornecerem uma solução aproximada, os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados na prática (Hills et al., 1989; Huyakorn et al., 1984; Gerscovich, 1994). A confiabilidade dos resultados, entretanto, irá depender do tipo de formulação, das condições de contorno impostas e, principalmente, dos parâmetros adotados.

A Tabela 1 apresenta uma visão geral dos vários programas disponíveis para solucionar problemas de fluxo em solos.

Lefebvre et al. (1982) utilizaram o método numérico como ferramenta de análise de um problema de fluxo na barragem de Choinière (Canadá). A percolação foi analisada por método dos elementos finitos e a razão de anisotropia da permeabilidade na fundação foi variada até que os dados da simulação restituíssem os valores de campo. O estudo da influência da anisotropia mostrou que a razão de anisotropia era maior do que 25 e próxima de 100, devido à existência de lentes e camadas mais permeáveis na fundação.



Tabela 1 - Programas que Empregam os métodos numéricos

Método	Programa	Geometria	Observações	Fonte
MDF	FINDIT	1D	Infiltração	Kunze e Nielsen (1982)
MDF	MODFLOW	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Permanente	McDonald e Harbaugh (1988)
MDF	MODFLOW	1D	Saturado/Não Saturado Infiltração	Hills et al. (1989)
MDF	TRUST	3D	Saturado/Não Saturado. Fluxo Transiente	Narasimhan et al. (1977)
MEF	UNSAT2	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Transiente	Neuman (1973)
MEF	SEEP	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Permanente	Papagianakis (1982)
MEF	TRASEE	2D	Modificação do SEEP Fluxo Transiente	Lam (1983)
MEF	SATURN	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Transiente	Huyakorn et al. (1984)
MEF	FLOW 3D	3D	Saturado/Não Saturado Fluxo Transiente	Gerscovich (1994)

Alexander e Engemoen (1985) analisaram o fluxo através da fundação permeável da barragem de Calamus (EUA), com o programa SEEP3D (MEF). O estudo foi concentrado na determinação das vazões de percolação, estabelecimento dos pontos potenciais de saída de água e cálculo de gradientes. Além disso, o programa permitiu a simulação de diversos métodos de controle de percolação, que serão mencionados posteriormente.

## 2.2.

### Coeficiente de Permeabilidade (k)

Em projetos de barragens, o controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras constitui um dos requisitos fundamentais à segurança da obra. Para tal, faz-se necessário conhecer os coeficientes permeabilidades dos materiais envolvidos.

O coeficiente de permeabilidade (k), como definido por Darcy, representa a velocidade de percolação da água quando o gradiente hidráulico é igual a 1,0. A Tabela 2 apresenta valores do coeficiente de permeabilidade e as correspondentes classificações quanto à maior ou menor facilidade de percolação.

Tabela 2 – Classificação quanto ao grau de permeabilidade (Terzaghi e Peck, 1967)

Coefficiente de Permeabilidade (cm/s)	Grau de Permeabilidade
$K < 10^{-7}$	Praticamente Impermeável
$10^{-7} < K < 10^{-5}$	Muito Baixo
$10^{-5} < K < 5 \times 10^{-3}$	Baixo
$10^{-3} < K < 10^{-1}$	Médio
$K > 10^{-1}$	Alto

A Tabela 3 mostra valores típicos do coeficiente de permeabilidade para diversos materiais.

Tabela 3 - Valores Típicos do Coeficiente de Permeabilidade (adaptado de Cruz, 1996)

Material	Coefficiente de Permeabilidade (k)
Rochas Maciças	$< 10^{-9}$
Argilas Sedimentares	$10^{-7} - 10^{-8}$
Solos Compactados ( $k_v$ )	$10^{-6} - 10^{-7}$
Siltos	$10^{-6}$
Solos Compactados ( $k_h$ )	$10^{-4} - 10^{-6}$
Areias Finas	$10^{-3}$
Areias Grossas	$10^{-2}$
Brita	$> 10^{-1}$

Em análises de fluxo é comum a hipótese de que o coeficiente de permeabilidade do meio é constante, embora as observações de comportamento em os ensaios de laboratório indiquem que o coeficiente de permeabilidade de um determinado tipo de solo pode variar em função de diversos fatores, tal como está apresentado no capítulo 04.

### 2.2.1. Índice de Vazios e Grau de Saturação

Taylor (1948) sugeriu a seguinte equação empírica para estimar-se o coeficiente de permeabilidade:

$$k = D^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1 + e} C \quad \text{Equação 11}$$

onde D = diâmetro dos grãos do solo,  $\gamma_w$  = peso específico do líquido,  $\mu$  = viscosidade do líquido e C = coeficiente de forma.

Além disso, a presença de ar nos vazios dificulta o fluxo de água. Desta forma, o coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é normalmente menor do que o observado quando a saturação é completa. A equação seguinte controla o fluxo laminar tridimensional em solos e permite o melhor entendimento da influência do índice de vazios e do grau de saturação na permeabilidade do material.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left( e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \text{Equação 12}$$

Observando-se os termos  $e$  (índice de vazios) e  $S$  (grau de saturação) à direita da equação anterior, verifica-se que podem ocorrer quatro tipos de fluxo:

- a) fluxo estacionário –  $e$  e  $S$  constantes;
- b) adensamento ou expansão (transiente) –  $e$  variando e  $S$  constante;
- c) drenagem ou inchamento a volume constante (transiente) -  $e$  constante e  $S$  variando;
- d)  $e$  e  $S$  variando (transiente).

O tipo de fluxo (a), com  $e$  e  $S$  constante, ou seja, considerando-se que o solo esteja saturado e que tanto o esqueleto de partículas sólidas quanto a água contida nos vazios sejam incompressíveis, é o tipo de fluxo denominado estacionário ou permanente ou constante, o qual não varia com o tempo.

O tipo de fluxo (b), com  $S$  constante e  $e$  variável, corresponde a uma situação de adensamento quando  $e$  decresce, e de expansão quando  $e$  aumenta.

O tipo de fluxo (c), com  $e$  constante e  $S$  variando corresponde a uma situação de drenagem a volume constante quando  $S$  diminui, e de inchamento para  $S$  aumentando.

O tipo de fluxo (d) inclui problemas de compressão e expansão, além de drenagem e inchamento.

Os casos (b), (c) e (d) constituem tipos de fluxos denominados de fluxo transiente. Nestes casos, a quantidade de água que passa através de uma superfície de um elemento de solo em um tempo unitário (vazão) varia com o tempo.

Este trabalho estuda os problemas associados ao fluxo de água em solos sob regime estacionário (tipo a). As condições de fluxo correspondentes aos casos (c) e (d) constituem situações complexas de fluxo, envolvendo solos parcialmente saturados que não serão considerados neste trabalho.

### 2.2.2. Estrutura

A macro-estrutura é um fator preponderante nas propriedades do solo, particularmente na permeabilidade. O amolgamento do material, em decorrência do processo de amostragem e do manuseio da amostra no laboratório, representa uma das causas de discrepâncias entre os valores do coeficiente de permeabilidade de campo e de laboratório.

Raymond e Azzouz (1970) observaram que a remoldagem de solos argilosos reduz o coeficiente de permeabilidade, se medido com o mesmo índice de vazios e pressão confinante. Este resultado concorda com as conclusões de Rowe (1964) que constatou que muitos solos argilosos sedimentares (argilas inglesas) contêm canais altamente permeáveis, comportando-se como os solos estratificados.

Podem ocorrer também erros decorrentes da falta de representatividade em relação à situação de campo, devido à presença de estruturas reliquias da rocha matriz, como no caso de solos residuais de gnaisses e de micaxistos. É extremamente difícil, em ensaios de permeabilidade em amostras, reproduzir com exatidão as condições de fluxo de feições muito permeáveis encontrados em maciços naturais. Deve-se ainda atentar para a possível ocorrência de segregação de solos arenosos, durante a colocação da amostra no cilindro do permeâmetro.

### 2.2.3. Anisotropia

A permeabilidade depende da disposição relativa dos grãos no interior da massa de solo. Quando o solo é compactado no ramo seco, a disposição das partículas (estrutura floculada) permite maior facilidade de passagem de água através dos vazios, se comparada com solo compactado no ramo úmido (estrutura dispersa), para um mesmo índice de vazios. A Tabela 4 mostra evidências experimentais da influência da estrutura.

Tabela 4 - Coeficientes de Permeabilidade do Solo Compactado da Barragem de Ilha Solteira (Souza Pinto, 2000)

Umidade de Compactação	Índice de Vazios	Coeficiente de Permeabilidade
17%	0,71	$2 \times 10^{-8}$ m/s
19%	0,71	$9 \times 10^{-9}$ m/s
21%	0,71	$5 \times 10^{-9}$ m/s

Além disso, solos compactados são usualmente anisotrópicos com relação à permeabilidade, apresentando maior coeficiente de permeabilidade na direção horizontal do que na vertical. O mesmo aspecto pode ser observado para solos sedimentares.

Souza Pinto (2000) cita que coeficientes de permeabilidade na direção horizontal podem atingir valores até 15 vezes maiores do que na vertical. No entanto, Cruz (1998) afirma que o mais comum é encontrar diferenças na ordem de 5 vezes. Esta razão de permeabilidade é de fundamental importância no

estudo de fluxo através de barragens. Vale lembrar que o caso citado por Lefebvre et al. (1982), que apresentou faixa diferente de variação de anisotropia (25 – 100) estava relacionado com um estudo numérico de uma barragem fundada (Choinière – Canadá) em terreno permeável

#### **2.2.4. Temperatura**

O coeficiente de permeabilidade depende do peso específico e da viscosidade ( $\mu$ ) do fluido percolante. Como ambas as propriedades variam em função da temperatura, é fácil concluir que a permeabilidade também varia com a temperatura. Convencionou-se que a determinação experimental do coeficiente de permeabilidade deve ser relativa à temperatura de 20°C. Com isto, é necessário corrigir o resultado experimental em função da temperatura do ensaio, a partir da equação:

$$k_{20} = k \frac{\mu}{\mu_{20}} \quad \text{Equação 13}$$

onde  $k_{20}$  é o coeficiente de permeabilidade para a temperatura de referência (20°C),  $k$  é o coeficiente de permeabilidade a uma temperatura qualquer e  $\mu_{20}$  é a viscosidade do fluido a temperatura de 20°C.

#### **2.2.5. Nível de Tensões**

Um fator normalmente levantado durante a fase de projeto é a diminuição das permeabilidades no trecho central da barragem, devido aos elevados níveis de tensão que ocorrem nesta região (de Mello, 1977).

Silveira et al. (1978), a partir do acompanhamento de piezômetros instalados na fundação da barragem de terra de Água Vermelha, observaram uma redução de permeabilidade (5 a 10 vezes) na região da fundação, situada sob o eixo central da barragem, e maiores valores de permeabilidade nas proximidades do pé da barragem. Os autores concluíram que a redução de permeabilidade durante o período construtivo se deveu ao adensamento do material, sob efeito do carregamento imposto pela construção do aterro. Por sua vez, a elevação da permeabilidade nas proximidades do pé do talude foi atribuída a deformações horizontais de cisalhamento, que ocorrem com maior intensidade nesta região próxima, que tendendo a provocar uma expansão volumétrica no solo.

Mendes (1984) observou que a redução dos coeficientes de permeabilidade do solo de fundação, na região sujeita aos maiores esforços de compressão, pode acarretar na formação de uma trincheira natural de vedação. A formação desta região de menor permeabilidade depende da compressibilidade do solo de fundação. Para o caso prático de Itumbiara, o autor verificou uma redução significativa do coeficiente de permeabilidade (cerca de 30%) do solo residual de gnaisse da fundação, acarretando reduções de vazão e subpressões.

## **2.3. Determinação Experimental da Permeabilidade**

### **2.3.1. Ensaio de Laboratório**

São de uso corrente, os ensaios em permeômetros de laboratório, de carga constante e de carga variável. Os ensaios de carga constante são mais adequados a materiais permeáveis, como areias e pedregulhos. No caso de siltes e argilas, o tempo requerido para o ensaio seria excessivo e poderiam ocorrer erros devido à evaporação.

Nos ensaios de carga constante, o solo é colocado seco no permeômetro, com densidade uniforme. O permeômetro com a amostra pode ser submerso em recipiente com água, a fim de saturar o solo. O ensaio é iniciado aplicando-se uma certa carga hidráulica na amostra e impondo-se o fluxo. Atingido o regime permanente, o coeficiente de permeabilidade é calculado a partir do volume de água que passa em um determinado tempo, com base na lei de Darcy.

Nos ensaios de carga variável, após aplicada a carga inicial na amostra, mede-se o tempo necessário para que a carga varie até um valor intermediário. O coeficiente de permeabilidade é, da mesma forma, calculado com base na lei de Darcy.

Os ensaios de permeabilidade realizados na célula triaxial e no anel oedométrico são também utilizados com frequência. No ensaio de permeabilidade na célula triaxial, em linhas gerais, a amostra é adensada sob condições isotrópicas de tensão efetiva e, em seguida, é estabelecido o fluxo pela aplicação de diferentes contrapressões no topo e na base da amostra.

Raymond e Azzouz (1970) realizaram ensaios de permeabilidade de carga constante, em célula triaxial, recomendando uma contra pressão de aproximadamente 10% da tensão efetiva de adensamento.

Tavenas et al. (1983) estudaram solos sedimentares e recomendaram aplicar o gradiente hidráulico ( $i$ ) em amostras inicialmente pré-adensadas, aumentando-se a contra pressão em 50% em uma das extremidades da amostra e diminuindo-se do mesmo valor na outra extremidade. Com este procedimento, a variação volumétrica é minimizada, contrabalançando o inchamento e o adensamento ao mesmo tempo. Em amostras normalmente adensadas, a aplicação de um decréscimo de contra pressão gera uma variação significativa de volume, em decorrência do adensamento de parte da amostra. Para este caso, os autores recomendam gerar o fluxo aumentando-se a contra pressão de 100%, em uma das extremidades da amostra, de forma a produzir inchamento na argila, agora levemente pré-adensada.

Os ensaios de permeabilidade em célula triaxial apresentam a vantagem de se poder utilizar amostras de maiores dimensões, reduzindo os problemas de representatividade. Adicionalmente, o ensaio pode ser feito para tensões efetivas correspondentes às condições de campo.

A permeabilidade de siltes e argilas pode ainda ser obtida indiretamente com base na validade da teoria do adensamento de Terzaghi, relacionando-se  $k$  com  $c_v$  e  $m_v$  obtidos no ensaio oedométrico. Mendes (1984) apresenta resultados obtidos por alguns autores e aponta as possíveis razões para as diferenças entre os resultados de campo e de laboratório.

Para areias uniformes, para fins de avaliação preliminar, pode-se também relacionar o coeficiente de permeabilidade ao diâmetro efetivo dos grãos através da fórmula de Hazen, segundo Cedergren (1977).

$$k = 100.D_{10}^2 \quad \text{Equação 14}$$

### **2.3.2. Ensaio de Campo**

A determinação do coeficiente de permeabilidade em furos de sondagem requer o conhecimento de parâmetros como: altura livre da perfuração (não revestida), posição do nível d'água, espessura das camadas, etc. Em virtude das incertezas associadas à definição desses parâmetros, os ensaios de campo são menos precisos do que os de laboratório (Souza Pinto, 2000). Entretanto, estes ensaios são realizados em solos sob condições reais. Os ensaios de laboratório são precisos no que se refere à amostra ensaiada, mas muitas vezes não são representativos das condições de campo.

No campo, a permeabilidade pode ser determinada a partir de ensaios em cavas, furos de sondagem e piezômetros

Os ensaios em cavas são executados em horizontes acima do nível d'água, em escavações rasas com geometria conhecida. O ensaio é realizado com nível constante de água na cava, medindo-se a vazão até o estabelecimento do regime de fluxo permanente. Em seguida, executa-se o alargamento da cava e reinicia-se o processo (ensaio de Matsuo). O cálculo do coeficiente de permeabilidade pode ser feito de acordo com Oliveira e Correa Filho (1981).

Ensaio em furos de sondagens e poços podem ser executados para condições de carga constante ou variável, aumentando-se (infiltração) ou reduzindo-se (bombeamento) a carga hidráulica.

Nos ensaios de carga variável por infiltração, aplica-se uma determinada carga hidráulica e mantém-se o nível constante por algum tempo na tentativa de saturar o solo. Após o término do fornecimento de água, mede-se a velocidade de rebaixamento. O ensaio pode ser encerrado quando o decréscimo de carga atingir cerca de 20% da carga hidráulica inicial.

Já para os ensaios de recuperação, bombeia-se a água do furo até pelo menos 1 metro abaixo do nível d'água no terreno, mantendo-se esse nível até a estabilização da vazão. Então, após o término do bombeamento, mede-se a velocidade de recuperação do nível d'água do terreno.

Nos ensaios em furos de sondagens e poços é conveniente a adoção de trechos de ensaio tanto maiores quanto menor for a permeabilidade estimada, de modo a facilitar as medições de vazão. Para o caso de furos de sondagens revestidos, a escolha de trechos longos tende a minimizar o erro de eventuais fugas d'água entre o revestimento e as paredes do furo.

O coeficiente de permeabilidade pode também ser obtido em piezômetros, por processos similares aos utilizados em ensaios em furos de sondagem. A velocidade de variação das poropressões e o tempo de resposta do piezômetro são controlados pela permeabilidade e pela compressibilidade do solo. O coeficiente de permeabilidade pode ser obtido pelas teorias apresentadas por Hvorslev (1951), para solo incompressível, ou por Gibson (1963), para solo compressível e elástico. Segundo Vaughan (1973), a teoria simplificada de incompressibilidade do solo é aceitável para fins de engenharia.

Os problemas de amolgamento, inerentes aos processos de perfuração, instalação de equipamento e realização do ensaio, ocorrem em ensaios em furos de sondagem e em piezômetros. Excessos de poropressão gerados no processo podem causar um decréscimo de tensões efetivas e, conseqüentemente, produzir um aumento do coeficiente de permeabilidade. Este aumento ocorre



caso o ensaio seja iniciado antes de se permitir a dissipação dos excessos de poropressões. Além disso, a cravação do piezômetro deve ser executada de tal forma que minimize o fluxo entre o equipamento e as paredes do furo, evitando a obtenção de um parâmetro errado.

Bishop et al. (1964) observaram que a zona mais afetada pela perturbação é formada por uma esfera de raio aproximadamente 3 vezes maior que o raio do piezômetro.

Bjerrum et al. (1972) chamaram a atenção para a possibilidade de ocorrência de erros graves em ensaios em piezômetros, devido à aplicação de sobrecargas excessivas a ponto de causar o fraturamento hidráulico do solo ao redor da ponta. O fraturamento hidráulico conduz a valores aparentes superestimados do coeficiente de permeabilidade.

Além disso, Mendes (1984) destaca que repetições de ensaios de permeabilidade no mesmo piezômetro, pode gerar erros, face a possíveis alterações do índice de vazios ao redor do bulbo.

## 2.4. Controle de Fluxo em Barragens

Para o projeto de barragens, o controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras constitui um dos requisitos fundamentais à segurança da obra. Analisando-se qualquer estatística de acidentes e rupturas de barragens a causa majoritária está em geral atribuída a falta de um sistema eficiente de controle de fluxo (Cruz, 1996).

O fluxo d'água através de um meio poroso exerce forças devidas ao atrito entre a água e as paredes dos vazios do solo, denominada de força de percolação.

Esta força é definida pela expressão:

$$j = \frac{\Delta h \gamma_w A}{AL} = \frac{\Delta h}{L} \gamma_w = i \gamma_w \quad \text{Equação 15}$$

sendo  $j$  denominado força de percolação,  $\Delta h$  a diferença de carga,  $\gamma_w$  o peso específico da água,  $A$  é a área da seção transversal e  $L$  o comprimento total que a água percorre.

A força de percolação possui uma unidade semelhante ao peso específico e atua da mesma forma que a força gravitacional.

De uma forma geral, a maioria das rupturas causadas por percolações podem ser classificadas em duas categorias (Cedergren, 1977):

1. Aquelas que ocorrem quando partículas de solo migram em direção a região externa do aterro, causando “*piping*” ou rupturas geradas por erosões;
2. Aquelas causadas por padrões de percolação não controlados que conduzem a saturação, excessivas subpressões, ou excessivas forças de percolação.

#### **2.4.1. Erosão Regressiva**

Quando a água flui com gradiente elevado através do corpo ou fundação da barragem, a força de percolação pode provocar o rompimento da estrutura e conseqüente carreamento dos grãos. Este processo, denominado de erosão interna regressiva ou “*piping*”, pode ocorrer de forma contínua e progressiva (Terzaghi e Peck, 1948).

O pé de jusante é o local mais crítico para a formação do “*piping*”, pois nesta região os gradientes hidráulicos são elevados e os níveis de tensão confinante são baixos.

O desenvolvimento do processo de erosão interna ocorre de jusante para montante, seguindo caminhos preferenciais como: contatos de solos diferentes, ao longo de tubulações enterradas e juntas de estratificação. Este fenômeno pode ser evitado fazendo-se uma redução dos gradientes de saída, com a aplicação de dispositivos que serão apresentados posteriormente.

Sherard et al. (1963) apresentam um estudo sobre influência das propriedades do solo e do método de construção do aterro em relação à resistência ao “*piping*”. Segundo os autores, a plasticidade do solo é o fator mais importante, superando o método de compactação do aterro.

Turnbull e Mansur (1961) relatam a formação de pequenas elevações (“*sand boils*”), como resultado da ocorrência de “*piping*” a jusante de uma barragem nos EUA.

Clevenger (1973) cita alguns fatores que devem auxiliar a avaliação da segurança da barragem quanto ao fluxo pela fundação: aumento progressivo no volume de fluxo; evidência de *piping* de sólidos ou remoção de materiais solúveis; aumento da pressão hidrostática na fundação; desenvolvimento de áreas moles a jusante do aterro.

Um outro exemplo de “*piping*” ocorreu na barragem de Bubali - Índia (Kulkarni e Kulkarni, 1994). Esta barragem, com uma altura de 20,9m acima da fundação, após o seu completo enchimento apresentou um fluxo com alto gradiente e carreamento de materiais no pé de jusante. Como resultado do

processo, ocorreram subsidências no talude de jusante. O fluxo apresentava vazão de 0,14m<sup>3</sup>/s e foi remediado com a construção de drenos.

Chacinski et al. (1994) apresenta o caso da barragem de Iwiny (Polônia) que teve como uma das prováveis causas da ruptura a existência de elevadas forças de percolação que podem ter causado uma erosão interna.

Nos Estados Unidos, os registros históricos apresentam vários acidentes em barragens devidos ao “*piping*”. Dentre eles citam-se: Centralia, Baldwin Hills, Kelle Barnes e Fontenelle, os quais serão abordados posteriormente.

### 2.4.2. Liquefação

Devido ao aumento progressivo da carga piezométrica, a tensão efetiva pode decrescer até anular-se ao em um ponto da camada de solo. Fisicamente, as forças intergranulares seriam nulas e não ocorreria transmissão de forças através dos pontos de contato dos grãos. Note que para isto ocorra, a força de percolação deve se opor à ação do peso dos grãos. Este tipo de fenômeno ocorre somente para areias, pois as argilas apresentam coesão entre partículas, mesmo quando a tensão efetiva é nula. Nestes casos a areia apresenta um estado definido como “*areia movediça*” ou “*quick sand*”.

O gradiente hidráulico que provoca a liquefação (gradiente crítico) em areias pode ser calculado a partir da lei de Darcy, igualando-se a tensão efetiva a zero (Cedergren, 1977). Desta forma:

$$i_{\text{crit}} = \frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_w} \quad \text{Equação 16}$$

O valor do gradiente crítico é portanto próximo da unidade, pois o peso específico submerso dos solos é da ordem de grandeza do peso específico da água.

Silveira et al. (1981) apresentam os dados da instrumentação da Barragem de Água Vermelha, onde um piezômetro indicava cota piezométrica de 28 metros acima da cota do dreno na região central da barragem, conduzindo a um gradiente hidráulico de 2,8. Apesar desse alto gradiente, o mesmo foi considerado aceitável considerando as características granulométricas e coesivas do solo e o elevado nível de confinamento.

### 2.4.3. Subpressões

Estruturas de concreto devem sempre ser projetadas para resistirem às subpressões de uma forma segura. Este cuidado estende-se a escavações em

solos argilosos, assentes sobre camadas mais permeáveis. Ao se atingir certa profundidade de escavação, o peso da argila e sua coesão podem não ser suficientes para contrabalançar uma eventual pressão de água, ocorrendo o chamado levantamento de fundo.

Soos (1981) descreve o método de cálculo de subpressão manual, o método de simulação de chapa elástica e o método de analogia elétrica. O autor ainda cita três elementos de projeto capazes de influenciar significativamente a intensidade da subpressão: tapetes de montante, aumentando o comprimento do trajeto da percolação; cortina de injeção, reduzindo a permeabilidade da fundação; e cortina de drenagem, aliviando a pressão da água.

Andrade (1981) compara a eficiência de três soluções diferentes para o alívio de subpressões: drenos, laje impermeabilizante e galerias. A eficiência do sistema de drenagem varia em função de sua localização. A Tabela 5 apresenta um resumo das análises apresentadas pelo autor.

Tabela 5 - Comparativo de alívio de subpressões (Andrade 1981).

Solução	Eficiência	Observações
Drenos a Montante (espaçamento de 3m)	43%	Uma galeria e previsão de reperfuração para manutenção da eficiência.
Drenos a Jusante	18%	Duas galerias e previsão de reperfuração para manutenção da eficiência.
Laje Impermeabilizante (25m)	69%	Baixo custo e cuidados especiais com a estanqueidade.
Galeria de Drenagem	71%	Solução mais eficiente desde que a drenagem seja por gravidade.

## 2.5. Instrumentação

O monitoramento contínuo é imprescindível em obras de barragens. Atualmente, os novos projetos contam com um número elevado de instrumentos, que permitem avaliar e prever o comportamento dessas estruturas.

A instrumentação de barragens assume diferentes características e finalidades dependendo da etapa da obra. Costuma-se dividir em 3 fases principais os estudos do comportamento de uma barragem: período de construção, primeiro enchimento do reservatório e regime permanente (operação). Além disso, a instrumentação pode investigar comportamentos anômalos das principais estruturas.

Os principais objetivos da instrumentação de barragens são: verificação das hipóteses e parâmetros adotados em projeto; verificação da adequação dos métodos construtivos; verificação das condições de segurança. A instrumentação pode ainda viabilizar o aprimoramento de um determinado projeto, visando obter condições mais econômicas e seguras.

Segundo Penman (1982) a maioria das barragens antigas de pequeno porte (menores que 15m), possuíam como instrumentação apenas medidores de vazão. Segundo o autor, entre 1960 e 1975, foram construídas muitas barragens com alturas superiores a 90m, que também possuíam apenas medidores de vazão. Após um número significativo de acidentes, a necessidade de instrumentação começou a ser largamente difundida.

Arthur (1977) relata o caso da barragem de Teton, que se tornou um marco negativo para a engenharia mundial, custando 11 vidas e milhões de dólares. A barragem de Teton, localizada no estado de Idaho (EUA), rompeu após o final do primeiro enchimento, em junho de 1976. A barragem apresentava uma altura de aproximadamente 93m e comprimento de 975m, contando apenas com medidores de vazão e poços de inspeção. Dois dias antes da ruptura, surgências começaram a ser observadas, primeiramente pelas ombreiras e depois pelo pé do talude de jusante. A barragem rompeu por erosão regressiva (“piping”) devido a ineficiência do sistema de drenagem e ausência de instrumentação que alertasse para o perigo de ruptura.

Peck (1985) afirma que a instrumentação é freqüentemente sub-utilizada, apesar de viabilizar a quantificação de parâmetros e resolver questões importantes. Em alguns países, a regulamentação de segurança de barragens exige a instalação de inclinômetros, células de recalque e piezômetros no núcleo de barragens de terra. O autor questiona tais exigências e afirma que, apenas em condições atípicas, deve-se instrumentar o núcleo de uma barragem de terra para verificar as hipóteses consideradas em projeto. Isto é justificado pelo fato que a instalação de instrumentação, mesmo sendo cuidadosa, pode introduzir heterogeneidades no maciço.

O enfraquecimento que a instrumentação pode ocasionar deve ser confrontado com os benefícios potenciais que esta pode oferecer. Em contraste com o que ocorre na região do núcleo, piezômetros instalados no material de fundação, perto do pé do talude de jusante, podem detectar subpressões que são de difícil determinação na fase de projeto. Além disso, os piezômetros podem também servir como base para definição de níveis de segurança da barragem.

De Fries (1982) descreve o processo de análise da instrumentação da fundação e corpo da barragem de Guri (Venezuela) durante o seu processo de alteamento. A barragem de Guri possui aproximadamente 1800 instrumentos que fornecem mais de 40000 resultados por mês. Para o processamento dos dados, foi implementado um sistema complexo que utiliza 250 programas computacionais, subdivididos em 7 subsistemas, permitindo a visualização dos dados em tempo real.

As barragens de Calamus (Alexander e Engemoen, 1985) e Cochiti (Lillard, 1985), ambas nos Estados Unidos, são exemplos práticos de barragens que possuem um sistema de monitoramento bastante eficiente. Os instrumentos projetados e instalados nestas barragens permitem a avaliação, em tempo real, das condições de fluxo através do maciço e da fundação.

### **2.5.1. Tipos de Instrumentos**

As grandezas medidas por instrumentação em barragens são basicamente: nível d'água, poropressão, deslocamentos, tensão total, vazão e sismos. Os sistemas de aquisição de dados podem ser: mecânicos, hidráulicos, pneumáticos ou elétricos. Dunicliff (1988) faz uma descrição detalhada do princípio de funcionamento de cada um destes sistemas.

Este item trata exclusivamente de instrumentos destinados a medições de parâmetros relativos ao fluxo em barragens, seja pela fundação ou pelo maciço da mesma. A seguir estão listados alguns dos principais instrumentos utilizados em barragens de terra.

#### **2.5.1.1. Medidores de Nível D'Água**

O medidor de nível d'água é provavelmente o instrumento mais simples e tem por objetivo determinar a posição da linha freática (Figura 3).

O equipamento consiste basicamente em um tubo perfurado, geralmente de PVC, envolto por um material filtrante e outro drenante, instalado no interior de um furo de sondagem ou poço. Na superfície do terreno, o espaço entre o furo e o tubo é selado e protegido para evitar que águas superficiais entrem na tubulação e alterem os resultados. A determinação da cota do nível d'água por qualquer tipo de sistema de aquisição de dados.

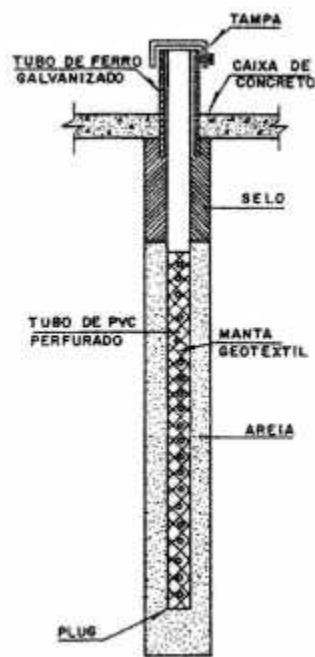


Figura 3 – Medidor de NA (Cruz, 1996)

As principais causas para a inoperância ou perda de eficiência deste tipo de instrumento são: a obstrução do tubo por queda de objetos em seu interior, cisalhamento do tubo e a colmatação dos orifícios do tubo ou do material drenante, com conseqüente aumento do tempo de resposta. Nos dois primeiros casos, o instrumento ficará inoperante se a obstrução estiver situada acima ou na faixa de oscilação do nível d'água.

### 2.5.1.2. Medidores de Vazão

Os medidores de vazão têm por objetivo determinar vazões de percolação de drenos, maciço de terra ou rocha. A instalação pode ser feita em drenos de fundação, em canaletas de galerias de drenagem e em barramentos construídos para esta finalidade. Existem dois tipos principais de medidores de vazão: os vertedores triangulares ou retangulares e os vertedores tipo Parshall.

Em surgências, drenos de fundação e poços de alívio, a determinação da vazão também pode ser feita de forma mais rudimentar, com uma vasilha e um cronômetro.

### 2.5.1.3. Piezômetros

Os piezômetros têm como finalidade a medição de poropressões e podem ser instalados em diversas posições na barragem (maciço, sistema de drenagem e fundação).

Atualmente existem diversos tipos de piezômetros, com características peculiares. Segundo Dunnicliff (1988) não existe um consenso sobre qual o melhor instrumento a ser utilizado. A seguir será feito um breve resumo dos principais tipos.

Piezômetro de tubo aberto: é o mais simples e o mais utilizado de todos os piezômetros, provavelmente devido à facilidade de execução, baixo custo e bons resultados. O processo construtivo é semelhante ao do medidor de NA, porém com selo ao longo do tubo e não apenas na superfície do terreno (Figura 4). As principais diferenças com relação ao medidor de NA são o comprimento do trecho perfurado e a extensão do trecho do furo preenchido com material drenante, geralmente limitada entre 1,0 a 1,5m.

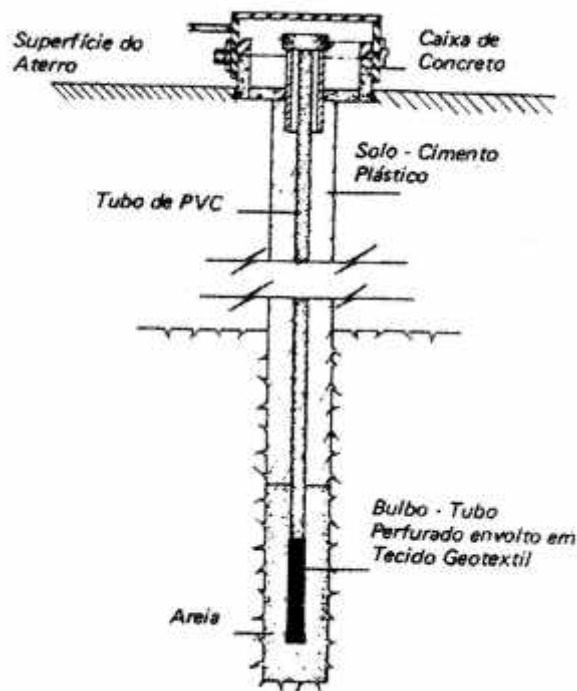


Figura 4 - Esquema de piezômetro de tubo aberto (Cruz, 1996)

O piezômetro de tubo aberto mais utilizado é o piezômetro Casagrande, constituído por uma tubulação de aproximadamente 1cm de diâmetro interno, conectada a um elemento poroso cilíndrico feito de material cerâmico. Este



equipamento foi desenvolvido por Casagrande durante a construção do aeroporto de Boston (Dunncliff, 1988).

Dentre as principais vantagens do piezômetro de tubo aberto, pode-se citar a confiabilidade, durabilidade, sensibilidade e possibilidade de verificação de seu funcionamento através de ensaio de recuperação do nível d'água. Suas limitações são: interferência no canteiro de obras, não ser adequado para determinar poropressões no período construtivo, dificuldade de instalação a montante de barragens (devido à dificuldade de acesso para leituras).

Um outro problema que este tipo de piezômetro pode apresentar é o tempo de resposta. Segundo Cruz (1996), dependendo do tipo de solo, o tempo de resposta pode variar de alguns minutos até semanas. Para barragens de terra, um tempo de resposta de até uma semana não apresenta maiores conseqüências de ordem prática.

Existem vários procedimentos de leitura de carga de pressão em piezômetros de tubo aberto, sendo os principais descritos a seguir. Todas estas metodologias podem também ser usadas para leituras do nível d'água em poços de inspeção.

A leitura pode ser feita através de um cabo elétrico com dois condutores, possuindo na extremidade um sensor constituído por eletrodos dispostos concêntricamente, isolados eletricamente entre si (*"Electrical dipmeter"*). O sensor é introduzido no tubo do instrumento e ao atingir o nível d'água, a água fecha o circuito elétrico formado pelo conjunto sensor/cabo/sinalizador/bateria. A condição de leitura é percebida pelo sinalizador, que pode ser sonoro, luminoso ou elétrico, ou deslocamento do ponteiro de um galvanômetro. A leitura é referida à extremidade superior do tubo de PVC, e é obtida através de trena ou metro de madeira com precisão de milímetros.

Sandroni (1980) descreve um sistema de leituras de piezômetros, constituído de um circuito com uma fonte sonora utilizado em pesquisas da PUC-Rio. Quando a tubulação atinge o nível da água, o sistema é fechado e a emissão sonora é cessada.

Dunncliff (1988) descreve alguns tipos especiais de piezômetros de tubo aberto, especificamente projetados para serem instalados em solos não saturados, solos em adensamento e para regiões onde há risco de congelamento da água no solo.

Piezômetro pneumático: o funcionamento baseia-se no equilíbrio de pressões atuantes em um diafragma flexível. De um lado, atua a pressão da

água que se deseja medir e do outro lado atua um gás sob pressão (geralmente nitrogênio).

A pressão deste gás é variável e controlada por um manômetro situado em um painel de controle. A conexão pneumática entre o piezômetro e o painel é feita com dois tubos flexíveis, denominados de alimentação e retorno. Esta tubulação é conectada em um diafragma flexível por dois orifícios. Existe uma cavidade, preenchida por água, responsável por transmitir a poropressão do solo ao diafragma. Esta cavidade está em contato com o solo por uma pedra porosa cerâmica ou de bronze sintetizado (Figura 5).

Quando a pressão da água supera a do gás, o diafragma veda os dois orifícios e não há fluxo (retorno) do gás. Quando a pressão do gás supera a da água, a membrana deforma ligeiramente, permitindo a passagem livre do gás.

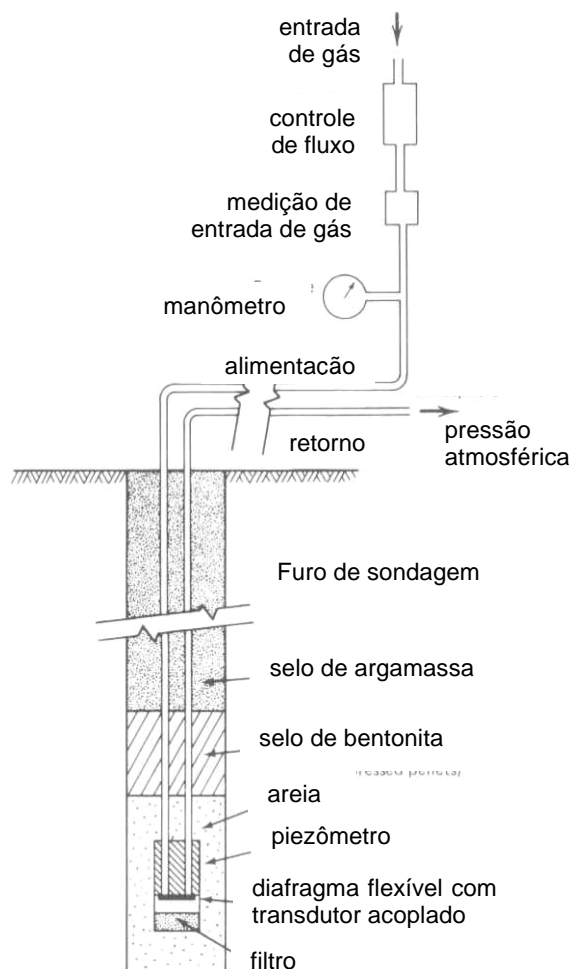


Figura 5 - Esquema de piezômetro pneumático (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

O procedimento de leitura consiste basicamente em aumentar gradativamente a pressão do gás comprimido e observar a indicação de retorno no painel de controle. Deve-se então, fechar as válvulas de pressão de gás e aguardar a estabilização.

Segundo Cruz (1996) as principais vantagens deste instrumento são: leitura centralizada; menor interferência no canteiro de obra (exceto durante a fase de abertura das trincheiras); não interferência dos recalques sofridos pelos instrumentos sobre as medidas; inexistência de limitações quanto à localização do instrumento; leitura simples e rápida; não necessidade de circulação de água deaerada pelas tubulações; não interferência de pressão atmosférica; tempo de resposta relativamente pequeno; tecnologia de fabricação não complexa.

As principais limitações dos piezômetros pneumáticos são: menor confiabilidade para medida de poropressões negativas (existem piezômetros pneumáticos especiais para medir poropressão negativa); necessidade de calibração periódica dos manômetros; e problemas relacionados com as deformações do diafragma flexível, detalhadas em Dunicliff (1988).

Segundo Cruz (1996) alguns tipos de piezômetros pneumáticos, devido a deficiências de projeto e fabricação, apresentam alta porcentagem de perda, até mesmo antes da instalação.

Piezômetro hidráulico de tubo duplo: foi desenvolvido para ser instalado na fundação ou aterro durante o período de construção. É também conhecido como piezômetro hidráulico.

O sistema consiste em um elemento de dreno poroso conectado à dois tubos flexíveis, que possuem manômetros na outra extremidade (Figura 6). Este piezômetro é indicado para monitoramento da fase de operação, sendo dessa forma um instrumento projetado para ter uma vida útil longa. Algumas vezes é utilizado para a medição de poropressão durante a fase de construção e primeiro enchimento do reservatório.

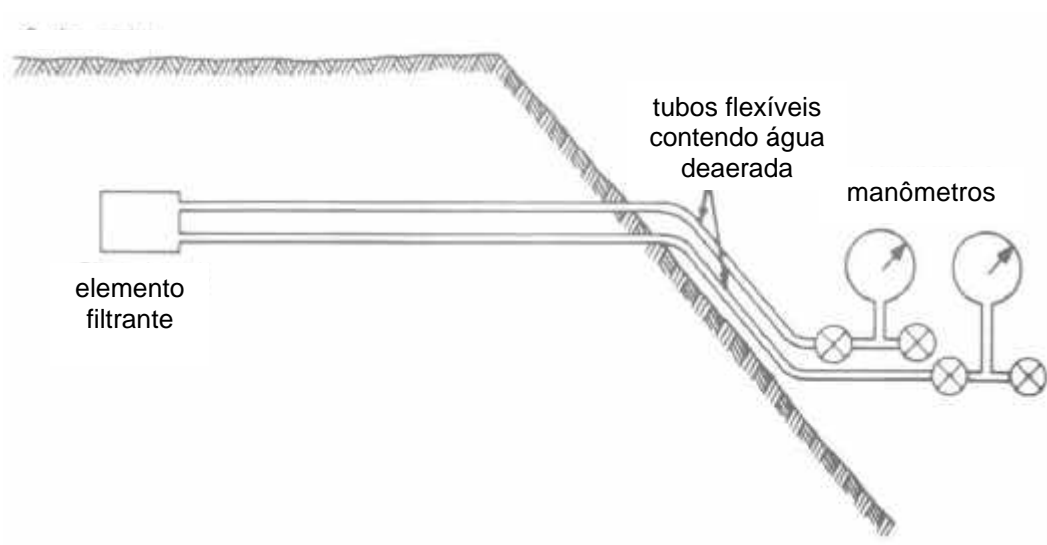


Figura 6 - Esquema de instalação de piezômetro hidráulico de tubo duplo (Dunicliff, 1988 – adaptado)

A definição do nível piezométrico é dada pela média da soma das cargas de elevação e de pressão dos manômetros. Quando os tubos flexíveis estão saturados, os dois manômetros indicam o mesmo nível piezométrico. Caso haja entrada de ar no sistema, a saturação dos tubos flexíveis é feita por circulação de água deaerada.

As principais diferenças, quanto ao funcionamento, entre os piezômetros hidráulico e pneumático são: o tipo de fluido utilizado para leitura; e inexistência de membrana diafragma. Conseqüentemente no piezômetro hidráulico, a água contida nos poros do solo ou nas fraturas da rocha fica em contato direto com a água contida no instrumento.

A saturação das tubulações é obtida através da circulação de água destilada e deaerada, por meio de equipamento específico.

O piezômetro hidráulico apresenta as seguintes vantagens: técnica e construção simples; permite a avaliação de poropressões negativas; o elemento sensor é acessível; permite a realização de ensaio de permeabilidade *in situ*. Suas limitações são: (i) não indicado para cotas de instalação muito superiores que a do terminal de leitura; (ii) possibilidade de fornecer água ao maciço durante as operações de deaeração das tubulações, situação particularmente danosa quando a altura do aterro sobre o instrumento é pequena (Cruz 1996); (iii) necessidade de operações demoradas e relativamente complexas para deaeração das tubulações e manutenção do sistema; (iv) tempo de leitura relativamente grande para solos pouco permeáveis; (v) eventuais influência de recalques nas leituras dos instrumentos.

Piezômetro de corda vibrante: possuem um diafragma metálico separando a água do solo do sistema de medição. Como pode ser visto na Figura 7, uma corda tensionada é acoplada ao centro do diafragma de tal forma que um deslocamento do diafragma causa uma mudança de tensão na corda. Através de calibrações é possível determinar a poropressão (Dunnicliff, 1988).

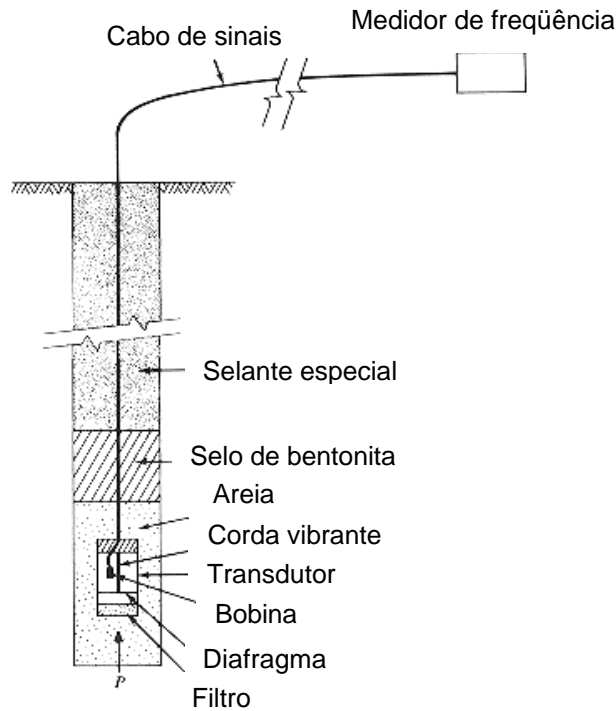


Figura 7 - Esquema de piezômetro de corda vibrante (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

Cruz (1996) alerta para o fato de que este tipo de equipamento necessita de blindagem eletromagnética, pois pode haver influência do meio no sistema de medições. Campos eletromagnéticos provocados por linhas de alta tensão, subestações, unidades geradoras, etc. podem reduzir a níveis de baixa confiabilidade este tipo de equipamento. O autor cita o caso da U.H.E. de Nova Avanhandava, localizada no rio Tietê, inaugurada em 1982. Durante um fim de semana os cabos de aterramento de piezômetros de corda vibrante ficaram expostos. Um funcionário utilizou estes cabos para fazer o aterramento de um equipamento elétrico alimentado com 440V. Isto provocou uma descarga elétrica que resultou na danificação de 10 piezômetros, instalados na fundação e núcleo da barragem.

Dunnicliff (1988) sugere que piezômetros de corda vibrante, blindados, manufaturados, são confiáveis, precisos e têm tempo de resposta reduzido.

Piezômetro elétrico: o princípio de funcionamento do piezômetro elétrico está ilustrado na Figura 8. Segundo Cruz (1996) os piezômetros elétricos, de modo geral, apresentam os mais baixos tempos básicos de resposta, devido ao pequeno volume de água que o maciço precisa fornecer para o diafragma do transdutor deslocar. Outra vantagem consiste na possibilidade de efetuar medidas dinâmicas de poropressão com registro contínuo, recurso importante para instrumentação de barragens em regiões que apresentam sismicidade significativa. Outras vantagens dos piezômetros elétricos são possibilidade de

automação de leituras, possibilitando o monitoramento remoto, e a medida de poropressões negativas. O autor relata o caso de dois piezômetros elétricos de resistência instalados na barragem da U.H.E. Ilha Solteira, sem qualquer medida especial de proteção contra descargas atmosféricas, que apresentaram desempenho satisfatório por pelo menos 12 anos de instalação.

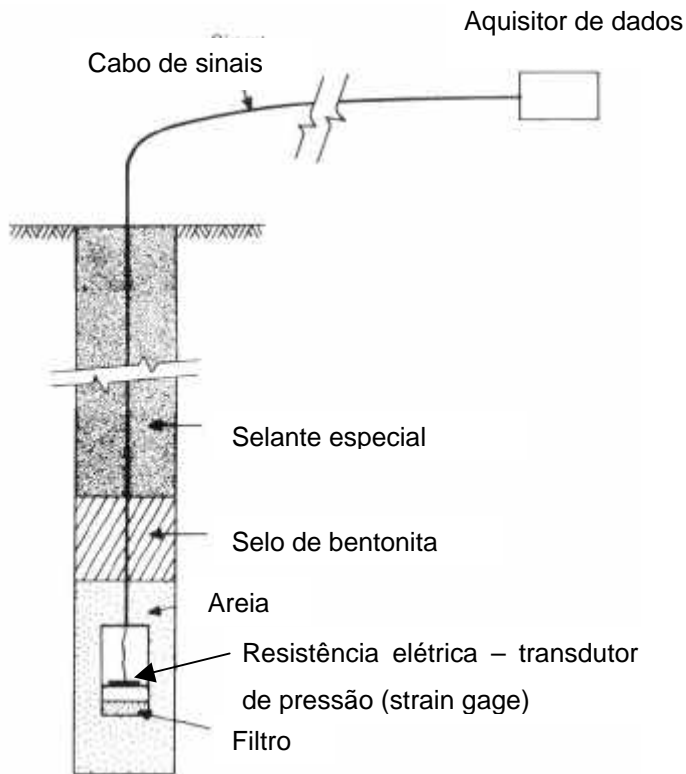


Figura 8- Esquema de piezômetro elétrico (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

### 2.5.2. Piezometria em Barragens

Os piezômetros têm sido amplamente utilizados no monitoramento e previsão de comportamento de diversas barragens no mundo inteiro. A variação dos registros piezométricos pode ocorrer quando se verifica uma das seguintes condições: aumento da vazão de percolação; elevação do nível d'água de montante ou jusante; aumento da permeabilidade de materiais a montante do piezômetro; redução da permeabilidade de materiais a jusante do piezômetro.

Sentürk e Sayman (1970) interpretaram as leituras piezométricas de uma barragem de terra com 77m, localizada na região oeste da Turquia. Esta barragem apresentava um volume de fluxo pelos drenos 300% maior do que o esperado e níveis leituras de poropressão abaixo do esperado. Após as suas análises os autores sugeriram a existência de uma zona preferencial de percolação que alimentava os drenos. Os autores acrescentam que os

piezômetros instalados na barragem estavam bem projetados, uma vez que a simples análise dos dados permitiu determinar a origem e a direção do fluxo existente.

Lindquist e Bonzegno (1981) apresentaram resultados de piezômetros instalados no interior e nas proximidades de sistemas drenantes, com o objetivo de caracterizar a ocorrência de colmatação físico-química-bacteriológica em drenos ou filtros de algumas barragens. Os resultados mostraram que os piezômetros, em conjunto com os medidores de nível d'água podem ser utilizados como mecanismo de análise para a ocorrência de tais fenômenos, apesar dos dados obtidos não serem conclusivos devido ao reduzido número de instrumentos utilizados no estudo.

Guidicini et al. (1981) mostraram que é recomendável utilizar piezômetros na quantificação das subpressão e acompanhamento de obras de impermeabilização de fundações permeáveis. No caso de Itaúba, que apresentava níveis de subpressão acima dos padrões de projeto, uma adequada instrumentação pôde atestar a eficiência dos trabalhos de injeção em fundações.

Silveira et al. (1981) sugerem que o projeto de instrumentação de barragens procure equipar com piezômetros de fundação, as seções imediatamente a montante e a jusante dos dispositivos de impermeabilização e/ou drenagem, tal como foi feito para o caso de Água Vermelha. O objetivo desta recomendação é possibilitar uma avaliação quantitativa da eficiência inicial e do desempenho desses dispositivos ao longo do tempo.

Massad e Gehring (1981) analisaram o comportamento dos drenos horizontais das barragens de Atibainha, instrumentada com piezômetros nas fundações e ombreiras. A seção da barragem, indicada na Figura 9, mostra que o dreno horizontal está trabalhando com carga. Apesar disso, a linha piezométrica é inferior à máxima admissível de projeto.

Barros e Barbi (1983) apresentaram os dados piezométricos referentes ao comportamento da barragem de Itaipu. Os autores relatam que os piezômetros reagiram imediatamente ao enchimento do reservatório. Por outro lado, não apresentaram sensibilidade a variações da ordem de alguns metros do nível do reservatório.

Herkenhoff e Porto (1985) apresentaram os resultados obtidos pelos piezômetros instalados no interior de ensecadeiras, construídas para a 3ª fase de desvio do rio da U.H.E. de Tucuruí. Neste monitoramento foram utilizados piezômetros do tipo Casagrande, sendo que a frequência das leituras era maior nos períodos de cheia do rio. Os autores relataram que os valores máximos

registrados pela piezometria foram significativamente inferiores aos níveis máximos de projeto. A sensível diferença foi atribuída ao fato dos níveis piezométricos recomendados representarem um limite superior, considerando-se situações de construção mais desfavoráveis.

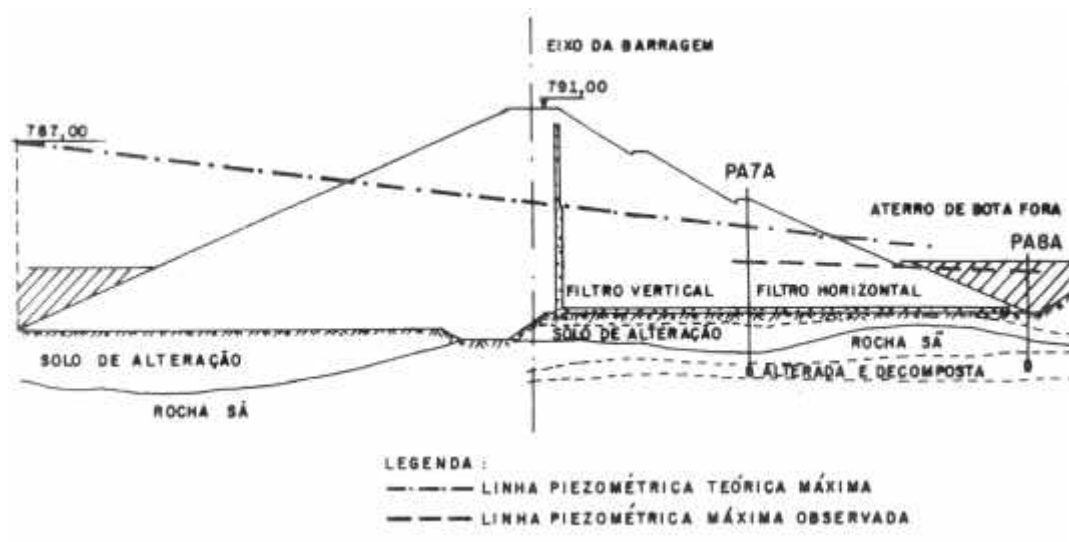


Figura 9 - Linhas piezométricas da Barragem de Atibainha (Massad e Gehring, 1981).

Herkenhoff e Dib (1985) relatam a avaliação e medição de pressões de água no interior do maciço compactado da U.H.E. de Tucuruí-PA, onde foram utilizados piezômetros pneumáticos tipo Hall (desenvolvido por Earl B. Hall nos EUA) e tipo IPT (Equipgeo e IPT – Brasil). Ambos os piezômetros apresentaram desempenho adequado, sendo que o piezômetro tipo Hall mostrou-se um pouco mais eficiente. Foram instrumentadas quatro seções típicas do aterro e também foram realizados ensaios de laboratório com o objetivo de comparar os resultados de campo e os de laboratório. Os autores concluíram que as poropressões medidas durante a fase de construção foram baixas, inclusive para solos argilosos compactados acima da umidade ótima. Estas pressões foram também inferiores às pressões obtidas através dos ensaios triaxiais não drenados com carregamento anisotrópico. As dissipações das pressões intersticiais no interior do aterro também foram lentas, estando de acordo com os valores baixos de permeabilidade. Além disso, os valores observados de subpressão durante a construção foram semelhantes aos valores obtidos em diversas obras, e abaixo dos limites de projeto.

Silveira et al. (1987) utilizaram piezômetros tipo *Casagrande* para confirmar a ocorrência de artesianismo nas fundações da barragem de Três Irmãos (MG). Além disso, a instalação de outros piezômetros confirmou a existência de gradiente na direção montante-jusante. Este gradiente poderia ser



intensificado face ao artesianismo existente, uma vez que os piezômetros indicavam a alimentação do artesianismo por montante. Os autores recomendaram a instalação de piezômetros mais cedo possível, aproveitando-se os furos da sondagem rotativa, executados quando da prospecção do terreno de fundação.

Vincenzo e Silveira (1987) avaliaram as subpressões nas fundações das barragens de Água Vermelha e Itaipu por intermédio de piezômetros tipo Casagrande. Pretendeu-se, através das comparações entre as subpressões previstas numericamente e as observadas "in situ", avaliar os coeficientes médios de permeabilidade das várias camadas de fundação. A Tabela 6 compara os níveis piezométricos medidos em campo com valores previstos por meio de modelo numérico para a barragem de Água Vermelha. A Tabela 7 apresenta as comparações para o caso de Itaipu.

Tabela 6 - Comparação entre valores de campo e numéricos na barragem de Água Vermelha (Vincenzo e Silveira, 1987)

Piezômetro	Elevação do Nível Piezométrico (m)		
	Campo (NA 383,0)	Modelagem (NA 383,0)	Diferença (m)
PZ-37	315,0	317,3	2,3
PZ-38	319,0	320,7	1,7
PZ-40	305,5	306,3	0,8
PZ-43	304,0	305,9	1,9
PZ-44	300,0	302,8	2,8
PZ-45	302,0	303,1	1,1

Tabela 7 - Comparação entre valores de campo e numéricos em Itaipu (Vincenzo e Silveira, 1987)

Piezômetro	Elevação do Nível Piezométrico (m)		
	Campo (NA 383,0)	Modelagem (NA 383,0)	Diferença (m)
PS-F-31	193,0	193,0	0
PS-F-33	190,0	188,4	-1,6
PS-F-35	43,0	42,9	-0,1
PS-F-36	19,0	19,2	0,2
PS-F-37	24,0	19,5	-4,5

Rougui e Arjouan (1994) relatam a utilização de piezômetros na avaliação da segurança da barragem de terra Hassan Addakhil, no Marrocos, que apresentava vazamentos no talude de jusante. Os dados piezométricos permitiram avaliar o impacto destes vazamentos na estabilidade da obra.

Renner (1994) avaliou o sistema de monitoramento de algumas barragens alemãs com núcleo impermeável. A Tabela 8 resume as informações apresentadas pelo autor.

Tabela 8 – Monitoramento de barragens na Alemanha (Renner, 1994)

Barragem	Impermeabilização	Grandezas monitoradas	Observações
BEVER H = 41,5m Fundação Permeável	Chapa de aço com proteção rochosa	- Poropressões abaixo da galeria de inspeção; - Volume de água de percolação	- Vazão: $5 \times 10^{-4}$ e $1,2 \times 10^{-2}$ m <sup>3</sup> /s;
DHÜNN H = 35,5m Trincheira de vedação	Núcleo de concreto asfáltico	- Volume de água de percolação; - Nível piezométrico	- Injeções de bentonita para redução do fluxo
GROBE DHÜNN H = 60,0m Enrocamento Trincheira de vedação	Núcleo de concreto asfáltico	- Poropressões; - Nível d'água; - Nível piezométrico	- Injeções para redução de nível piezométrico;
WUPPER H = 40,0m Enrocamento Trincheira de vedação	Núcleo de concreto asfáltico	- Poropressões; - Nível d'água; - Nível piezométrico	-

Botha e Barker (1994) estudaram a percolação e o comportamento da fundação da barragem de Roodekopjes (África do Sul), durante o alteamento de 3,5m do reservatório, por meio de um grande número de instrumentos, dentre eles os piezômetros tipo Casagrande. No entanto, os baixos níveis piezométricos registrados não explicavam as constantes inundações que atingiam os terrenos a jusante da barragem. O problema na realidade estava em uma camada profunda na fundação que funcionava como um canal preferencial de fluxo. Este exemplo serve para mostrar que nem mesmo um excelente sistema de monitoramento é suficiente para explicar problemas quando as condições de sub-superfície não são bem conhecidas.

Bister et al. (1994) relatam as leituras anormais registradas para os piezômetros da barragem de St. Pardoux (França) que apresentavam leituras acima do limite estabelecido como seguro, no projeto original. Além da necessidade da redução do reservatório, os autores concluíram que o aterro foi compactado de forma incorreta e que poderiam existir lentes de material mais permeável (areia).

Fraiha Neto e Pacheco Neto (2002) apresentaram o projeto de ampliação e automação dos piezômetros da U.H.E. de Curuá-Una. Para este caso considerou-se a instalação de mais quinze piezômetros elétricos em adição aos sessenta existentes. Além disso, foi instalado um sistema de monitoramento automático similar ao sistema proposto por Garcia (1994), adotado na barragem de Valparaiso (Espanha).

## **2.6. Problemas de percolação em Barragens**

A década de 30 é considerada como marco inicial do desenvolvimento da mecânica dos Solos. Desta forma, os métodos utilizados para projetos de barragens, naquela época, eram extremamente empíricos. Registra-se, então, um razoável número de insucessos e construções super dimensionadas e antieconômicas.

Middlebrooks (1953) fez um levantamento destes insucessos utilizando como base de referência cerca de 200 barragens (Tabela 9). O controle inadequado de percolação (ruptura hidráulica) foi responsável por 25% dos acidentes relatados, sendo a segunda maior causa de acidentes em barragens.

Como foi observado por Gould e Lacy (1973), problemas de percolação em barragens podem aparecer na fase de primeiro enchimento do reservatório (Teton, EUA, novembro de 1975 até junho de 1976), e (Malpasset, França, 1955 até 1959) ou na fase de operação, após alguns anos do primeiro enchimento (Baldwin Hills, EUA, 1951 até 1963).

Segundo Gould e Lacy (1973), evidências de problemas de percolação podem ser observadas em diversas regiões de barragens, conforme mostra a Tabela 10.

Wilson e Marsal (1979) concluíram que as causas mais comuns de fissuramento em barragens são o galgamento; a erosão interna (*"piping"*, no maciço, na fundação ou nas ombreiras), além de problemas de estabilidade na face de jusante da barragem, causados por elevados gradientes hidráulicos e subpressões. Dentre as 4 maiores rupturas analisadas por Leonards (1987), 3 foram causadas por problemas complexos de fluxo na fundação ou aterro: Baldwin Hills, Teton e Malpasset.

Tabela 9 – Levantamento de acidentes em barragens (Middlebrooks, 1953)

Causa do Acidente	%
Falta de proteção dos taludes	5
Causas diversas	12
Vazamento de galerias	13
Escorregamentos	15
Rupturas hidráulicas	25
Transbordamento	30

Tabela 10 - Evidências de problemas de percolação (Gould e Lacy, 1973)

Local da Percolação	Evidência no Campo
Aterro, ombreiras e contato com a fundação	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surgências e umedecimento no talude de jusante;</li> <li>- Elevação dos níveis piezométricos na face de jusante;</li> <li>- Arqueamento e fissuras transversais na crista;</li> <li>- Aumento do fluxo no pé de jusante com carreamento de materiais;</li> <li>- Diminuição do nível do reservatório.</li> </ul>
Através da fundação	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surgências no talude de jusante ou no pé do aterro;</li> <li>- Elevação dos níveis piezométricos da fundação à jusante do núcleo;</li> <li>- Aumento do fluxo no pé de jusante com carreamento de materiais;</li> <li>- Aumento do fluxo no rio e perda de nível do reservatório.</li> </ul>
Através das ombreiras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surgências no talude de jusante e crescimento localizado de vegetação;</li> <li>- Grandes perdas de água desproporcionais ao aumento do nível do reservatório;</li> <li>- Aumento do fluxo fora do perímetro do reservatório.</li> </ul>

Ley (1973) define como percolação segura aquela onde não há erosão por “*piping*” e não ocorre instabilidade das estruturas devido a subpressões elevadas ou ao aumento da saturação. A determinação da percolação admissível deve utilizar métodos teóricos e/ou inspeção de campo. O autor destaca alguns aspectos que auxiliam na avaliação de risco potencial devido ao fluxo: (a) observar evidências de “*piping*” na superfície; (b) destacar áreas superficiais saturadas; (c) monitorar vazamentos; (d) monitorar os poços de observação e piezômetros; (e) checar a existência de sólidos nos fluidos de percolação. Estes itens devem ser registrados e avaliados periodicamente, pois qualquer alteração pode indicar o desenvolvimento de uma situação de risco.

No Brasil, os problemas relacionados com o controle de percolação também foram responsáveis por alguns acidentes conforme está apresentado na Tabela 11.

Vargas et al. (1955) e Budweg (1982) relatam o acidente ocorrido na barragem de Pampulha (1954) no Estado de Minas Gerais, como um exemplo de acidente por erosão regressiva (“piping”). A barragem é fundada em solo residual e possuía um sistema de drenagem inadequado e com zonas de filtragem dimensionadas de forma incorreta. Algum tempo antes deste acidente, fraturas se desenvolveram na proteção do talude de montante. Estas fraturas serviram como caminho preferencial de percolação e, face à ineficiência do sistema de drenagem, causaram o início do “piping” por erosão interna. Acredita-se que o fluxo pela fundação também tenha desenvolvido o mesmo fenômeno.

Tabela 11 - Acidentes em grandes barragens de terra no Brasil (Sayão, 2001)

Barragem	Local	Início operação	Data do acidente	Causa
Ema	Pereio (CE)	1932	1940	Percolação pelo aterro
Duas Bocas	Vitória (ES)	1938	Enchimento	Percolação pelo aterro
Pampulha	B. Horizonte (MG)	1941	1954	Percolação pelo aterro
Santa Cruz	Santa Cruz (RN)	1959	1981	Galgamento
Euclides da Cunha	São José do Rio Pardo (SP)	1960	1977	Galgamento
Mulungu	Buique (PE)	1981	1982	Percolação aterro-galeria
Santa Helena	Camaçari (BA)	1981	1985	Levantamento da laje (vertedouro)
Açu	Rio Piranhas (RN)	Em construção	1981	Deslizamento talude montante

A barragem de Selova (Iugoslávia) é um exemplo de obra na qual houve a preocupação de avaliar a segurança quanto ao “piping” (Markovic et al., 1997). A interação entre zonas de argila e enrocamento, a transferência de carga devido a recalques diferenciais e os efeitos causados pela geometria do vale, poderiam reduzir as tensões verticais totais, criando condições para o desenvolvimento de fraturamento hidráulico. As fissuras do fraturamento poderiam penetrar no núcleo impermeável, formando um caminho preferencial de fluxo que poderia gerar uma erosão progressiva. Estudos mais detalhados indicaram que esses efeitos não trariam risco à barragem em relação ao “piping”.

De acordo com Pritchett (1985), os dois maiores desafios quando se procura controlar o fluxo são: (i) o projeto do aterro e estruturas de drenagem e (ii) adaptação do aterro à fundação, às ombreiras e às estruturas adjacentes.

Observa-se também que as condições de percolação pela fundação, que ocorrem após o enchimento e ao longo da operação da obra, têm sido priorizadas na avaliação do desempenho da obra.

Após o enchimento inicial da barragem de Smithville (EUA), os piezômetros instalados nos reforços apresentaram leituras superiores às previstas, levando à necessidade de reavaliação da segurança da barragem (Walberg et al., 1985). Com objetivo de determinar as verdadeiras condições de sub-superfície foi executado um amplo programa de investigações. Este programa incluiu sondagens, amostragem, ensaios e instalação de instrumentos. As investigações mostraram a presença de uma zona preferencial de fluxo, que produziu uma região de permeabilidade elevada na ombreira. Novos estudos de estabilidade mostraram que poços de alívio no pé de jusante e no próprio talude de jusante tornariam a obra novamente estável.

Em 1976, durante o enchimento rápido do reservatório, a barragem de Teton (Figura 10), em Idaho, EUA, rompeu por deficiência dos sistemas de controle de percolação. Apesar da evidência de ocorrência de “*piping*”, não houve tempo suficiente para solucionar o problema. A barragem apresentava uma altura de aproximadamente 93m e comprimento de 975m com apenas medidores de vazão e poços de inspeção. Dois dias antes da ruptura, surgências começaram a ser observadas, primeiramente pelas ombreiras e depois pelo dreno de pé do talude de jusante (Gould e Lacy, 1973).



Figura 10 - Ruptura da Barragem de Teton – Estados Unidos (USBR, 2003)

A erosão interna foi causa direta da ruptura de algumas barragens nos Estados Unidos como, por exemplo, Centralia (Figura 11), reservatório Kelle Barnes (Figura 12) e Fontenelle (Figura 13).

Gebhart (1973) relata o caso da barragem de Fontenelle que, em setembro de 1965, apresentou um vazamento na face de jusante do aterro, adjacente à ombreira direita da barragem. O rebaixamento do nível do reservatório evitou uma tragédia, visto que à jusante desta barragem existia uma comunidade de 4000 pessoas.



Figura 11 - Ruptura da barragem de Centralia (USBR, 2003)



Figura 12 - Ruptura da barragem de Kelle Barnes (USGS, 2003)

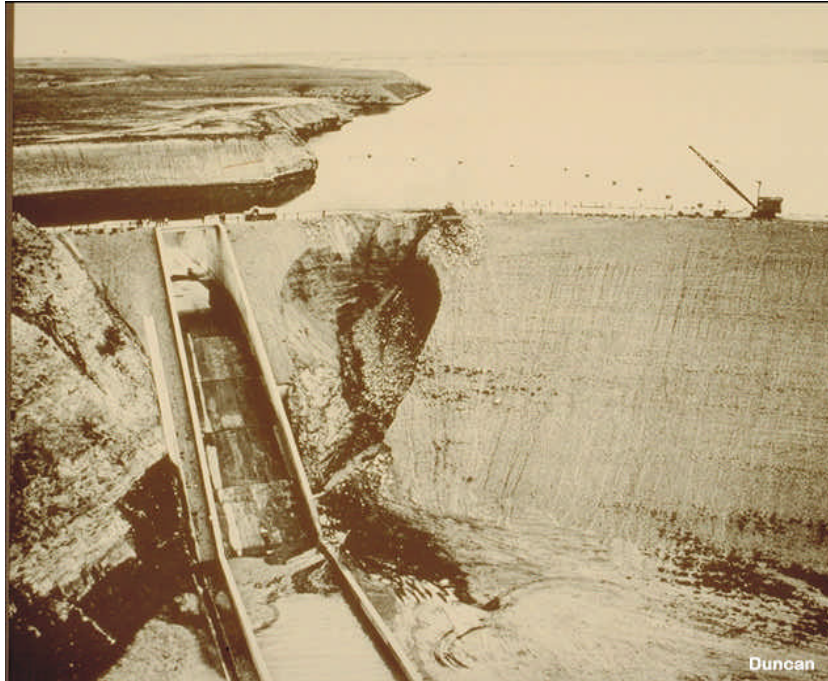


Figura 13 - Ruptura da barragem de Fontenelle (FEMA, 2003)

Segundo Clevenger (1973) todo o fluxo pela fundação é um indicativo de risco de ruptura e a estimativa confiável deste risco é extremamente difícil. O autor relata que 10% das rupturas de barragens são devidas ao fluxo pela fundação, sendo que 1/3 destas atingiram a ruptura após muitos anos de funcionamento. O autor ressalta também que barragens antigas foram projetadas e construídas utilizando critérios técnicos atualmente ultrapassados.

O autor apresenta uma série de casos históricos onde a segurança da barragem foi questionada face à existência de fluxo pela fundação. Alguns desses casos estão descritos a seguir.

No ano de 1958, no estado de Wyoming, nos EUA, uma barragem de terra de 15m de altura, fundada sobre terreno areno argiloso (glacial) apresentou um borbulhamento nas proximidades do pé de jusante. Como era impossível reduzir a carga do reservatório, a solução encontrada para redução de “*piping*” foi a construção de um dreno de areia e cascalho.

Em outro caso histórico, a solução empregada menos simples. A barragem de 49m de altura, localizada no parque “*Great Plains*”, fundada em aluvião arenoso, de grande espessura, e com uma cortina de estacas prancha, apresentou um grande volume de percolação durante o enchimento. Apesar de não existirem sinais de “*piping*”, o aumento dos níveis piezométrico fornecia evidências dessa possibilidade. Uma eventual ruptura da barragem seria catastrófica, em virtude da sua localização e do grande volume de água do reservatório. Procurou-se, então, estabelecer o limite dos níveis piezométricos



para a manutenção da estabilidade da barragem. Foram instalados poços de monitoramento e foi recomendada a execução das obras de remediação. No entanto, limitações econômicas impediram a execução das obras.

Kulkarni e Kulkarni (1994) descrevem alguns casos históricos ocorridos da Índia. De acordo com a classificação do ICOLD, 58 incidentes foram identificados, dos quais alguns foram classificados como rupturas. A Tabela 12 apresenta um resumo das informações mais relevantes no que se refere a problemas de fluxo.

Tabela 12 - Incidentes em barragens da Índia (Kulkarni e Kulkarni, 1994)

Barragem	Incidente	Medidas Adotadas
MAJALGAON (h=30,2m) Barragem de terra Gravidade Fundação permeável	- 1987; - Observação de surgências; - Sinais de percolação preferencial; - Aparecimento de fissuras	- Poços de alívio (85); - Berma de estabilização; - Reforço do sistema de drenagem e preenchimento das fissuras
TAWARJA (h=14,65m) Barragem de terra Trincheira de vedação Fundação permeável	- 1981; - Surgências no talude de jusante; - Borbulhamento no pé de jusante - Dreno de pé não funcionava	- Execução de uma berma de estabilização; - Poços de alívio (30); - Monitoramento de poropressões (piezômetros Casagrande); - Monitoramento de recalques
RAMPUR (h=10,97m) Barragem de terra	- 1988; - Deslizamento no talude de jusante (precipitação intensa e nível do reservatório acima do permitido); - Bloqueamento do fluxo dos drenos; - Surgências no talude de jusante	- Rebaixamento rápido do nível do reservatório; - Berma de estabilização e recuperação do talude de jusante; - Desbloqueio da área de escoamento dos drenos
BUBALI (h=20,9m) Barragem de terra Fundada em rocha branda Poço de alívio em alvenaria	- 1983; - Percolação no talude de jusante com "piping"; - Alto gradiente de saída; - Subsidiências no talude de jusante	- Execução de drenos; - Preenchimento das zonas de "piping"; - Rebaixamento do nível do reservatório; - Injeções de nata de cimento

A percolação pela fundação sempre oferece um risco potencial quanto à segurança do projeto. A ruptura da barragem de Iwiny, na Polônia (Figura 14),

em 1967, é citada como uma das maiores catástrofes da engenharia polonesa. De acordo com Chacinski et al. (1994), forças de percolação elevadas e infiltração excessiva na fundação e no aterro foram as principais causas deste acidente.

Os autores simularam numericamente a erosão interna do solo de fundação. O material de fundação era composto por aluvião arenoso, detritos, rochas, tendo sido também observada a presença de uma falha geológica. Uma pequena subsidência ocorreu acima desta falha, seguida de uma outra maior, devido à infiltração da água nesta mesma falha. A simulação numérica foi realizada em vários estágios, possibilitando a reprodução do processo de erosão.



Figura 14 - Ruptura da barragem de Iwiny (Polônia-1967) (IMWM, 2003)

## **2.7. Controle de Percolação em Barragens**

Todas as barragens que retêm uma massa de água estão sujeitas aos efeitos da percolação. Para alguns casos, a percolação degrada o aterro, a fundação ou ambos. Nesses casos, medidas corretivas são claramente indicadas e a decisão deve ser tomada levando-se em conta a urgência do problema.

Para outros casos, o volume de percolação pode ser considerável, mesmo que não apresente sinais de deterioração que possam afetar a segurança da estrutura. Nestes casos, medidas para reduzir o volume de percolação devem depender de análises do tipo custo benefício. Deve-se verificar se o volume de recursos gastos para a execução da obra é compatível com a economia atingida após a execução dos serviços.

Quando as medidas corretivas não forem indicadas, um contínuo programa de monitoramento é necessário para que se possa detectar deterioração a longo prazo, capaz em colocar em risco a segurança da barragem.

Os dispositivos de controle de fluxo deverão evitar que ocorram problemas sérios e danosos à barragem devido aos efeitos da percolação. Dentre os principais problemas, os mais freqüentes são: erosão interna (“*piping*”), excesso de subpressão, que pode levar ao comprometimento da estabilidade da obra, e consideráveis perdas d’água. O efeito da erosão interna é o mais grave em função da rapidez do processo que pode culminar com a ruptura da barragem.

Para as barragens cujo solo de fundação é permeável, deve-se lançar mão de um método de tratamento que procure satisfazer às condições de segurança e economia. Powell e Morgenstern (1985) relatam a utilização e performance de várias medidas redutivas de fluxo pela fundação, em mais de 100 barragens situadas em solos permeáveis. Os autores apresentam aplicações de diversos métodos de controle de percolação pela fundação e definem valores aceitáveis de fluxo pela fundação permeável. Além disso, propõem um critério preliminar de projeto e avaliação da segurança em termos de percolação permissível pela fundação.

O uso de geotêxteis no controle de percolação em barragens tem tornado-se comum especialmente em áreas onde o fluxo não é crítico. Roth e Scheider (1991) recomendam que os geossintéticos sejam utilizados em grandes barragens somente em conjunto com outros métodos e quando for possível haver manutenção.

### **2.7.1. Filtros e Drenos**

Os filtros e transições finas de areia compactada, em barragens de terra, funcionam como discontinuidades no interior do maciço, separando o núcleo de argila das abas ou a zona de montante (saturada) da de jusante (drenada).

A drenagem é freqüentemente executada na forma de trincheiras ou tapetes, utilizando-se materiais permeáveis podendo ser incorporados coletores ou tubulações.

Os drenos de pé são, em geral, parte de um sistema de drenagem, pois sua principal finalidade é a coleta das águas captadas pelos tapetes drenantes.

A condução das águas até o ponto de saída pode ser executada com tubos cerâmicos, de concreto ou metálicos. Para evitar o entupimento, os tubos devem ser colocados em valas e envolvidos por um filtro adequado. As valas

drenantes se aprofundam ligeiramente na fundação permeável, sendo que o principal objetivo é controlar os gradientes elevados que possam surgir no pé de jusante.

A seleção do material empregado deve ser criteriosa. Os drenos devem obedecer aos critérios de filtro e apresentar valores de permeabilidade indicados no projeto.

Inúmeras barragens de terra homogêneas possuem drenos internos constituídos de um único material, atendendo o critério de filtros de Terzaghi. A preocupação básica era a prevenção ao fenômeno de erosão interna regressiva (Massad e Gehring, 1981).

Cedergren (1977) apresenta um método de cálculo racional das espessuras de drenos, admitindo que os tapetes drenantes trabalham livremente, sem carga. O dimensionamento, segundo este método, requer uma previsão adequada da vazão das águas de infiltração. Esta previsão é difícil, pois depende da qualidade da estimativa dos coeficientes de permeabilidade, os quais são influenciados pelo nível de tensões, pelo grau de anisotropia, entre outros.

### **2.7.2. Restrição do Nível do Reservatório**

A diminuição da cota do reservatório é uma das primeiras medidas de emergência, para redução dos riscos de acidentes devido à percolação pela fundação. A redução da carga hidráulica produz um efeito imediato. Entretanto, dependendo da função econômica da barragem, esta alternativa deve ser encarada como medida temporária, até que uma solução permanente seja executada (Ley, 1973).

### **2.7.3. Injeções de Impermeabilização**

A injeção constitui-se em um tipo de vedação, executada com o intuito de criar uma barreira impermeável à percolação da água. Além do cimento, outros materiais como a argila e produtos químicos podem ser utilizados devido a sua facilidade de injeção.

As injeções requerem cuidados especiais no planejamento e execução, visto que a aplicação de pressões excessivas pode ser prejudicial à estrutura ou à fundação da barragem.

#### **2.7.4. Poços de Alívio**

Poços de alívio são sistemas de drenagem profundos que podem atravessar diversos estratos. A teoria básica sobre poços de alívio foi apresentada por Middlebrooks e Jervis (1947).

Este tipo de sistema é recomendado em casos de fundação permeável, para evitar ruptura por “*piping*”, quando a camada impermeável sobre a fundação, a jusante, tiver peso menor que a coluna d’água do reservatório.

Resultados de ensaios em modelos apresentados por Turnbull e Mansur (1961) mostram que a eficácia de um sistema de poços de alívio é função principalmente do comprimento da zona drenante que penetra na camada permeável.

#### **2.7.5. Tapetes Impermeáveis**

O controle da vazão através de tapete impermeável consiste no lançamento de camadas de material argiloso a montante da barragem, com a função de aumentar a trajetória de percolação. Com isso reduz-se o gradiente hidráulico e a subpressão na região de jusante. Em alguns casos, o tapete pode ser lançado somente em alguns trechos da barragem, considerados mais críticos.

Esta técnica apresenta boa eficiência e deve ser executada diante de um horizonte de fundação permeável e profundo. Além disso, deve ser empregada quando se necessita uma vazão pela fundação bem reduzida. Sua execução é muitas vezes econômica, pois permite empregar materiais argilosos destinados a bota-fora.

Bennett (1946) apresentou uma metodologia para dimensionamento de tapetes impermeáveis. Esta metodologia foi concebida através da estimativa da eficiência deste sistema de impermeabilização em termos de comprimento efetivo do tapete. Os ábacos propostos permitem a avaliação da vazão percolada através da fundação permeável para diversos comprimentos, espessuras e permeabilidades dos tapetes.

Justin et al. (1965) apresentaram uma formulação aproximada que permite determinar o comprimento do tapete. No entanto, sua utilização deve ser realizada com critério, uma vez que considera somente a permeabilidade da fundação.

Turnbull e Mansur (1961) apresentaram recomendações sobre tapetes impermeáveis, poços de alívio e bermas, indicando, para cada caso, valores máximos para os gradientes de saída.

#### **2.7.6. Tapetes Drenantes**

O principal objetivo deste método de controle de percolação é aliviar as subpressões e prevenir a ruptura por erosão interna. Recomenda-se que os tapetes sejam executados no lado de jusante da barragem.

O tapete drenante deve possuir um coeficiente de permeabilidade maior do que a fundação, não devendo ocorrer perda de carga considerável no fluxo que percola através do tapete. A granulometria deve ser tal que impeça o carreamento dos grãos do solo de fundação e a sua espessura deve permitir uma capacidade drenante superior à vazão prevista. Terzaghi e Peck (1948) apresentam recomendações para o dimensionamento de tapetes drenantes.

#### **2.7.7. Trincheiras de Vedação Vertical (“cut-off”)**

O “cut-off” pode ser executado de duas formas distintas: vedação total ou vedação parcial. Quando se utiliza a vedação total, a camada permeável da fundação é totalmente atravessada pelo elemento, encaixando-se no horizonte impermeável. A execução pode ser feita com material argiloso compactado, estacas metálicas ou muros de concreto.

O “cut-off” parcial é geralmente utilizado quando o custo da execução não justifica a construção de um dispositivo que penetre totalmente na camada permeável. Segundo Amorim (1976), não existe uma relação direta entre a redução de fluxo percolado e a redução do desnível entre o “cut-off” parcial e a base da camada permeável da fundação. A Tabela 13 mostra resultados experimentais de observação de campo e em modelos.

A Figura 15 mostra a comparação dos resultados apresentados pelos autores da tabela anterior, incluindo também os obtidos por meio de Método dos Elementos Finitos relatado por Amorim (1976).

Lambe e Whitman (1969) apresentam exemplos sobre o efeito do “cut-off” parcial com penetração em torno de 43%, em fundações permeáveis e homogêneas, comparando condições de barragem sem “cut-off”, com “cut-off” no pé de montante e com “cut-off” no pé de jusante.

Tabela 13 - Relações entre a redução do fluxo de percolação pela fundação e a profundidade de instalação dos "Cut-Offs" (Amorim, 1976)

Fonte:	Tipo da Fundação	Observações
Turnbull e Mansur (1961)	Permeável Homogênea Isotrópica	"cut-off" parcial de perfis metálicos. Trincheira com base na meia altura da camada permeável. Redução de 25% na percolação.
Cedergren (1977)	Permeável Homogênea Isotrópica	"cut-off" com penetração de 90%. Redução de 61% na percolação
Mansur e Perret (1948)	Permeável Homogênea Isotrópica	Estudo em modelos. Penetração de 98% produz efeito significativo na redução da percolação. Com 25%, praticamente não produz efeito.

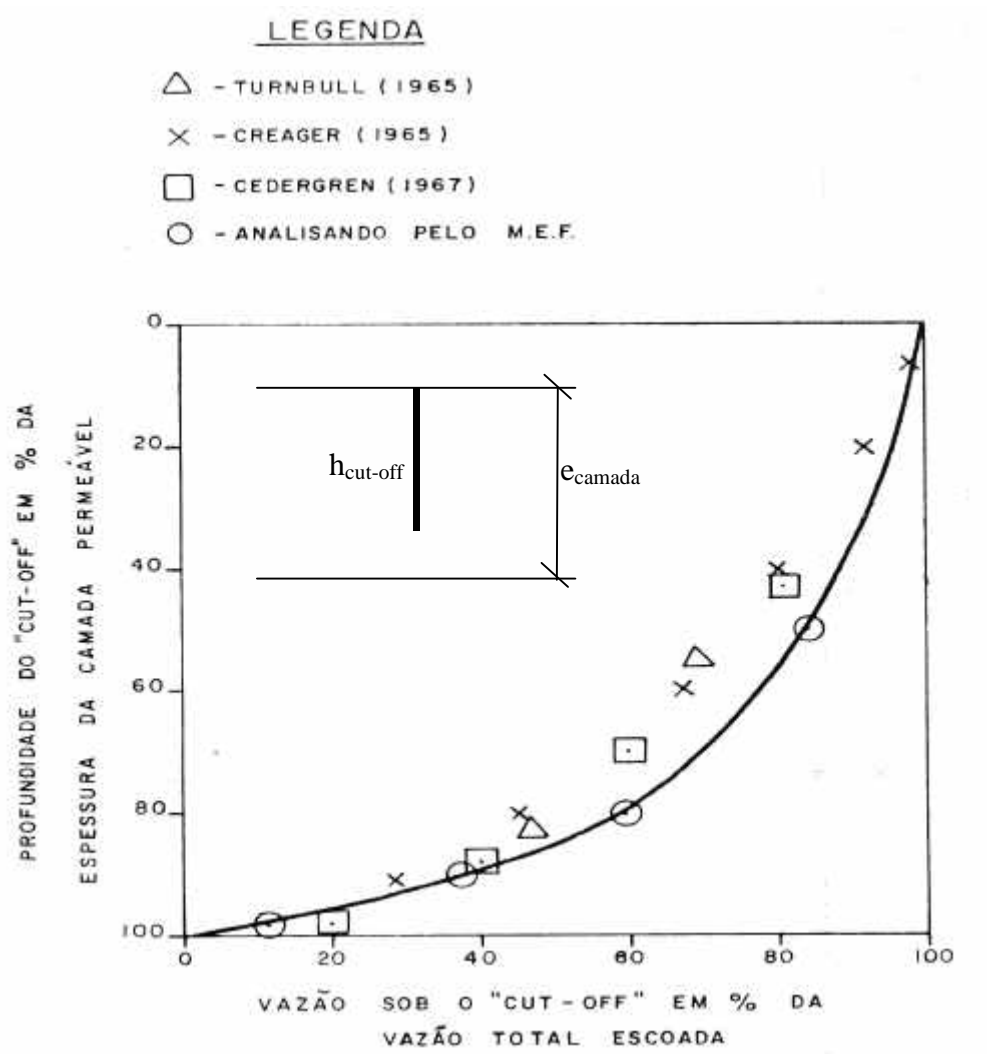


Figura 15- Profundidade do "cut-off" e a vazão pela fundação (Amorim, 1976)

Amorim (1976) mostra que existe uma variação razoável nos valores dos gradientes de saída. A Tabela 14 mostra os cuidados a serem tomados na escolha da posição do “cut-off” parcial.

Tabela 14 - Gradientes de saída sob diferentes condições (Amorim, 1976).

Característica da Barragem	Vazão sob a Barragem [(cm <sup>3</sup> /min)/cm]	Gradiente de Saída (Pé de Jusante)
Sem “Cut-Off”	20,3	0,42
“Cut-Off” no pé de montante	17,4	0,34
“Cut-Off” no pé de jusante	17,4	0,18

### 2.7.8. Exemplos de Controle de Percolação

A Barragem de Paranoá (DF), construída no final da década de 50, apresentou infiltrações na ombreira direita, durante o enchimento. Os dados obtidos na instrumentação mostravam um lento agravamento da situação com o decorrer do tempo, levando a proprietária da obra (Companhia de Eletricidade de Brasília) a considerar a necessidade de serem tomadas medidas para o controle das infiltrações nas ombreiras. As soluções mais onerosas, como a execução de cortina de injeção ou ampliação do tapete drenante, foram descartadas, sendo adotada uma trincheira de drenagem na ombreira, associada a drenos subverticais e subhorizontais. O posicionamento e a direção dos drenos foram projetados de modo a interceptar os contatos permeáveis da ombreira (Gaioto, 1981).

O projeto básico da Barragem de Três Irmãos (Rio Tietê - SP) previa a execução de um dreno horizontal de elevada permeabilidade. Entretanto, estudos realizados por meio de Método dos Elementos Finitos constataram que a linha de saturação estaria acima do filtro, o que acarretaria em um dreno de espessura economicamente inviável. A solução adotada, sem alteração significativa no custo global do sistema de drenagem interna, foi a execução de drenos de brita, denominados tipo “francês”, transversalmente ao eixo da barragem, interligados por tapete de areia. Além disso, foi executado um dreno de pé, interligando os drenos e reduzindo os riscos decorrentes de uma eventual obstrução das saídas (Pacheco et al., 1981).

Bister et al. (1994) recomendaram como método de controle o rebaixamento do nível do reservatório da barragem de St. Pardoux devido ao comportamento inadequado da estrutura, observado através dos registros



piezométricos. Neste caso a barragem era utilizada para lazer e seu rebaixamento não implicou em perdas significativas de sua funcionalidade.

Siqueira et al. (1981) relatam os serviços de impermeabilização das fundações da barragem de Itaipu, através da execução de uma cortina de injeção de cimento constituída por 250.000 m de furos de até 120 m de profundidade.

Barros e Barbi (1983) afirmam que a eficiência da cortina de injeção, executada em Itaipu, é de quantificação difícil, face a proximidade e interferência do sistema de drenagem. A partir da análise das várias seções instrumentadas, foi observado que a cortina de injeção não possuía influência nos horizontes menos permeáveis. Por outro lado, em regiões mais permeáveis, notou-se uma maior perda de carga.

Silveira et al. (1981) avaliaram a eficiência das cortinas de injeção e trincheiras de vedação da Barragem de Água Vermelha. Foi utilizado o conceito de coeficiente de eficiência, proposto por Casagrande, o qual é definido como a razão entre a perda de carga medida e a perda de carga esperada, comparando-se as cargas imediatamente anteriores e posteriores aos elementos de vedação. Duas seções transversais foram instrumentadas com piezômetros de fundação.

A Figura 16 apresenta a locação dos piezômetros na primeira seção, conjuntamente com os níveis piezométricos observados após o primeiro enchimento do reservatório.

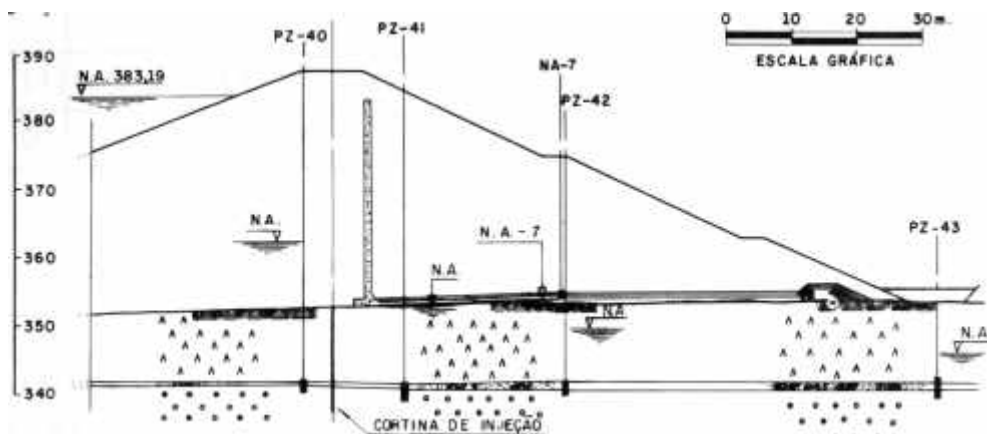


Figura 16 - Níveis piezométricos na seção da Est. 181 + 10 em outubro de 1979 - Barragem de Água Vermelha (Silveira et al., 1981).

A Tabela 15 mostra a evolução da eficiência da cortina de injeção. Após o enchimento do reservatório (março de 1979), verificou-se uma redução na eficiência, atribuída a possibilidade de um processo de carreamento de materiais de fundação ou de materiais não consolidados da própria injeção.

A Tabela 16 mostra a evolução da eficiência da trincheira de vedação. Os resultados indicam uma aparente redução da eficiência. Esta redução, entretanto, foi atribuída à existência de vazamentos pelas ombreiras e não ao mau funcionamento do elemento de vedação.

Tabela 15 - Eficiência da cortina de injeção (Silveira et al., 1981).

Data	N.A. do Reservatório	Coeficiente de Eficiência (%)	
		Est. 181 + 10	Est. 184 + 00
09/03/1979	383,3	39	45
31/10/1979	383,2	24	27
29/09/1980	374,3	23	26

Tabela 16 - Eficiência da trincheira de vedação (Silveira et al., 1981).

Data	N.A. do Reservatório	Coeficiente de Eficiência (%)	
		Est. 192 + 10	Est. 194 + 10
09/03/1979	383,3	82	83
31/10/1979	383,2	76	74

Observações de subpressões em algumas barragens brasileiras, feitas por Vargas (1971) e Queiroz (1971), mostram a elevada eficiência dos poços de alívio na redução dessas pressões.

Previsões feitas para algumas barragens norte-americanas, apresentadas por Casagrande (1961), mostraram que poços de alívio, executados a jusante da cortina, reduziram em até 100% as subpressões. Para estes casos, as cortinas de injeção tiveram influência quase nula no controle da percolação, enquanto que a jusante dos poços de alívio a média das subpressões era de 10% da carga total.

Segundo Ley (1973), os poços de alívio são muito utilizados em fundações de barragens de concreto e devem estar posicionados logo a jusante da cortina de injeção ou galeria de drenagem. Quando localizados em fundações erodíveis, o projeto deve ser detalhado para evitar o "piping". Nos casos onde a drenagem não é feita por gravidade, pode-se utilizar bombeamento a vácuo.

Silveira et al. (1981) avaliaram a eficiência do sistema de poços de alívio localizados no pé de jusante da Barragem de Água Vermelha. O grande interesse desta avaliação foi o fato de ter se empregado, de forma pioneira no Brasil, a manta de poliéster Bidim, como filtro de transição entre o solo de fundação e o cascalho de preenchimento dos poços. Apesar de um restrito período de observação, a piezometria indicou, em pontos localizados, uma redução de 4,0 metros na coluna d'água a jusante dos poços de alívio. Tal fato,

aliado ao nível piezométrico de jusante estar próximo da base do dreno horizontal, indicou um adequado desempenho desse sistema de drenagem no local.

A barragem de Tarbela (Paquistão) foi construída sobre aluvião com lentes de areia a baixas profundidades. Existia grande preocupação de projeto face à elevada permeabilidade da fundação. A solução adotada para controle de percolação foi a utilização de tapete impermeável à montante, com comprimento de 2350m em direção à jusante. Apesar das dimensões do sistema de impermeabilização, esta solução se mostrou ineficaz, tendo sido registrados altos volumes de percolação ( $9,4\text{m}^3/\text{s}$ ) e altas subpressões no tapete. Foram, então, executados mais de 200 poços de alívio. Adicionalmente, foram executadas injeções nas ombreiras devido ao aparecimento de zonas preferenciais de percolação (Bhatti, 1994).

A solução de tapete impermeável foi aplicada na barragem de Aswan (Egito) (Figura 17) também em associação com outros sistemas de controle de percolação (cortina de injeção e poços de alívio) (Hammad, 1963).



Figura 17 - Vista de satélite da Barragem Aswan - Egito. (NASA, 2002)

## 2.8. Segurança de Barragens

Pierre (2002) apresenta passos que podem ser seguidos para avaliar a segurança de uma barragem de pequeno porte: (a) coleta de dados; (b) diagnóstico da segurança; (c) ações complementares; (d) medidas a propor

Na fase de coleta de dados deve-se levantar o máximo de informações possíveis relacionadas ao projeto. Inicialmente, deve-se procurar dados quanto à geologia e hidrologia da região. Mapas hidrogeológicos da época da construção e atuais são fundamentais para a avaliação da obra. Perfis geológicos geotécnicos, bem como a natureza dos materiais e possíveis resultados de ensaios realizados anteriormente, constituem-se em informações extremamente valiosas para esta fase. Deve-se também investigar a ocorrência de sismos na região. Outras informações fundamentais são: critérios de projeto utilizados, especificações recomendadas e desenhos “*as built*” (arranjo final do projeto).

Sempre que possível deve-se proceder a uma entrevista com os técnicos envolvidos no projeto, construção, operação e manutenção, além de moradores das imediações da barragem. Arquivos fotográficos, diários de operação e relatórios de inspeções anteriores completam o processo de coleta de dados.

Na etapa de diagnóstico da segurança, deve-se inicialmente efetuar uma inspeção visual detalhada da obra, observando os seguintes aspectos: (i) ocorrência de percolações preferências na barragem ou fundação; (ii) existência de fissuras, deslocamentos ou sinais de escorregamento nos taludes; (iii) integridade das estruturas de extravasamento e dos equipamentos de manutenção.

Os instrumentos existentes na barragem devem ser cuidadosamente inspecionados e avaliados quanto a sua funcionalidade e confiabilidade, assim com devem ser analisados os dados disponíveis da instrumentação.

O reservatório deve ser inspecionado quanto à ocorrência de regiões de assoreamento. Deve-se também estudar as características físicas, químicas e bacteriológicas da água, pois são indicativos da qualidade da água. Segundo Pierre (2000), existem registros de ataque químico às estruturas da Casa de Força de Curuá-Una devido à natureza da água do reservatório. Outro aspecto dependente da qualidade da água é a possibilidade de ocorrência de colmatção de drenos, como foi apresentado por Nogueira Júnior (1986).

Ainda na fase do diagnóstico da segurança, deve ser avaliada a capacidade da equipe de operação da barragem, a ocupação do vale a jusante e

a as condições de acesso à barragem. Estes três últimos aspectos são fundamentais quando se pretende estimar o potencial de risco da obra.

Pierre (2002) acrescenta que as ações complementares devem requisitar: serviços topográficos, quando os dados geométricos forem insuficientes ou inexistentes; ensaios nas estruturas, objetivando o conhecimento do material; estudos de estabilidade dos taludes críticos.

Complementando esta fase deve-se reavaliar as condições hidrológicas da bacia, atualizando a série de vazões e a cheia de projeto, além de executar inspeções subaquáticas e batimetria do reservatório. A previsão da área inundada, através da simulação do rompimento, em conjunto com todas as outras informações disponíveis, permite a identificação do potencial de risco

Pierre (2002) ainda propõe medidas que podem ser executadas com o intuito de elevar a segurança da barragem. Podem ser recomendadas obras de recuperação e criação de uma rotina para os serviços de manutenção. Nota-se que geralmente os serviços de manutenção são negligenciados, gerando custos elevados de recuperação das estruturas. A instalação de instrumentos deve ser recomendada sempre que possível, seja para substituir instrumentos danificados ou para monitorar regiões de comportamento desconhecido. Os custos relativos à instalação de um sistema de monitoramento em uma barragem correspondem a aproximadamente 10% dos custos de recuperação de uma obra.

O autor destaca ainda três manuais que podem ser implementados na barragem: manual de operação, manual de segurança e manual dos procedimentos de emergência. Estas ações concluem o conjunto de medidas que podem ser propostas quando se deseja avaliar e aumentar a segurança em uma barragem.

A avaliação da segurança de barragens da República Tcheca foi apresentada por Simek e Pretl (1994). Nesse estudo foram selecionadas as barragens que apresentavam comportamento inadequado. Devido ao grande número de obras desenvolveu-se uma metodologia de avaliação de risco, que incluía: instalação de instrumentos, medições e observações, avaliação de resultados e verificação da estabilidade e segurança das estruturas. Estas avaliações classificaram a situação dessas barragens em dois estados: Não satisfatório (NS) e Crítico (C). A Tabela 17 lista alguns incidentes ocorridos em um total de 99 barragens. Os resultados indicam que cerca de 30% das barragens necessitam de medidas urgentes de remediação e que a maior parte dos incidentes resultou da falta de um controle adequado de percolação. A Tabela 18 apresenta dados relativos à metodologia empregada, sendo

observado que na maioria dos casos a simples observação visual foi suficiente para detectar o nível de segurança da barragem. A instrumentação também se mostrou eficaz na avaliação da condição da barragem.

Tabela 17 – Incidentes na República Tcheca (Simek e Pretl, 1994)

	Número de Eventos		
	NS	C	Total
Galgamento e erosão superficial	10	7	17
“Piping” e erosão de percolação	43	19	62
Escorregamentos (jusante)	15	5	20
Total	68	31	99

Tabela 18 – Metodologia de avaliação (Simek e Pretl, 1994)

	NS	C	Total
Observação visual	26	5	31
Instrumentação	20	6	26
Modelagem numérica	2	0	2
Total	48	11	59