

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tratamento de Fundações de Barragens

Segundo Hsu, Re & Ono (1970), a permeabilidade é uma das características mais importantes do maciço nas fundações de barragens. Alguns materiais que apresentam altas permeabilidades e baixa resistência, estes são normalmente removidos. Mas, quando as características como a resistência e deformabilidade são aceitáveis e a permeabilidade do maciço apresenta-se muito alta, torna-se necessário um tratamento da fundação com sistemas de vedação ou impermeabilização.

Gaioto (2003) apresenta as definições dos principais sistemas de tratamento de fundação já utilizados no Brasil:

Trincheira de vedação ou “cut-off”: requer a escavação dos materiais sob a base do núcleo, em barragens de terra. A substituição do material escavado é feita por aterro compactado nas mesmas condições do núcleo. É uma das soluções mais efetivas quando intercepta integralmente a feição permeável onde se deseja interromper o fluxo;

Parede Diafragma: pode ser rígidas, plásticas, colunas injetadas, colunas secantes de concreto, etc. Construídas sob a zona do núcleo das barragens. São utilizadas em formações arenosas e em cascalho;

Tapete Impermeável: construído a montante, conectado à seção impermeável da barragem, combinação com sistema de drenagem a jusante. Seu objetivo é reduzir o gradiente hidráulico através da fundação, pelo acréscimo do caminho de percolação sob a barragem;

Cortina de Injeção: pode ser executada em maciços rochosos ou aluviões permeáveis. Nos maciços rochosos, a cortina é constituída por uma ou mais linhas de furos, executados por meio de equipamento rotativo ou roto-percussivo, que são preenchidos por injeção de calda geralmente de cimento.

2.2

Tipos de barragens

Existem diversos tipos de barragens, alguns exemplos estão apresentados abaixo:

- Terra
 - Homogênea;
 - Zonada;
 - Aterro Hidráulico.
- Enrocamento
- Gravidade;
- Gravidade aliviada;
- Contrafortes;
- Arco;
- Madeira;
- Gabiões;
- CCR – Concreto Rolado Compactado.

2.3

Concreto Compactado a Rolo

Em Andriolo (2008), a Metodologia de Construção do CCR (Concreto Compactado com Rolo) começou a se estabelecer no Brasil há mais de 36 anos. Devido aos distintos aspectos territoriais e dificuldades, particularidades técnicas e de construção-produção foram incorporadas e exportadas.

Barragem Capanda (Angola): a cooperação do Dr. Eng. Albert Ossipov, do Scientific Research Centre Hydroproject Instituto de Moscow, induziu aprofundar estudos com intuito de caracterizar a atividade do pó de pedra, na fixação do hidróxido de cálcio, liberado na hidratação do cimento. Ação análoga a da atividade com cal, para materiais pozolânicos. Daí decorreu a implantação da metodologia de fixação de cal em areias em alguns Laboratórios no Brasil.

A seguir, são apresentados alguns aspectos sobre o CCR, desde a definição, evolução, razões de emprego a aplicações definidas por Andriolo (1989).

2.3.1 **Definição**

O desenvolvimento do concreto compactado com rolo (CCR) é resultado da necessidade de se projetar barragens de concreto que pudessem ser construídas de maneira mais rápida e econômica, em relação àquelas em que se empregam os métodos construtivos convencionais.

2.3.2 **Evolução**

O conceito do concreto compactado com rolo provavelmente teve um grande impulso nas conferências de Asilomar, Califórnia – E.U.A. –, em março de 1970. Nessas conferências, foram apresentados trabalhos comentando a aplicação de equipamentos de construção de maciços de terra e rocha para construção de maciços de concreto.

2.3.3 **Razões de Emprego**

A partir do início da década de 80, o concreto compactado com rolo causou um grande impacto no planejamento, projeto e construção de barragens, pela comprovação, na prática, de que seu emprego é uma alternativa rápida, econômica e tecnicamente adequada à construção e à reabilitação de barragens. A maior vantagem do concreto compactado com rolo (CCR) sobre os outros tipos de barragens é a redução do custo e do tempo de construção.

2.3.4 **Aplicações**

O concreto compactado com rolo (CCR) pode ser aplicado a barragens de qualquer tamanho e para qualquer função. Pode ser empregado, essencialmente, como substituto do concreto convencional.

O concreto compactado com rolo (CCR) pode ser considerado, em qualquer área de aplicação onde o concreto de resistência seca possa ser transportado,

lançado e compactado, utilizando-se equipamentos usuais em obras de terra e enrocamento.

2.4

Hidrologia e Estudos de Hidrogeologia

Hidrologia é a área da engenharia que lida com água sobre e sob a terra. Para barragens, hidrologia trata de estimar magnitudes de cheias como resultado da precipitação.

A análise da avaliação da vazão, o volume e a distribuição do tempo de fluxo são fundamentais para o projeto da barragem.

O hidrólogo estima o tamanho da cheia do projeto, estudando os registros de chuvas passadas da área.

2.4.1

Aspectos hidrogeológicos

O perfeito entendimento do condicionamento estrutural de uma determinada região é fundamental para determinação das estruturas aquíferas. Um fator importante, responsável pela maior ou menor capacidade de armazenamento e transmissão da água subterrânea está diretamente relacionado à existência de sistemas de falha, juntas e fraturas nas rochas e igualmente às suas respectivas interconectividades.

2.5

Geologia e Estudos geotécnicos

Conforme Medeiros (2009), investigações geológicas e geotécnicas executadas no local têm como objetivo fornecer informações para o projetista, a fim de projetar uma barragem segura e ser capaz de estimar o custo de construção. O estudo geológico e geotécnico tem como objetivo fornecer as informações sobre:

- As propriedades de engenharia (resistência, deformabilidade e durabilidade) da fundação da barragem;
- A estanqueidade da fundação da barragem e do reservatório;
- A necessidade do tipo de tratamento da fundação;

- O tipo e a qualidade dos materiais de construção;
- A profundidade da camada de cobertura, que deve ser removida;
- Os materiais de fundação e sua extensão;
- Estrutura geológica da fundação (juntas, falhas, dobras, nível de água, rochas solúveis);
- Permeabilidade da fundação e áreas de empréstimo;
- Disponibilidade de materiais de construção no local ou nas proximidades;
- Condições Sismológicas;
- As condições do solo.

2.5.1

Definição geológica

Segundo Ajalloeian (*et al.*, 2012), fatores geológicos desempenham um papel importante na concepção e construção de uma barragem. As informações geológicas são de natureza qualitativa e as geotécnicas quantitativas. Não só controlam as formações das estruturas, mas também governam o material disponível para a construção.

2.5.2

Mapa geológico

É aquele que mostra a distribuição dos tipos de rochas e das estruturas geológicas como fraturas, falhas, dobras, posição das camadas existentes numa determinada área ou grupo de tipos de rochas. Nunca é demais insistir na importância dos elementos estruturais numa obra de engenharia.

2.6

Investigação Geológica

Um Plano de investigações é um conjunto de métodos de investigação aplicado a um local para o conhecimento das unidades geológicas. A investigação geológica tem como objetivo delimitar especificamente algumas unidades geológicas e determinar suas características e propriedades geomecânicas através de um plano de estudo específico.

Devido a incertezas na condição geológica, sugere-se que se estabeleça um modelo de engenharia local que considera todas as possíveis características geológicas do local para melhorar a compreensão da geologia durante a investigação e construção. Uma melhor compreensão da geologia da área leva às melhores decisões, mais conscientes e corretas.

2.6.1

Rocha - descontinuidades

Segundo ABGE (1985), as principais descontinuidades do maciço rochoso são:

- Estratificação: estrutura produzida pela deposição de sedimentos em lamina, estratos, lentes e outras unidades essencialmente tabulares;
- Xistosidade: tipo de foliação que ocorre em rochas metamórficas de granulação mais grossa, geralmente resultante de arranjo paralelo de elipsóides e minerais placóides e;
- Junta: representa a quebra da origem geológica na continuidade de um corpo de rocha, ao longo do qual não houve nenhum deslocamento visível;
- Fratura: quebra em rocha resultante de intenso dobramento. É uma descontinuidade do maciço rochoso.

2.6.2

Qualidade da massa rochosa

A classificação geomecânica é baseada no princípio da atribuição de pesos aos seis parâmetros que Bieniawski considerou contribuir mais significativamente para o comportamento dos maciços rochosos, tendo em atenção especial o caso das obras subterrâneas. O somatório dos pesos atribuídos a cada um destes parâmetros constitui um índice, usualmente designado por RMR, ao qual corresponde uma das cinco classes de qualidade de maciços, consideradas pelo autor, Cervantes (2011).

Segundo Bieniawski (1989), a avaliação da qualidade do maciço rochoso envolve a aplicação de um sistema de classificação adequado a um maciço rochoso produzindo um termo ou valor dependente da qualidade. Este termo ou valor permite que os técnicos da barragem obtenham uma breve compreensão rápida do maciço rochoso para tratá-lo de forma adequada.

A aplicação da RMR- qualidade do maciço rochoso - e do GSI - índice de resistência geológica do maciço rochoso - (Bieniawski 1989), os índices ou parâmetros de entrada utilizados na obtenção do RMR são os seguintes:

- Resistência à compressão uniaxial de material rochoso;
- Designação de qualidade da rocha;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição de descontinuidades;
- Condições da água subterrânea;
- Orientação de descontinuidades.

2.7

Problemas geotécnicos das fundações de uma barragem

O local de obras corresponde a toda a área necessária à perfeita caracterização do arranjo de obras em um projeto de barragem. Inclui assim, a obra relacionada com o barramento propriamente dito e todas as obras complementares como o vertedouro, canais de adução, obras subterrâneas, ensecadeiras, acessos, área de acampamento e canteiro de obras. No presente item, a ênfase será dada a aspectos ligados à fundação de barragem (Costa, 2012).

2.7.1

Caracterização geológica das fundações

Como fundação será considerada todo embasamento geológico existente no local onde será assentada a barragem ou suas obras complementares (vertedouro, canais, tubulações para adução, usina etc.). Todavia, deve – se sempre levar em conta que o objetivo final é chegar ao modelo geomecânico das fundações, que retratará a definitiva relação entre os condicionantes geológicos, morfológicos e hidrogeológicos com as características das obras a projetar (Costa, 2012).

2.7.2 Caracterização

A caracterização corresponde à etapa mais importante do processo de investigação, pois, nessa etapa, deverão ser identificados os parâmetros que permitam distinguir os diferentes materiais envolvidos em uma fundação. Através do programa de investigações, devem ser obtidas, as seguintes informações (Costa, 2012):

Geologia

Materiais não coesivos: composição granulométrica, coloração, grau de compactidade e consistência;

Materiais coesivos: tipo de litológico, composição mineralógica, estruturas, estágios de alteração, estados de consistência e características dos planos de descontinuidade

Geotecnia

Materiais não coesivos: resistência à compressão, permeabilidade e resistência ao cisalhamento;

Materiais coesivos: caracterização hidrogeotécnica e geomecânica do maciço rochoso.

A percolação através das fundações admite duas grandes divisões, em função das características dessa fundação: percolação em meios porosos e percolação em meios fissurados.

2.7.3 Percolação em meios porosos

Os meios porosos em geologia são aqueles constituídos por maciços altamente fraturados ou por rochas sedimentares granulares não cimentadas, como conglomerado, arenito, etc. Nesses meios, embora possam ocorrer anisotropias no parâmetro da permeabilidade, segundo a horizontal e a vertical, existem maiores aproximações com a homogeneidade do meio e, para efeitos de percolação, este

pode ser considerado homogêneo. Assim, é possível não apenas determinar a permeabilidade média desse meio, mas também estimar o fluxo de água que poderá passar num determinado tempo (Costa, 2012).

2.7.4

Percolação em meio fraturado

Os fenômenos de percolação nos maciços rochosos são caracterizados por resultantes de uma ou mais orientações privilegiadas do fluxo das águas percoladas através das fissuras. A orientação desses planos de anisotropia nunca é arbitrária ou aleatória, mais obedece a padrões rigidamente controlados pela gênese geológica. Em função dessa gênese, tais planos podem ser agrupados em uma ou mais famílias de fissuras planas paralelas (Costa, 2012).

O importante é definir o significado da permeabilidade e identificar as famílias de fissuras que realmente sejam mais significativas para a estanqueidade de uma fundação de barragem.

O escoamento por uma fissura obedece à lei de Darcy, definida por:

$$V = k \cdot A \cdot i \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde: V é a velocidade, A é a área e i é o gradiente hidráulico.

2.8

Classificação geomecânica das fundações de uma barragem

2.8.1

Critério de classificação

Em qualquer barragem a projetar, independentemente do seu tipo, porte, objetivo, condição topográfica e natureza geológica, a fundação deverá ser caracterizada e classificada em função de suas propriedades geomecânicas e hidrogeológicas.

No caso dos maciços rochosos, a qualificação das fundações das barragens deverá ser abordada em função da natureza do meio rochoso.

2.8.2 Estanqueidade

Conforme Costa (2012), a propriedade de estanqueidade de uma fundação de barragem relaciona-se com o impedimento da percolação da água através dela. Evidentemente, não se pode esperar que uma fundação seja totalmente estanque, pois os custos para tornar o maciço rochoso impermeável seriam incompatíveis com os efeitos esperados para tal estanqueidade. Assim, busca-se, na estanqueidade parcial da barragem, reduzir a percolação a níveis aceitáveis em função da segurança da obra e do objetivo para a qual foi projetada.

A permeabilidade, que reflete a quantidade de água de tempo que passa em um metro linear desses planos de descontinuidade por unidade de pressão hidráulica, é o parâmetro que mede a permeabilidade do maciço rochoso fraturado.

Costa (2012), no caso de barragens, a percolação da água armazenada pode ocorrer através do corpo da barragem ou pelas suas fundações. Assim considera-se uma barragem estanque quando não ocorre percolação significativa de água de montante para jusante, quer pelo seu corpo, quer pela sua fundação.

A percolação além desses níveis será considerada excessiva e pode ser responsável por um ou mais dos seguintes prejuízos da obra:

- Erosão interna da barragem ou fundações, levando à ruptura da obra;
- Fugas excessivas da água do reservatório, que comprometem o volume armazenado em barragens para abastecimento, ou altura do nível do reservatório, para hidrelétricas e barragens de lazer;
- Subpressões elevadas na base da barragem, comprometendo a estabilidade da obra, no caso de barragem de concreto.

2.9 Ensaio de Lugeon

O ensaio de Lugeon é um ensaio *in situ* realizado a partir de uma sondagem mecânica, que tem como objetivo encontrar um valor da permeabilidade (K) (que seja representativa), cujo cálculo é diferenciado para trechos ensaiados acima ou abaixo do nível d'água. Utilizado para avaliar a necessidade de tratamento ou injeções nas fundações de barragens onde a fraturação e a permeabilidade dos maciços podem constituir fator de risco.

O ensaio de perda d'água sob pressão no maciço rochoso tem os seguintes objetivos:

- Determinar um valor representativo da permeabilidade no maciço rochoso;
- Avaliar a necessidade, ou não, de intervenção no maciço rochoso e, caso necessário, determinar o tipo e a quantidade de calda de cimento e a utilizar para o efeito;
- Medir o grau de fraturamento, determinar o regime de escoamento e o comportamento dos recheios nas fraturas.

2.9.1 Descrição

Para Quiñones-Rozo (2010), o ensaio de Lugeon é amplamente utilizado para estimar a permeabilidade média da massa rochosa. Métodos de interpretação, atualmente disponíveis na literatura, foram desenvolvidos em uma altura em que as medições foram feitas de forma análoga e os dados foram subsequentemente registrados à mão em vez de grandes intervalos de tempo. A tecnologia atual permite medição e gravação digital de dados em tempo real, concedendo-nos, assim, uma oportunidade para atualizar os procedimentos de interpretação para os ensaios de Lugeon.

Enquanto que em solos a permeabilidade é principalmente controlada pelo tamanho, forma e disposição dos seus vazios (Terzaghi, 1996), em maciços

rochosos, a condutividade depende da abertura, espaçamento e preenchimento de suas descontinuidades (Goodman, 1980).

O ensaio in-situ mais utilizado para estimar a permeabilidade de maciços rochosos é o ensaio de Lugeon, que deriva seu nome de Maurice Lugeon (1933).

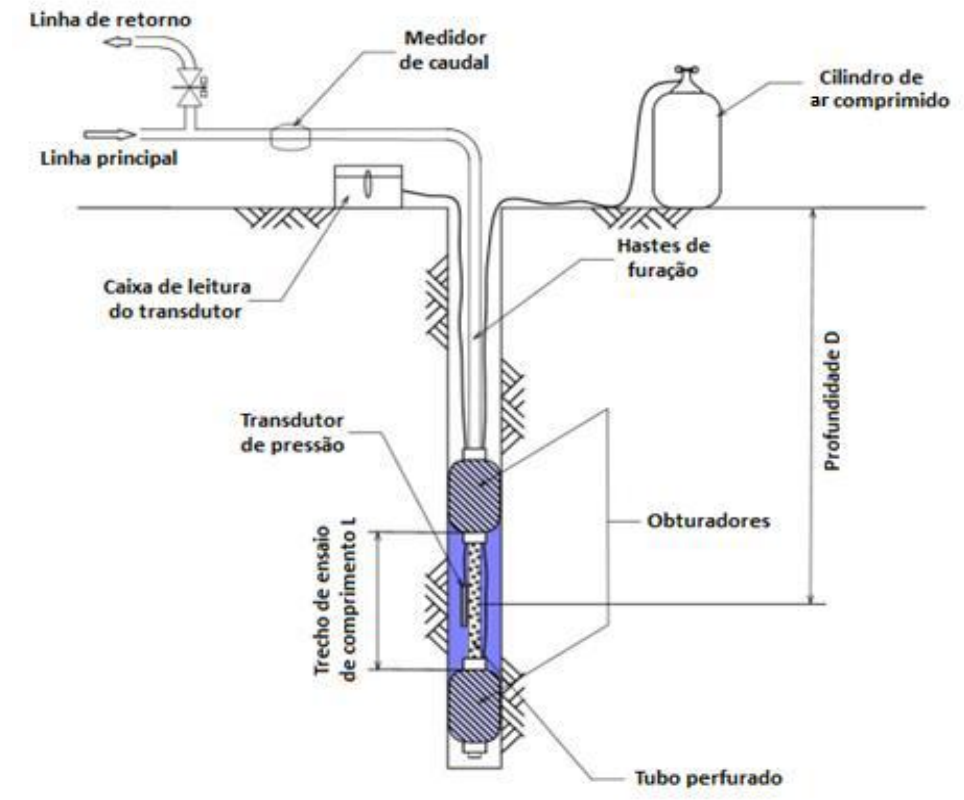


Figura 2-1 - Esquematização do ensaio tipo Lugeon com obturador duplo (Quiñones-Rozo, 2010).

2.9.2 Metodologia

Antes do início do ensaio uma pressão máxima (P_{MAX}) é definida. P_{MAX} é escolhida de tal modo que não exceda a tensão confinante (σ_3) esperada na profundidade em que o ensaio será realizado, evitando assim o desenvolvimento de um fraturamento hidráulico. Como uma regra geral, P_{MAX} é geralmente estabelecido usando a equação 2.2, em que D é a profundidade, no caso de uma perfuração vertical.

$$P_{MAX} = D * \frac{22,8kpa}{m} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde: D é a profundidade em metros

O ensaio é realizado em cinco etapas e tem duração de 10 minutos em cada estágio. Uma única etapa consiste em manter uma pressão de água constante no intervalo de ensaio durante 10 minutos através do bombeamento da quantidade de água necessária. A primeira fase é realizada a uma pressão baixa de água, aumentando a pressão em cada uma das fases subseqüentes até atingir P_{MAX}. Uma vez P_{MAX} é atingido, as pressões são diminuídas seguindo as mesmas etapas de pressões utilizadas no caminho para cima, descrevendo assim um "circuito de pressão". A tabela 2.1 mostra a magnitude da pressão normalmente utilizada durante as cinco fases do ensaio.

Tabela 1 - Magnitudes de pressão normalmente usada para cada fase de ensaio. Fonte: Quiñones-Rozo, 2010.

Estágios do ensaio	Descrição	Patamar de pressão
1º	Baixa	0.50. P _{MAX}
2º	Média	0.75. P _{MAX}
3º	Alta	P _{MAX}
4º	Média	0.75. P _{MAX}
5º	Baixa	0.50. P _{MAX}

A permeabilidade é expressa em termos do valor Lugeon, que é empiricamente definida como a permeabilidade necessária para alcançar uma taxa de fluxo de 1 litro / minuto por metro de intervalo de teste sob uma pressão de água de referência igual a 1MPa.

Depois de realizado os ensaios, um único valor de Lugeon é calculado para cada uma das cinco etapas usando a equação 2.3

$$1 \text{ Lugeon} = (\text{litros/metros/minutos}) \frac{Q}{L} * \frac{P_0}{P} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde: Q é a vazão, L é litro, P₀ é a pressão padrão e P é a pressão atual

Tendo calculado os cinco valores de Lugeon, são inspecionados, comparados e uma decisão apropriada pode, então, ser tomada a respeito de qual dos cinco valores é aceitável como a permeabilidade (k) representativa a partir dos ensaios.

Sob condições ideais, isto é, homogênea e isotrópica, um Lugeon é equivalente a $1,3 \times 10^{-5}$ cm/s (Fell et al., 2005). A Tabela 22 descreve as condições tipicamente associadas a diferentes valores Lugeon, bem como a precisão típica usada para comunicar estes valores.

Tabela 2 - Condições das descontinuidades do maciço rochoso associadas a gamas de valores de absorção em Lu (adaptado de Houlsby, 1976).

Intervalo de Lugeon	Classificação	Permeabilidade (cm/s)	Condições das descontinuidades	Precisão nos resultados (Lu)
<1	Muito Baixa	$< 1 \times 10^{-5}$	Muito fechadas	<1
1 - 5	Baixa	$< 1 \times 10^{-5} - 6 \times 10^{-5}$	Fechadas	± 0
5 - 15	Moderada	$6 \times 10^{-5} - 2 \times 10^{-4}$	Parcialmente aberta	± 1
15 - 50	Média	$2 \times 10^{-4} - 6 \times 10^{-4}$	Algumas aberturas	± 5
50 -100	Alta	$6 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-3}$	Muitas Aberturas	± 10
>100	Muito Alta	$> 1 \times 10^{-3}$	Abertas e pouco espaçadas ou com vazios	> 100

2.9.2.1 Explicação do cálculo

Houlsby (1976), baseado no trabalho de Lugeon (1933), menciona que, no seu ensaio padrão, é especificada uma pressão de 10 bar (150 psi; 1.000 kpa). O de ensaio "modificado" geralmente utiliza pressões mais baixas do que esta, por que:

- (i) Uma gama de pressões, ao invés de uma única pressão, é desejável, tal como discutido no presente documento.
- (ii) A utilização de uma pressão tão alta quanto 10 bar nem sempre é aconselhável, principalmente em profundidades rasas nas rochas mais fracas.
- (iii) Os resultados satisfatórios podem ser facilmente obtidos com as pressões mais baixas. Quando se utiliza o de ensaio "modificado", é necessário converter os resultados para os valores que teriam sido, supostamente, obtidos se a pressão de "definição" (10 bar) tivesse sido utilizada. Valores Lugeon então resultam desta conversão.

A equação 2.3 realiza esta conversão. No entanto, presume proporção direta ao relacionar as pressões, esta presunção só é válida se o fluxo através de juntas abertas é laminar. Deste modo, quando os valores de Lugeon, são significativamente, diferentes resultar do cálculo efetuado para as cinco séries de ensaios, torna-se imediatamente evidente que o fluxo não é laminar, ou seja, que qualquer outro fator está a exercer uma influência.

2.9.3 Interpretação

Segundo Houlsby (1976), o método e as interpretações aqui apresentados têm evoluído como resultado de várias dificuldades e complicações. Esta evolução acredita-se ter sido geralmente e concomitante ao desenvolvimento correspondente aos métodos semelhantes de outras pessoas neste campo, devido a poucas informações encontradas na imprensa técnica. O método, como descrito aqui, atingiu o seu estado atual de desenvolvimento em 1970 e, desde então, tem sido amplamente usado em um número de locais para barragens no trabalho de investigação preliminar para projetos de cortinas de injeção.

Conforme a tabela 2.3, prática atual de interpretação do ensaio de Lugeon é derivada principalmente do trabalho realizado por Houlsby (1976). Em sua obra, voltada para o estabelecimento de requisitos de cimentação, Houlsby (1990) propôs que os valores das permeabilidades representativas devem ser selecionados com base no comportamento observado nos valores Lugeon computados para os diferentes estágios de pressão.

Houlsby (1976) classificou o comportamento típico observado na prática, em cinco grupos diferentes, como se segue:

Fluxo Laminar: a permeabilidade do maciço rochoso é independente da pressão da água empregada. Este comportamento é característico de maciços rochosos, observando uma permeabilidade baixa, onde as velocidades do escoamento são relativamente pequenas (ou seja, menos de quatro Lugeon);

Turbulento: a permeabilidade do maciço rochoso diminui à medida que a pressão da água aumenta;

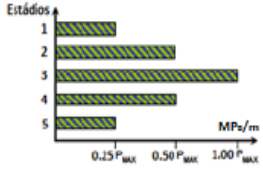
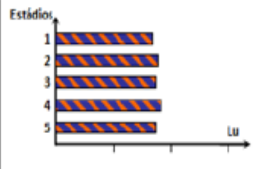
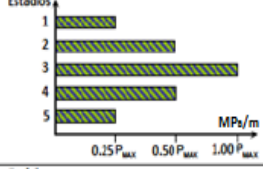
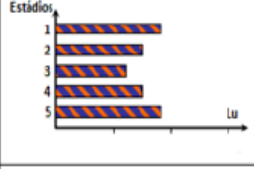
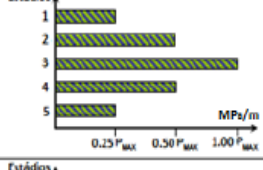
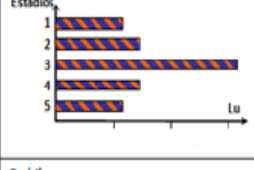
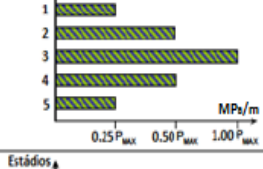
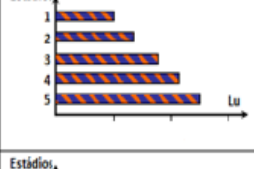
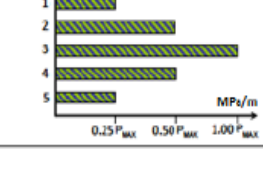
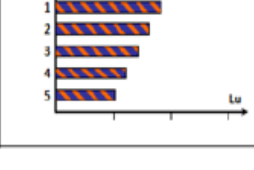
Dilatação: condutividades hidráulicas semelhantes são observadas em baixas e médias pressões, no entanto, um valor maior é constituído à pressão máxima. Este comportamento que é, por vezes, também observado sob pressões médias, ocorre quando a pressão de água aplicada é maior do que a tensão principal de mínima da massa de rocha, causando, assim, uma dilatação temporária das fissuras do maciço. Dilatação provoca um aumento na área da secção transversal disponível para o fluxo de água, e, assim, aumenta a permeabilidade;

Lavagem: a permeabilidade aumenta com os recursos de ensaio, independentemente das mudanças observadas na pressão da água. Este comportamento indica que a infiltração induz dano permanente e irreversível no maciço rochoso, geralmente devido a preenchimentos e movimentos da rocha;

Preenchimento Vazio: a permeabilidade diminui com o produto do ensaio, independentemente das mudanças observadas na pressão da água. Este comportamento indica que:

- (1) água enche progressivamente / descontinuidades não persistentes isoladas;
- (2) inchaço ocorre nas descontinuidades;
- (3) finos fluem lentamente em descontinuidades acumuladas, uma camada de que lhes entope.

Tabela 3- Síntese da interpretação dos ensaios Lugeon (modificado de Quiñones-Rozo, 2010).

Comportamento	Patamares de pressão	Padrão dos valores Lugeon	Descrição	Valor Lugeon representativo
Regime laminar			Todos os valores Lugeon são aproximadamente iguais independentemente das pressões de injeção utilizadas	Média de valores Lugeon de todos os estádios de ensaio
Regime turbulento			Valores Lugeon decrescem com o aumento da pressão de injeção. O valor mais baixo ocorre para a pressão mais alta	Valor Lugeon correspondente à pressão de injeção mais elevada (3º estágio)
Abertura elástica das fraturas			Valores Lugeon variam proporcionalmente com a pressão de injeção. O valor mais alto ocorre para a pressão mais alta	Valor Lugeon correspondente à média do par de pressões com valores Lugeon mais baixos (1º, 2º, 4º e 5º estádios)
Lavagem das fraturas			Valores Lugeon aumentam com o desenrolar do ensaio. O preenchimento das descontinuidades é progressivamente lavado pela água	Valor Lugeon mais elevado (5º estágio)
Colmatação das fraturas			Valores Lugeon diminuem com o desenrolar do ensaio. Verifica-se um preenchimento das descontinuidades abertas pelos materiais carregados pelo fluxo de água.	Valor Lugeon final (5º estágio)

2.9.4 Limitações do ensaio Lugeon

Uma das principais desvantagens do ensaio de Lugeon é que apenas um volume limitado de rocha em torno do furo é afectada por meio do ensaio.

Estimou-se que o efeito do ensaio de Lugeon, com um comprimento de intervalo de ensaio de 3,00 m, é restrito a um raio aproximadamente de 30 metros ao redor do furo, segundo Quiñones-Rozo (2010), baseado no trabalho de Bliss & Rushton (1984). Isto sugere que o valor da permeabilidade estimada a partir deste teste é apenas representante de um cilindro de rocha delimitado pela duração do intervalo do ensaio e o raio do acima.

Segundo Quiñones-Rozo (2010), baseado no trabalho de Hoek & Bray (1974), menciona que muitas das teorias matemáticas disponíveis na literatura têm

ido além dos limites da aplicação prática. Na maioria dos casos práticos, os pressupostos utilizados pelos métodos analíticos não correspondem a real condição do maciço rochoso a ser estudado, os parâmetros necessários nessas equações não podem ser estimado ou quantificado. Devido a estas limitações, recomenda-se evitar o excesso de confiança em tais métodos analíticos e limitar seu uso para realizar análise de sensibilidade que pode ser usado para avaliar a validade dos resultados obtidos a partir equação 2.3.

2.9.5

A Unidade Lugeon(U.L)

A unidade Lugeon de permeabilidade é a unidade mais popular e relevante para fins de determinação de tratamento “grouting” em fundações.

2.9.6

Definição da unidade Lugeon

Em termos de unidades de permeabilidade do tipo "velocidade", as relações são calculadas muito aproximadas.

- 1 (uma) unidade Lugeon = 0.003279648 / ano, que é de aproximadamente $1,3 \times 10^{-5}$ centímetros / segundo.

Para dar senso de proporção para a unidade:

- 1 Lugeon indica uma estanqueidade do maciço, no qual o tratamento por injeção é desnecessário.
- 10 Lugeon caracterizam maciços fortemente interconectados, indica uma estanqueidade do maciço, a qual é necessária alguma intervenção para o tratamento por injeção para a maioria dos trabalhos de redução de infiltração.
- 100 Lugeon indicam uma estanqueidade do maciço, onde se reuniram locais fortemente articulados com juntas relativamente abertas ou fundações pouco fissuradas as quais as articulações são muito abertas. Exige um programa específico de tratamento nas fundações por injeção ou qualquer outro método, etc.

2.9.7 Testes em Outras pressões

A maioria dos ensaios é feita sob condições diferentes. O comprimento do furo é testado geralmente superior a 1 metro e a pressão de definição é frequentemente demasiado alta para usar com segurança em bases fracas de rocha propensas a se mover. Ajustes de compensação são, portanto, feitos para devida correção. A fórmula é:

$$\text{Unidades Lugeon} = \text{litros} / \text{metro} / \text{minuto} \times 10,2 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} / \text{pressão real (kgf/cm}^2\text{)}$$

2.10 Permeabilidade em Maciços Rochosos

2.10.1 Ensaio de Perda d'água Sob Pressão

Segundo Andrade (1982), o ensaio surgiu da necessidade de determinação da permeabilidade de maciços rochosos de fundações de barragens. Esta medida tornava-se importante para se estudar o problema de percolação e possível tratamento de impermeabilização a fim de evitar perdas d'água excessivas.

O ensaio consiste na injeção de água sob pressão em um trecho do furo de sondagem, selado por um ou mais obturadores, conforme a figura 2.2, e a medida da quantidade de água que se infiltra no maciço durante certo tempo, sob uma dada pressão (Oliveira *etal.*, 1975).

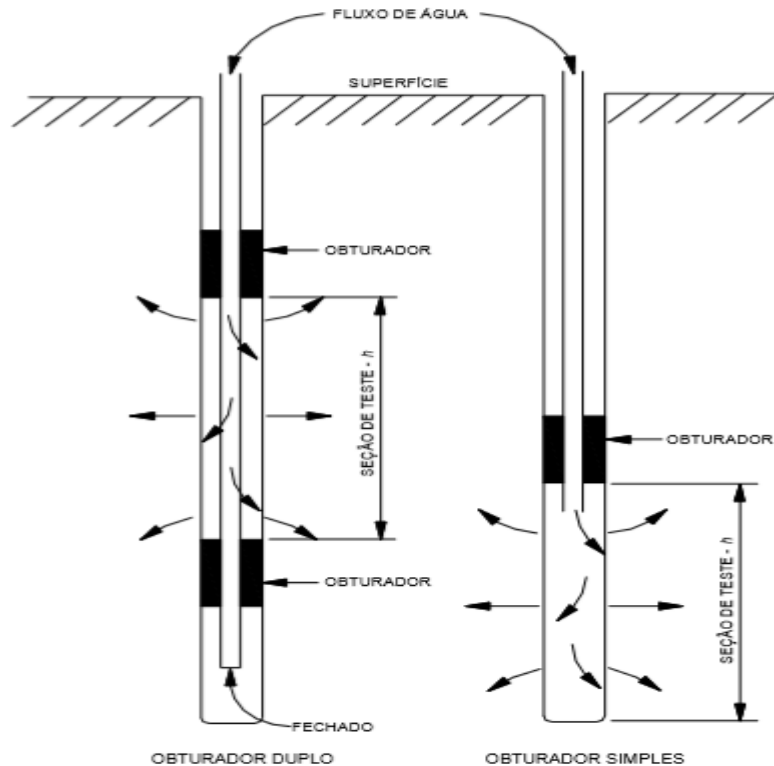


Figura 2-2 - Ensaio de perda d'água (Zeigler, 1976).

Conforme Corrêa Filho (1985), o ensaio de perda d'água sob pressão, como é denominado no Brasil, tem sua derivação do ensaio de Maurice Lugeon, embora não seja realizado da forma que foi proposta inicialmente. Sua realização normalmente é feita em maciços rochosos, através de furos de sondagens.

Originalmente, o ensaio consistia em medir a vazão d'água penetrante no maciço sob pressão de 1MPa (10kgf/cm²), a qual deveria ser aplicada em todos os trechos ensaiados, qualquer que fosse a sua profundidade. A unidade de Lugeon corresponde à vazão de 1 litro por minuto por metro, num ensaio em que a pressão de injeção d'água se mantém a (10kgf/cm²) durante 10 minutos. Equivalente a uma perda d'água específica de 1,0 l/m. min.10atm.

2.10.2

Comportamento do Maciço Rochoso e Coeficiente de Permeabilidade (K)

Segundo Louis (1974), para se caracterizar a permeabilidade de um maciço rochoso, a seguinte equação no modelo ortogonal clássico (Figura 2.3) proposto por Snow (1966) pode ser utilizada:

$$K_m = \frac{a}{b} K_f + K_r \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde: (K_m) é a permeabilidade do maciço rochoso; (a) é abertura das descontinuidades; (b) é espaçamento das descontinuidades; (K_r) é permeabilidade da matriz rochosa e (k_f) é permeabilidade da descontinuidade.

Sendo:

$$K_f = g \cdot a^2 / 12 \cdot \nu \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde: g é a aceleração da gravidade, e ν é viscosidade cinemática da água

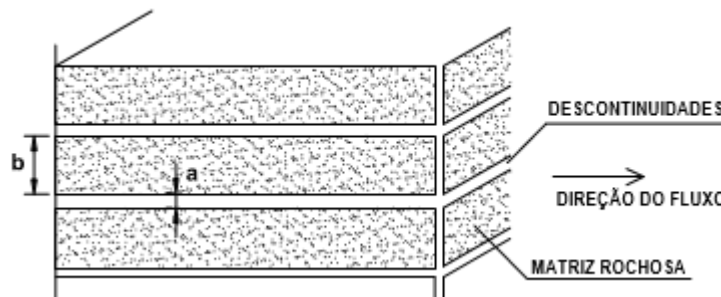


Figura 2-3 - Parâmetros de análise de um meio fraturado (LOUIS, 1974).

Existem várias maneiras e fórmulas para se determinar o coeficiente de permeabilidade de um maciço após a realização de um ensaio de perda d'água. Normalmente, quando é um único furo os métodos assumem as hipóteses de um meio homogêneo, isotrópico e poroso. O cálculo pode ser realizado considerando o fluxo através das fraturas como laminar ou turbulento, dependendo das condições do maciço.

Para Hsieh (et al.,1983), os modelos mais frequentemente adotados para o fluxo do trecho ensaiado são o radial e o esferoidal, ou elipsoidal. No caso radial, o fluxo é tido como perpendicular e radialmente simétrico ao eixo do furo; e confinado por limites impermeáveis acima e abaixo do intervalo ensaiado, conforme a Figura 2.4.a. As superfícies equipotenciais resultantes são cilindros concêntricos de altura igual à do trecho do ensaio. No caso esferoidal, assume-se

um fluxo uniforme a partir da linha de alimentação. Localizada no eixo do intervalo do ensaio conforme mostra a Figura 2.4.b. as equipotenciais resultam em elipsoídes com focos no final do eixo (ou elipses, no caso elipsoidal).

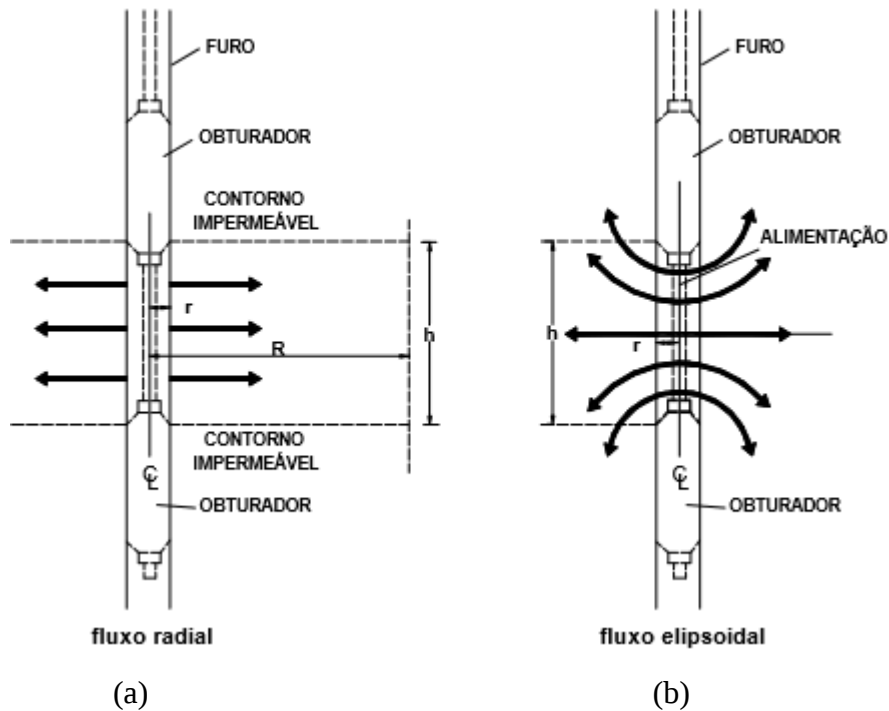


Figura 2-4 - Modelos de fluxos considerados na análise de ensaios de furo único (Hsieh; Neuman; Simpson, 1983).

De acordo com Oliveira (et al., 1975), em estudos aprofundados, apresentaram 4 casos esperados teoricamente de como seria o comportamento do maciço conforme a Figura 2.5. Para os autores, a condição necessária para o cálculo do coeficiente de permeabilidade é a existência de um regime laminar sem alteração das condições física das fissuras e, para os demais casos, os autores sugerem a adoção do primeiro estágio de pressão. O método de determinação do coeficiente de permeabilidade utilizado no Brasil considera as condições de fluxo laminar e o caso L1 conforme a Figura 2.5.

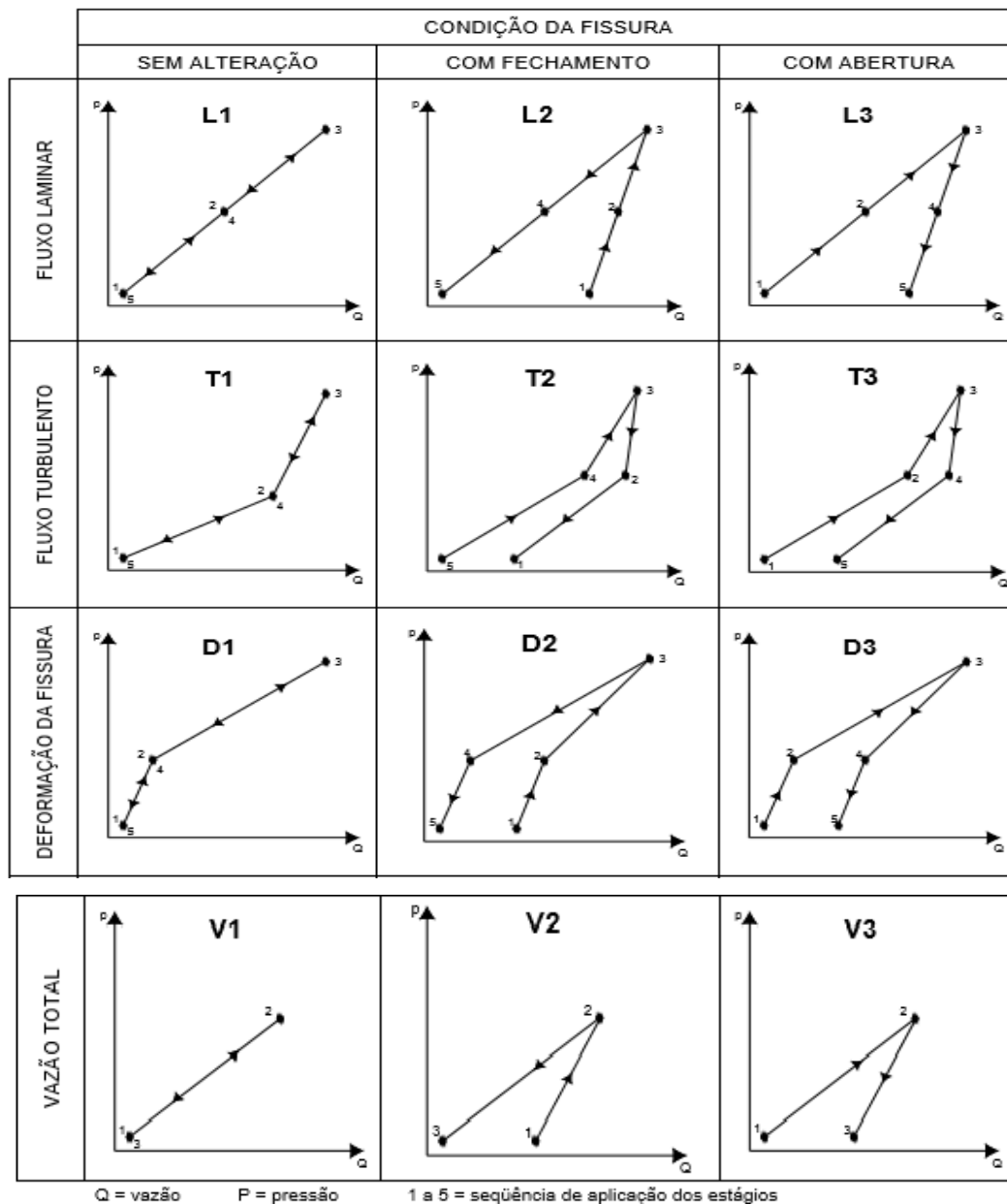


Figura 2-5 - Casos teóricos esperados de comportamento do trecho ensaiado (Oliveira *et al.*, 1975).

Zeigler (1976) apresentou as equações frequentemente utilizadas para o cálculo do coeficiente de permeabilidade. Em todos os casos, o cálculo tem a premissa básica baseada nas hipóteses de um fluxo laminar e de uma seção de ensaio vertical em um meio poroso homogêneo e isotrópico, conforme a

Tabela 4.

Tabela 4- Equações mais frequentes no cálculo da permeabilidade (Zeigler, 1976)

Autor	Ano	Permeabilidade
Hvorslev	1951	$k = \frac{Q}{h.H_c} \left\{ \frac{1}{2.\pi} \cdot \ln \left[\frac{h}{2.r} + \sqrt{1 + \left(\frac{h}{2.r} \right)^2} \right] \right\} \quad (2.7a)$
		$k = \frac{Q}{h.H_c} \left[\frac{1}{2.\pi} \cdot \ln \left(\frac{R}{r} \right) \right] \quad (2.7b)$
USBR	1965, 1965	$k = \frac{Q}{h.H_c} \left[\frac{1}{2.\pi} \cdot \sinh^{-1} \left(\frac{h}{2.r} \right) \right], \text{ para } 10 > \frac{h}{r} > 1 \quad (2.8a)$
		$k = \frac{Q}{h.H_c} \left[\frac{1}{2.\pi} \cdot \ln \left(\frac{h}{r} \right) \right], \text{ para } \frac{h}{r} > 10 \quad (2.8b)$
Moye	1967	$k = \frac{Q}{h.H_c} \cdot \left\{ \frac{1}{2.\pi} \cdot \left[1 + \ln \left(\frac{h}{2.r} \right) \right] \right\} \quad (2.9)$

Na Tabela 2.4 os índices são definidos como: H_c é acargapiezométrica no centro do trecho ensaiado (L); r é o Raio do furo (L) e R é o raio de influência do ensaio (L), distância radial a partir da seção ensaiada correspondente a 100% de perda de carga piezométrica.

As equações 2.7a, 2.8a e 2.8b são normalmente usadas pelo U.S. *Army Corps of Engineers* e pelo U.S. *Bureau of Reclamation*. Estas equações assumem um modelo de fluxo elipsoidal e são essencialmente equivalentes. A equação 2.7b considera um modelo de fluxo radial. A equação 2.9 é utilizada pela hydro-electricAuthority, na Austrália, e baseia-se em fluxo radial ocorrendo próximo ao furo, tornando-se esférico a uma distância $L/2$.

Levis (2006), baseado no trabalho de Zeigler (1976), aponta a equação de Sharp (1970) em seu trabalho. de Sharp (1970). Esse autor considera que o fluxo em um trecho de furo é, em geral, hemisférico nos extremos superior, radial, próximo e ao longo da seção de ensaio e esférico a uma grande distância do furo. Com isso, a equação modificada da equação 2.7b, considera somente a porção que flui radialmente à seção ensaiada:

$$k = \frac{Q}{h \cdot H_c} \cdot F_c \cdot \left[\frac{1}{1,6 \cdot \pi} \cdot \ln \left(\frac{R'}{r} \right) \right] \quad (2.10)$$

Onde: F_c é o fator de correção indicado à porção radial total de fluxo a uma distância R' da seção ensaiada e R' é a distância radial a partir da seção ensaiada, correspondente a 80% da perda de carga piezométrica (L).

Como todas as equações apresentadas por (Zeigler, 1976) são no formato:

$$K = \frac{Q}{h \cdot H_c} (C) \quad \text{Equação 2.11}$$

Pode ser feito um gráfico comparativo das permeabilidades encontradas para as fórmulas 2.7a a 2.9, conforme a Figura 2-6.

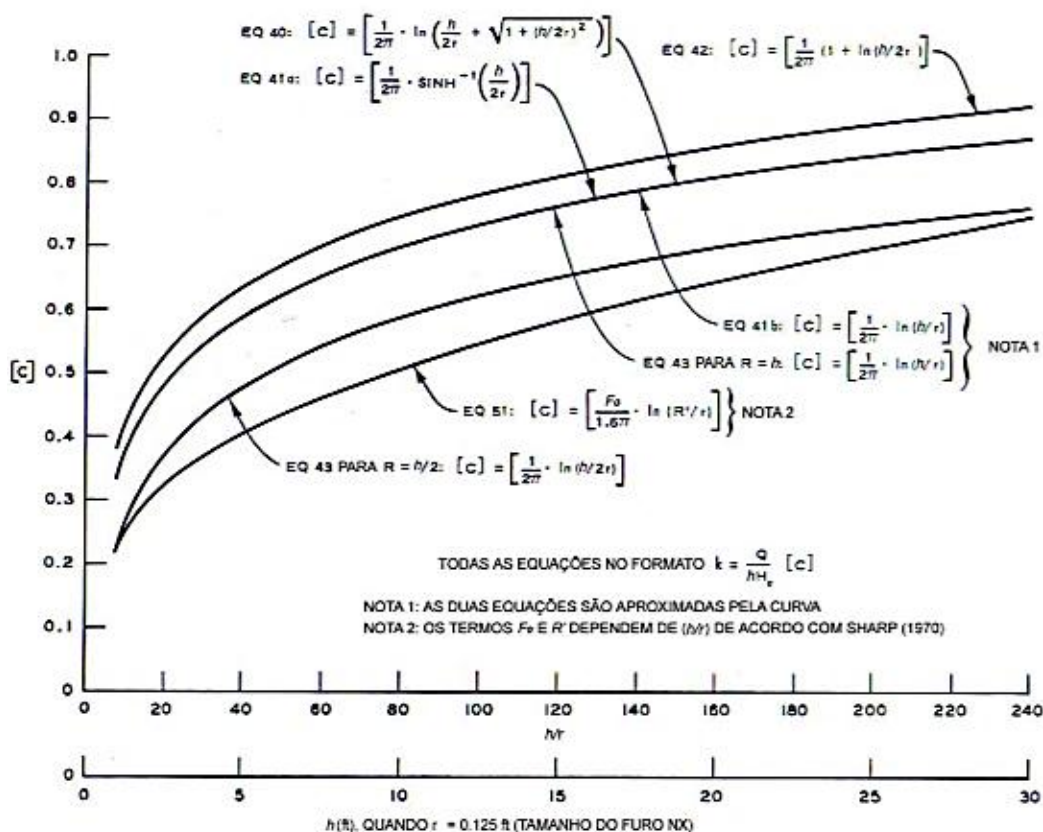


Figura 2-6 - Comparação das formulas de permeabilidades (Zeigler, 1976).

2.10.3

Condicionantes geológicos – geotécnicos e limites de 'permeabilidade'

Os fatores apresentados abaixo são fatores que devem ser considerados para tomada de decisão de necessidade das cortinas de injeções e vedação em uma barragem de concreto – gravidade, tais como:

- Perda d'água excessiva por percolação: quando o volume de água perdida representa um valor tal que justifica despesas com injeção, para eliminar ou reduzir tais percolações, diminuindo o custo com bombeamento;
- Alívio pelo sistema de drenagem profunda a fim de reduzir as subpressões no maciço de fundação;
- Necessidade de se consolidar e reforçar o maciço de fundação das estruturas.

De acordo com Costa (1981), o principal fator geológico / geotécnico que condiciona a permeabilidade nos maciços rochosos é a sua descontinuidade estrutural, pois, excluindo algumas rochas sedimentares, é praticamente nula a porosidade intersticial das rochas.

Conforme Houlsby (1982) sintetizou alguns critérios escolhidos na bibliografia internacional, recomendados quanto aos valores limites de "permeabilidade" dos maciços rochosos de fundação, se nas condições naturais não forem atingidos tais valores, os maciços devem ser impermeabilizados por injeções até atingirem valores de "permeabilidade":

Redlich, Kampe & Terzaghi (1929) consideram rochas como suficientemente impermeáveis se a perda d'água específica não exceder:

$$P.E = \frac{0,5 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})} ;$$

Lugeon (1933) considera perda d'água específica admissível para barragens altas (altura > 30 m) para barragens de menos de 30 m de altura, respectivamente:

$$P.E = \frac{0,1 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})} \quad \text{e} \quad P.E = \frac{0,3 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})};$$

Jachder (1953) considera a perda d'água específica admissível de:

$$P.E = \frac{0,03 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})};$$

Adamovitch & Kaltunov (1953) sugeriram a divisão dos maciços rochosos em três (03) grupos conforme a sua perda d'água específica:

a) Grupo I – maciços permeáveis: perda d'água específica $P.E > \frac{0,5 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})};$

b) Grupo II – maciços pouco permeáveis: perda d'água específica entre

$$\frac{0,5 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})} \quad \text{e} \quad \frac{0,1 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})};$$

c) Grupo III – maciços praticamente impermeáveis: perda d'água específica

$$P.E < \frac{0,1 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})};$$

Houlsby (1982) sugeriu alguns critérios a serem utilizados na avaliação de injeções de impermeabilização em fundações rochosas de barragens de concreto – gravidade, arco e contraforte, desde que com drenagem adequada:

1(uma) linha de injeção: valores de perdas d'água específica entre

$$\frac{0,3 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})} \quad \text{e} \quad \frac{0,5 \text{ l}}{\min.m(\frac{kgf}{cm^2})};$$

3(três) linhas de injeções (ou mais): valores de perdas d'águas específicas

entre $\frac{0,5 \text{ l}}{\text{min} \cdot \text{m} \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}$ e $\frac{0,7 \text{ l}}{\text{min} \cdot \text{m} \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}$;

No gráfico apresentado por Cruz (1979), correlacionando a perda d'água em regime turbulento e laminar com abertura das fraturas no maciço rochoso ensaiado, conforme Figura 2-7.

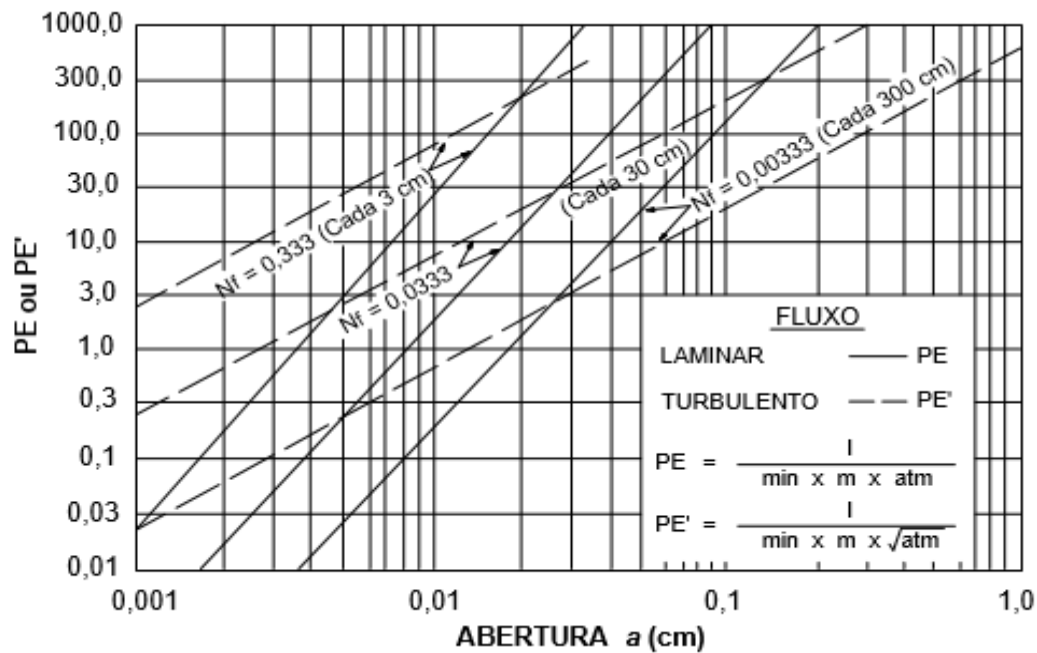


Figura 2-7- Relação entre a perda d'água e a abertura da fissura das fraturas. Fonte: Levis, 2006

Segundo Azevedo & Albuquerque Filho (1998), os maciços fraturados são meios heterogêneos, apresentando grande variação com a profundidade conforme a Figura 2-8.

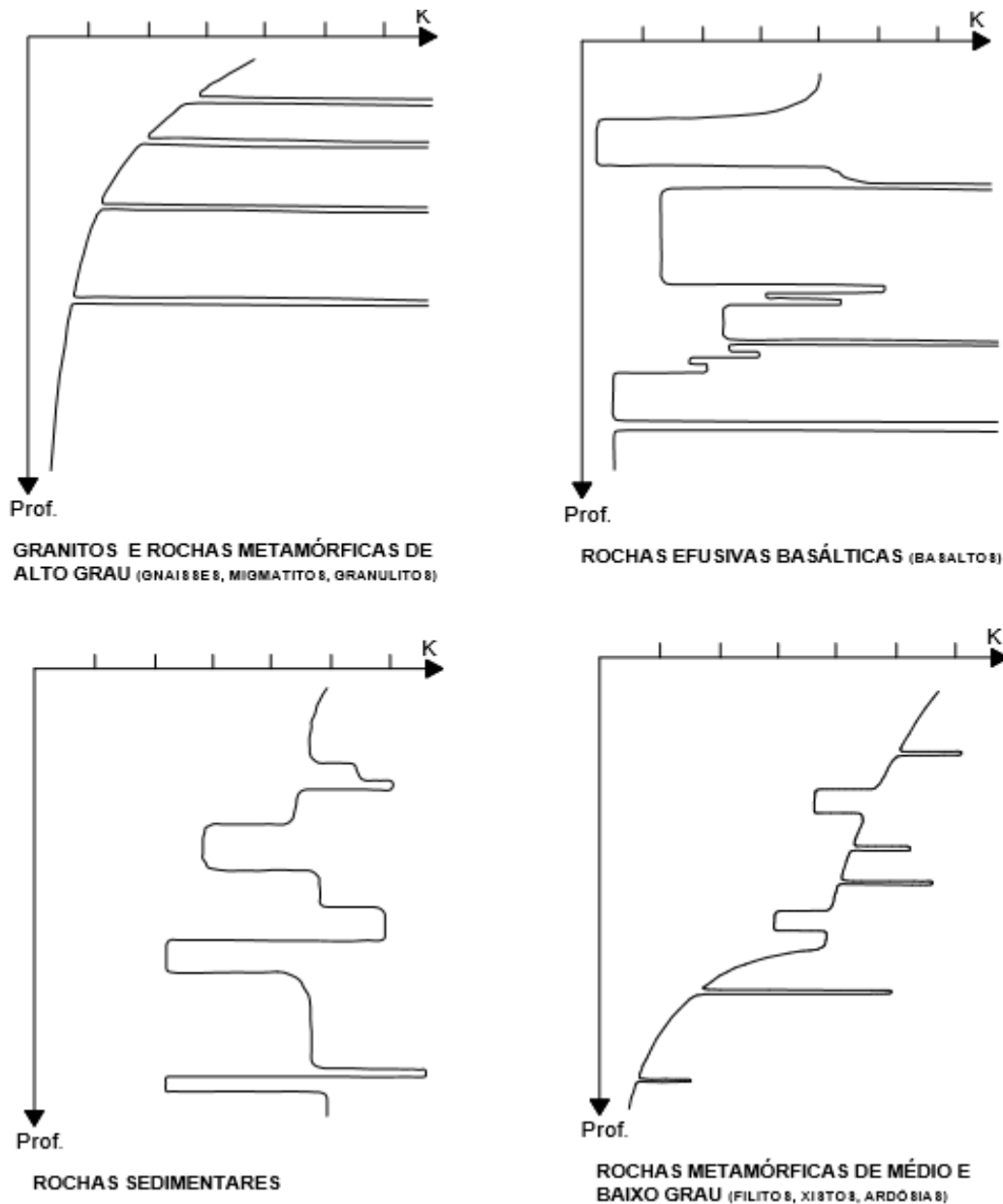


Figura 2-8– Variação da permeabilidade de maciços rochosos fraturados, com a profundidade, (Azevedo; Albuquerque Filho, 1998).

2.10.4

Análise dos ensaios de perda d'água sob pressão

Segundo SAMPAIO (1988), outrométodo para verificação da eficiência das cortinas de injeção é o de verificar a evolução da "permeabilidade" através de ensaios de perda d'água executados em todos os furos de injeção.

Na barragem de Ilha solteira, no entanto, sob orientação básica da empresa projetista de se chegar a "permeabilidade" inferior a $k = 5 \times 10^{-4}$ cm/s ou PE = 5

l/min.m (kgf/cm^2), o ensaio de perda d'água foi aplicado em todos os furos de 1ª ordem das primeiras e últimas linhas de injeções.

A execução sistemática dos ensaios durante a realização das injeções revelou-se um importante controle da construção da cortina, permitindo não só acompanhar a evolução da permeabilidade da zona injetada, mas, sobretudo, exigir que a "permeabilidade" atingida fosse compatível com o critério proposto pela empresa projetista.

Outro exemplo positivo da utilização do ensaio é o caso da barragem de Xavantes (Rio Paranapanema, SP/PR). A Figura 2-9 ilustra os resultados dos ensaios de perda d'água sob pressão executados em todos os furos de cada etapa de injeção, observa-se nitidamente a queda dos resultados em (l/min.m) e também seu efeito homogeneizador, decorrente da redução dos valores elevados de permeabilidade.

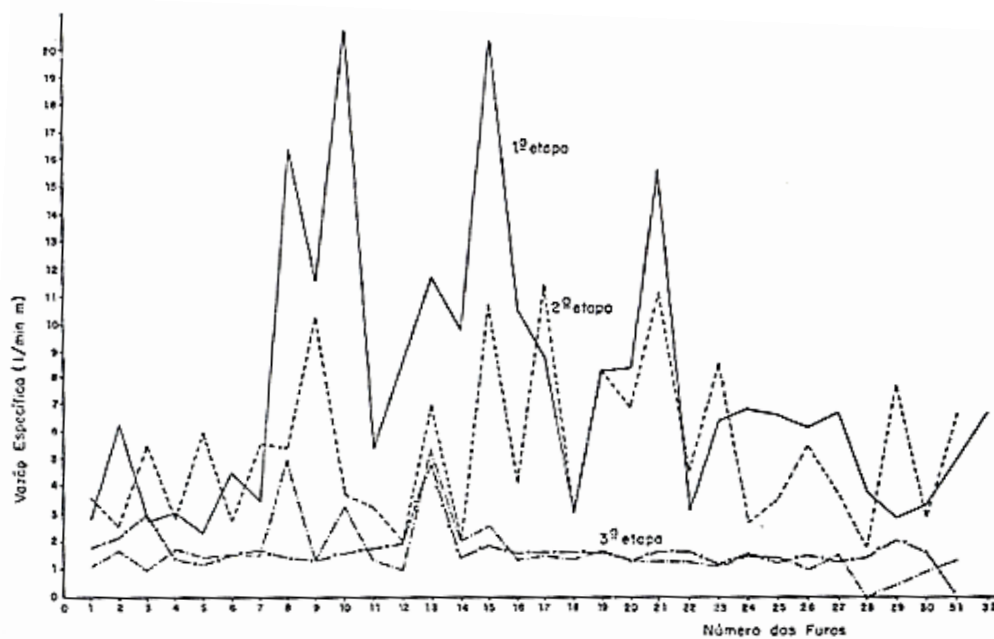


Figura 2-9- Valores de vazão específica máxima em cada etapa de injeção na barragem de Xavantes (Rio Paranapanema, SP/PR). (Modificado de IPT, 1977 f).

2.10.4.1

Furos de controle ou de verificação

Segundo SAMPAIO (1988), antes do início das operações de injeções, deverão ser selecionados tubos de espera com diâmetros de verificação de eficiência da cortina. Nestes furos de verificação, deverão ser realizados ensaios de perda d'água sob pressão antes e depois da execução da cortina de injeção.

Após a conclusão das injeções, eventualmente poderão ser previstas sondagens rotativas com recuperação de testemunhos e/ou sondagens integrais, com diâmetro de 3 polegadas, destinadas à verificação das condições de preenchimentos das fraturas pela calda utilizada (internacional de Engenharia S.A., 1981).

Os objetivos principais na execução dos furos de controle ou complementares, ou de verificação são baseados em dois critérios, geralmente especificados pela empresa projetista das obras civis de barramento:

- Trechos com absorções superiores a 150 kg de cimento por metro;
- Valores de "coeficiente de permeabilidade" (k) superiores a 10^{-4} cm/s ou perda d'água específica (P.E) $> \frac{0,5 \text{ l}}{\text{min} \cdot \text{m} \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}$, (1 PE equivale a $k \approx 10^{-4}$ cm/s), para furos de diâmetro de 76 mm e comprimento do trecho de 3,0 m (ABGE, 1975).

Ainda SAMPAIO(1988), estes furos são recomendados no sentido de obter a homogeneização da permeabilidade do maciço rochoso tratado. Alguns exemplos de aplicação destes furos de controle ou complementares ou de certificação são citados abaixo:

- Na Barragem de Jupia (SP/MS) os furos complementares foram executados ao lado dos furos com absorções superiores a 300 kg de cimento. Quando os de controle apresentavam, por sua vez, absorções superiores a 150 kg, novos furos foram executados;

- Na Barragem de Ilha Solteira (SP/ MG) os dois critérios foram usados conjuntamente: furos com 150 kg de sólidos por trecho, ou " k " $> 5 \cdot 10^{-4}$ cm/s, outros furos eram executados;
- Na Barragem de água vermelha (SP/MG) também os dois critérios foram utilizados: furos de ordem III com mais de 300 kg de sólidos por trecho, ou " k " $> 2 \cdot 10^{-4}$ cm/s, outros furos foram também executados;
- Na Barragem de Xavantes (SP/PR) o critério usado foi do ensaio de perda d'água sob pressão: ocorrendo perda d'águas superiores a valores de " k " situados entre $2,0 \times 10^{-4}$ cm/s e $2,5 \times 10^{-4}$ cm/s, outros furos foram programados.

Atualmente, o critério de "permeabilidade" é mais empregado que o de absorções de cimento para a verificação do objetivo das injeções de vedação.

2.10.4.2

Metodologias de controle e formas de análise da eficiência das cortinas de injeção

Um aspecto polêmico em injeção de calda de cimento, muito discutido no meio técnico, é a análise da eficiência das cortinas de injeção nas fundações rochosas das estruturas de concreto de barragens.

SAMPAIO (1988), baseado no trabalho de CASAGRANDE (1968), relatou que naquela época era comum o uso de uma cortina de injeção seguida por uma linha de drenos afastadas do paramento de montante de aproximadamente 10% da distância da base; em seguida, mostrou observações de subpressões nas fundações de algumas barragens, nas quais o sistema de drenagem apresentava praticamente 100% de eficiência.

As técnicas mais comumente empregadas para o controle e análises das eficiências das injeções de vedação, ligação concreto-rocha ou consolidação, são os ensaios de perda d'água sob pressão e análise das absorções de cimento ao longo das etapas (linhas e ordens de injeção). Além destas, outras técnicas podem ser utilizadas nas diversas fases de construção da barragem:

- Furos de controle ou complementares ou de verificação durante a

execução das injeções;

- Ensaios hidrogeotécnicos especiais para a verificação da eficiência das cortinas nas fases construtivas de enchimento e após o enchimento do reservatório;
- Análise da eficiência da cortina de injeção, em termos de carga piezométrica e vazão, durante o enchimento do reservatório e na fase de operação da barragem.

2.10.5

Determinação da permeabilidade dos maciços rochosos

Vários são os métodos de ensaios para determinação da “permeabilidade” de maciços rochosos. Dentre eles, o mais utilizado pelo meio técnico é o ensaio de perda d’água sob pressão.

Nota: $1 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 0,0981 \text{ Mpa}$ (Mega Pascal).

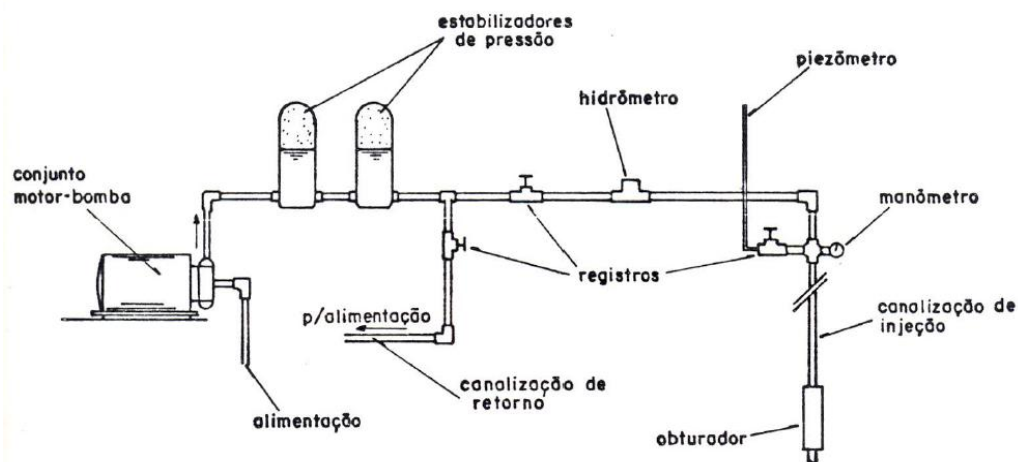


Figura 2-10 - Esquema de montagem para ensaio de perda de carga e perda d’água sob pressão (ABGE, 1975).

Para SAMPAIO (1988), o ensaio é realizado normalmente, segundo as diretrizes editadas pela ABGE (1975). Assim, o ensaio é executado em cinco estágios de pressão, ascendente e descendente, sendo que a pressão mínima é pré-determinada e igual a $0,1 \text{ kgf/cm}^2$ ou $0,00981 \text{ MPa}$, a pressão máxima é em função da profundidade do trecho de ensaio, sendo usualmente recomendada a

pressão de 0,25 kgf/cm² ou 0,024 MPa por metro de profundidade do obturador e a pressão intermediária é igual a metade da pressão máxima. Essas pressões são aplicadas em superfície, se controladas pelo manômetro na entrada da tubulação.

Para cada pressão aplicada é medida a vazão aduzida ao furo por um período de 10 minutos.

Ao final do ensaio são obtidos cinco pares de valores de P (pressão) x Q (vazão) para um determinado trecho (normalmente 3,0 m). Para o cálculo do “coeficiente de permeabilidade equivalente” ao trecho do ensaio ou da perda d’água específica é necessária a determinação da pressão efetiva aplicada no trecho. Para a determinação desta pressão é preciso o conhecimento da perda de carga na tubulação e da posição do nível freático, ou seja, para cada par Q x P a perda d’água específica pode ser calculada utilizando-se:

$$QE = \frac{Q}{L} \text{ (l/min./m)} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde: QE é a vazão específica; Q é a vazão e L é o comprimento do trecho de ensaio.

A perda d’ água específica (PE) será:

$$PE = \frac{QE}{C_e} \quad \text{Equação 2.13}$$

$$C_e = \frac{H}{10} + P_m - P_c \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \quad \text{Equação 2.14}$$

Sendo F a função (diâmetro do furo e do comprimento (L) do trecho ensaiado); C_e é a pressão efetiva, sendo função da pressão aplicada, da profundidade do nível d’água e da perda de carga na tubulação.

Para a interpretação dos resultados são elaborados gráficos de Q x P, tentando determinar o regime de fluxo envolvido, fenômenos de lavagem ou clomagem de fenda etc.

A Figura 2-11, apresenta os parâmetros quantitativos envolvidos no ensaio de perda d'água sob pressão.

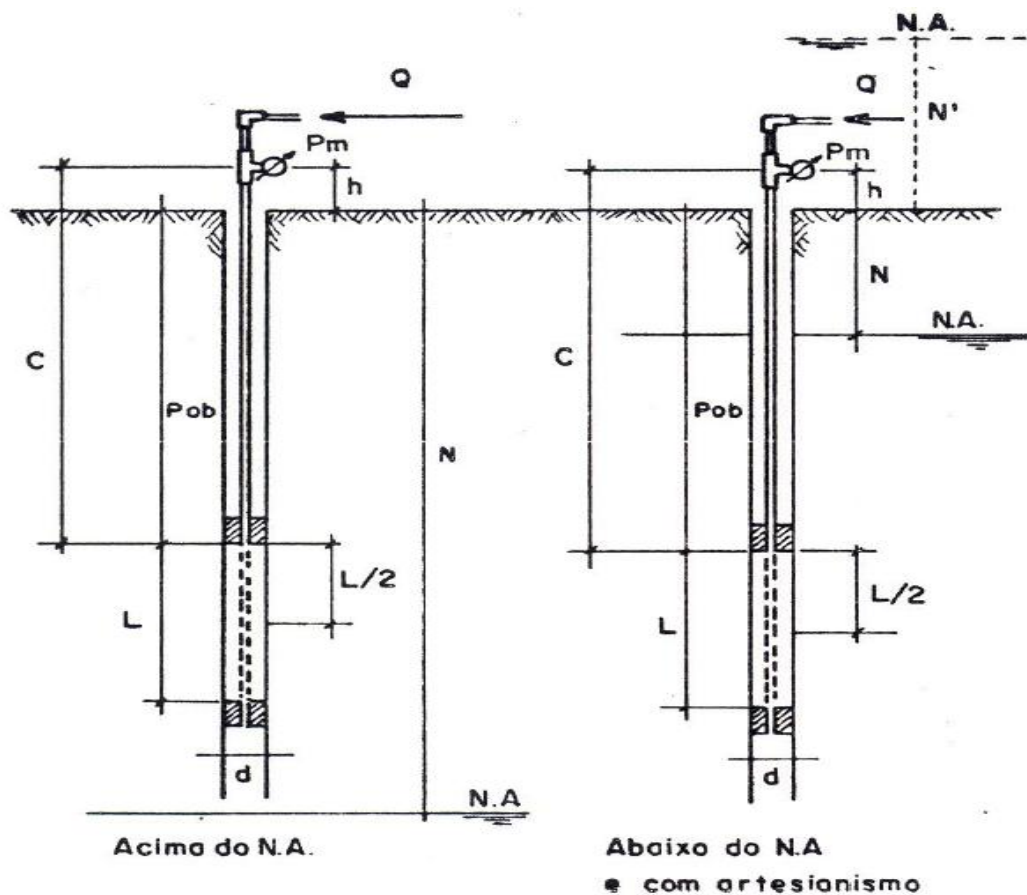


Figura 2-11 - Parâmetro do ensaio de perda d'água sob pressão (ABGE, 1975).

$$H = h + P_{ob} + L / 2$$

$$H = h + N$$

$$H = - N' + h$$

Onde: H é a carga da coluna d'água (m); P_m é a pressão manométrica; Q é a vazão; C é o comprimento da tubulação, utilizado no cálculo da perda de carga; N é a profundidade do N.A e N' é altura do N.A em casos de artesianismo.

Para SAMPAIO(1988), existe um esforço muito grande para aprimorar os ensaios de permeabilidade realizados nos campos. Durante anos, vão surgindo propostas de outros ensaios, como os ensaios de perda d'água sob pressão de múltiplos estágios; a sonda hidráulica multi-teste; e o teste de registro hidráulico e obturador de pressão.

Entre os vários métodos utilizados, ora disponíveis para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos maciços rochosos “insitu”, poucos se aplicam aos meios fissurados. Diversos autores optaram pelo uso de um “equivalente” ao coeficiente de permeabilidade aplicando métodos de ensaio próprios em meios porosos. Sugere-se o método de BABOCHKINE, 1975, citado pela ABGE (1975).

$$K = \frac{Q}{2\pi HL} * Cf \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde Cf é um coeficiente de forma adimensional, definido por:

$$Cf = L n^{\frac{0,66L}{d/2}} \quad \text{Equação 2.16}$$

Onde K é o coeficiente de permeabilidade em m/s; Q é a vazão; H é a carga hidráulica do trecho em m; L é o comprimento do trecho em m; e d é o diâmetro do furo em mm.

A Eq. 2.15, pode ser ajustada para perda d'água específica (em l/min/m/kgf/cm²) e para que o resultado de K esteja em cm/s, vêm:

$$K = PE \times F \quad \text{Equação 2.17}$$

Sabendo que:

$$F = 1,66 \frac{1,66}{2\pi} * 10^{-4} * Cf \quad \text{Equação 2.18}$$

$$K = PE \times F \text{ (cm/s)} \quad \text{Equação 2.19}$$

2.10.6 **Execução de injeções**

2.10.6.1 **Furos e cortinas de injeção**

As especificações técnicas do projeto dos tratamentos das fundações de barragens são fornecidas pelas projetistas das obras à fiscalização e baseiam-se em considerações detalhadas, relacionadas ao comportamento hidrogeotécnico das rochas de fundação das estruturas. A execução “insitu” das injeções são feitas pelas empreiteiras de serviços geotécnicos contratados pelas concessionárias.

A análise dos resultados dos ensaios de perda d’água, realizados nos furos de sondagens dispostos ao longo das áreas das estruturas, permite detectar as “permeabilidades específicas” dos maciços de fundação. No caso de ocorrerem feições geológicas de alta “permeabilidade”, pode-se optar por uma cortina de injeção de calda de cimento, visando reduzir as infiltrações através destes trechos. Geralmente, as injeções em fundações de barragem de concreto-gravidade são realizadas a partir das galerias de drenagem.

A técnica mais usada na execução de cortina de injeção envolve a totalidade dos trechos de perfuração, procedendo-se à injeção de modo ascendente, em trechos geralmente de 3,0 m de extensão, medido da vertical (ou em trechos menores), de modo a garantir a injeção ao longo de todo o furo até a boca do mesmo conforme a Figura 2.12.

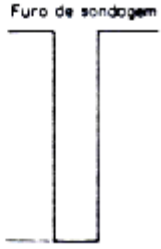
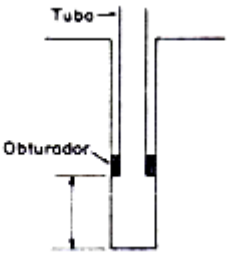
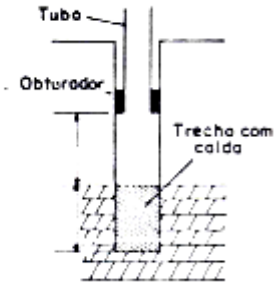
Estágios	Descrição
<u>Primeiro</u>  Furo de sondagem	• Perfuração do furo de ao longo do comprimento previsto; • Lavagem do furo.
<u>Último</u>  Tubo Obturador	• Colocação do obturador no topo do estágio inferior; • Ensaio de perda d'água do estágio inferior; • Injeção.
<u>Penúltimo</u> <u>Último</u>  Tubo Obturador Trecha com calda	• Colocação do obturador no topo do penúltimo estágio; • Ensaio de perda d'água; • Injeção

Figura 2.12 – esquema das etapas de injeção pelo método ascendente (Modificado de Boudeaux, 1980).

O método ascendente nem sempre é possível de ser executado, principalmente quando a rocha é muito alterada e a fraturada, não permitindo a fixação do obturador. Neste caso, como na barragem de Tucuruí (PA), embora não fundada em basalto, pode-se executar o tratamento descendente conforme a Figura 2.13.

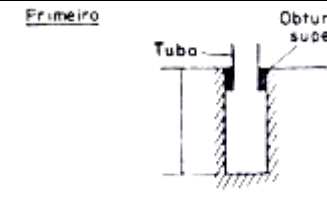
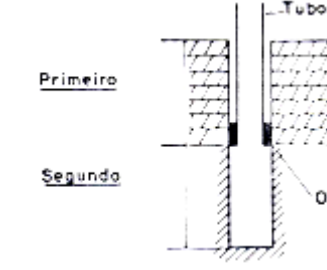
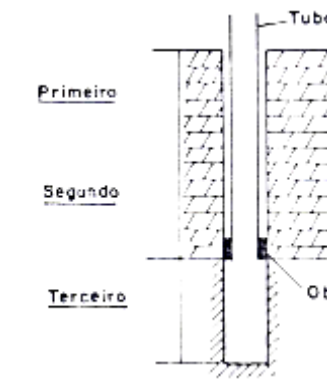
Estágio	Descrição
	• Perfuração do primeiro estágio; • Lavagem; • Ensaio de perda d'água; • Injeção; • Lavagem do furo.
	• Perfuração do segundo estágio; • Lavagem; • Colocação do obturador no topo do segundo estágio; • Ensaio de perda d'água; • Injeção; • Remoção do obturador; • Lavagem.
	• Perfuração do terceiro estágio; • Lavagem; • Colocação do obturador no topo do terceiro estágio; • Ensaio de perda d'água; • Injeção; • Remoção do obturador; • Lavagem do furo. <u>Nota:</u> ao concluir a injeção do último estágio, enche-se o furo com calda.

Figura 2.13 – Esquema das etapas de injeção pelo método ascendente (Modificado de Boudeaux, 1980).

Conforme SAMPAIO(1988), a prática de utilização de um ou outro método de perfuração empregado está ligada ao comportamento do maciço de fundação devido a sua constituição. A barragem de Tucuruí (PA) constitui exceção, pois os serviços de injeção de caldas de cimento sofreram várias interrupções de ordem executiva, obrigando a execução de perfuração e injeção pelo método descendente, conforme a Figura 2.13. Este fato decorrente de utilização de equipamento roto-percussivo convencional, o qual, face às características apresentadas pelo maciço, não permitiu a perfuração integral dos furos.

O método descendente de perfuração de injeção utilizado na Barragem de Tucuruí acarretou um prazo mais prolongado de construção da cortina, além de onerar os custos devido à necessidade de perfuração de trechos injetados. Por tais motivos, quando não existem condições geológicas que justifiquem a sua adoção, o método descendente é pouco recomendado.

2.10.6.2 Pressões de injeção

De acordo com SAMPAIO (1988), as pressões de injeções são um dos assuntos mais controversos e que gerou, e continua a gerar, muitas discussões para definir a pressão ideal. Não existem dúvidas que a pressão aplicada constitui um dos principais fatores na absorção de calda, pois quanto maior a pressão, maior é a penetração e, conseqüentemente, maior a absorção da calda. Mas, o emprego de pressões altas pode causar sérios danos à fundação e até atingir as estruturas sobrejacentes. Algumas bibliográficas realizadas mostram que a pressão ideal de injeção, para um tipo de fundação rochosa, é a pressão máxima que não cause movimentação do maciço, sendo função da profundidade de região injetada, das densidades das rochas e da sobrecarga devida à estrutura de concreto.

Baseado nos trabalhos de Sabarly (1968), SAMPAIO (1988) menciona a famosa regra da pressão utilizada na Europa: “a pressão de recusa, isto é, a pressão máxima de injeção, em kg/cm^2 , é igual à profundidade do trecho, em metros”. Portanto, a prática européia recomenda o emprego de pressões de $1 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$ ($0,098 \text{ MPa}$), conforme a Figura 2.14.

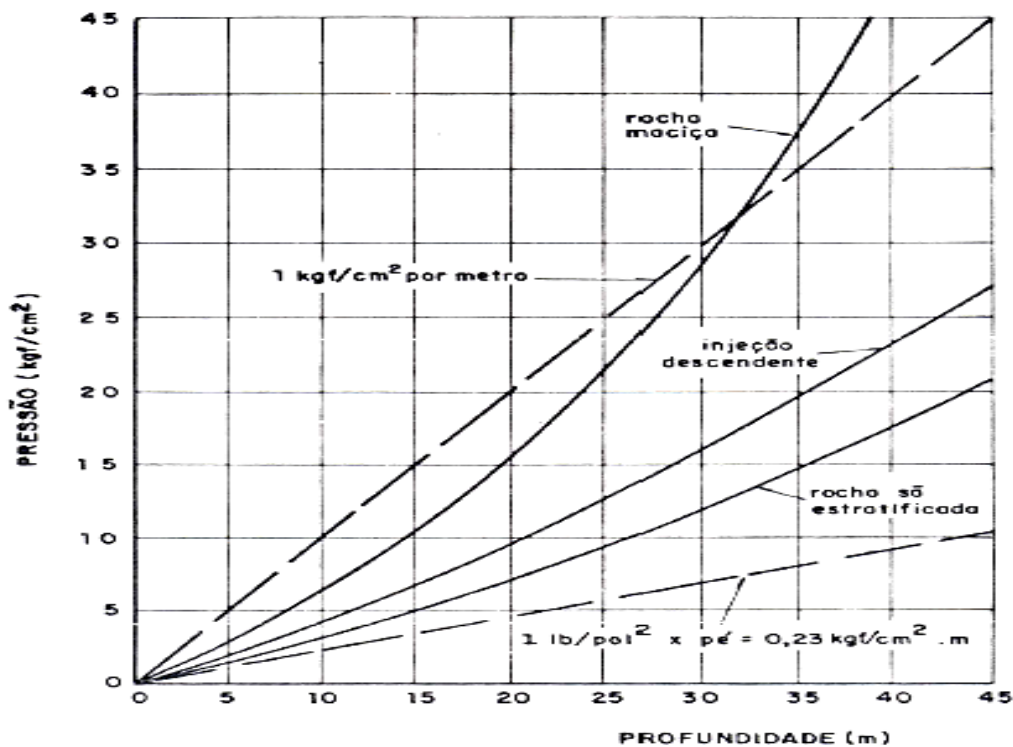


Figura 2.14 – Curva de pressões de injeção x profundidade segundo a prática norte-americana (Modificado de Sabarly, 1968).

A prática norte-americana recomenda pressões de $0,23 \text{ kgf/cm}^2 \times m$, como mostrado na Figura 2.14, valor que considera o peso específico da rocha sobrejacente de $2,3 \text{ t/m}^3$ (correspondente a rochas sedimentares). Este critério leva em conta a resistência do maciço sendo aplicável à rocha com estratificação ou fraturas horizontais bem desenvolvidas. Na execução da injeção, podem ser citadas duas técnicas distintas: a americana e a européia. A prática americana adota uma bomba de injeção de alta vazão (diversas centenas de l/min.), que alimenta um circuito fechado sob pressão, conforme Figura 2.15.

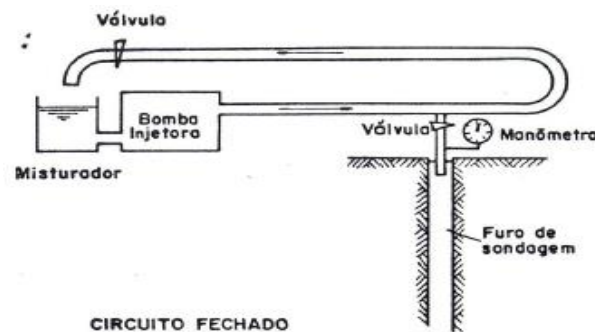


Figura 2.15– Esquema de montagem americano para injeção de calda de cimento (IPT, 1984).

No sistema europeu, a bomba de injeção, de pequena capacidade (no máximo 60 l/min), é ligada diretamente ao furo, que é injetado, introduzindo-se um obturador até o topo do trecho a ser injetado. As pressões limites estabelecidas são pressões de recusa; mais a injeção, cuja vazão é limitada pela capacidade da bomba, é conduzida em pressões menores, conforme a Figura 2.16.

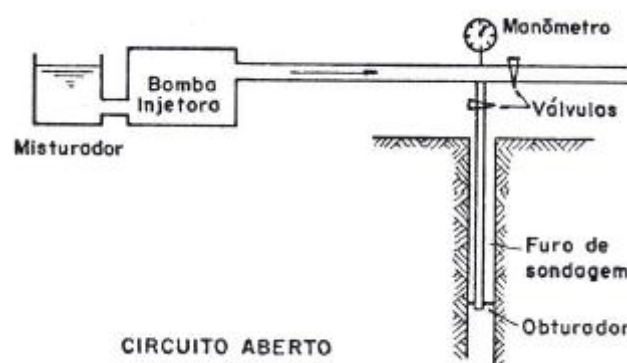


Figura 2.16 - Esquema de montagem europeu para injeções de calda de cimento (IPT, 1984).

Já Gama (2012), baseado nos trabalhos de Weaver (2000), menciona que as diferentes regras gerais usadas pelos especialistas europeus e americanos de injeções para determinar as pressões a utilizar têm sido alvo de muita controvérsia

ao longo dos anos, entre ambos os grupos. Na Figura 2-17, encontram-se representadas, graficamente, ambas as regras.

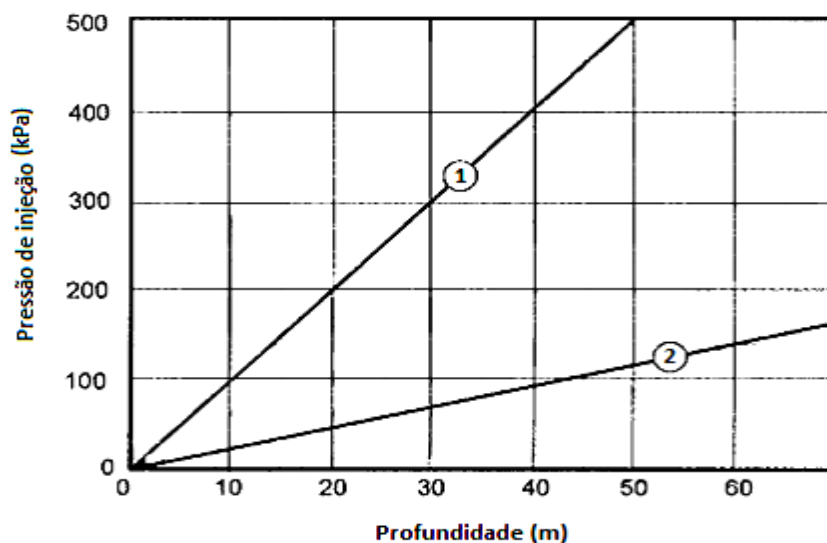


Figura 2-17– Representação gráfica da (1) “regra européia” e (2) “regra americana” (Fonte: Warner, 2004, citado por Gama, 2012).

Nas injeções de cimento para impermeabilização das fundações rochosas basálticas de grandes hidrelétricas brasileiras (Jupiá, Ilha Solteira, Promissão, Água Vermelha, Capivara, Xavantes, Foz de Areia, Salto Santiago, Salto Osório e São Simão), foram empregadas, geralmente, pressões de injeções máximas na ordem de $0,25 \text{ (kgf/cm}^2 \text{ /m)}$ ou a regra americana, segundo SAMPAIO (1988), conforme a Figura 2.18.

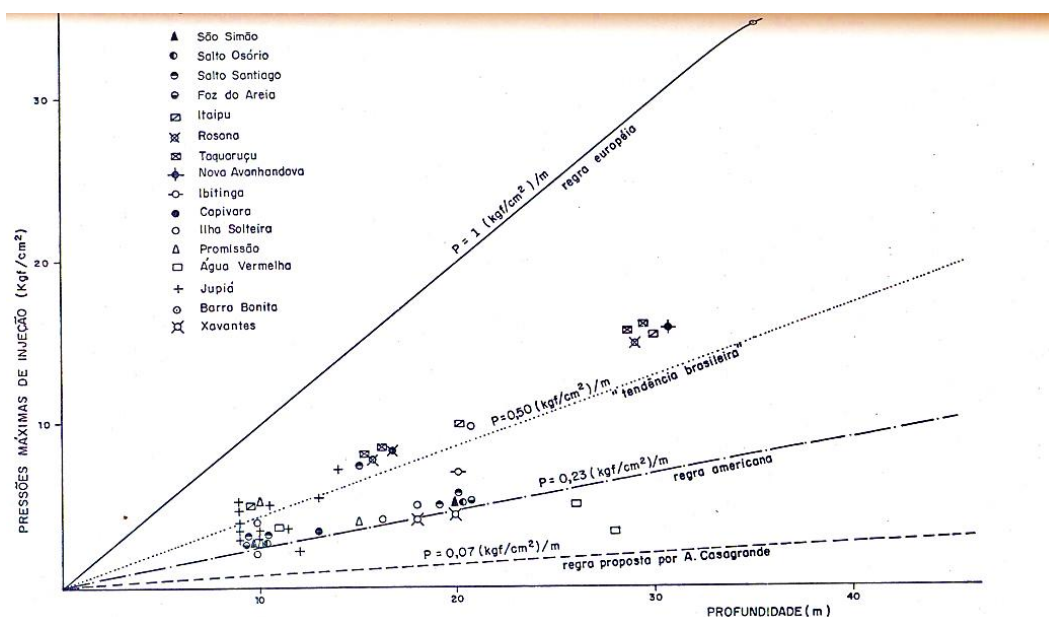


Figura 2.18– “Curva” e valores máximos de pressões de injeções em função da profundidade, propostas e adotadas em projetos de barragens brasileiras (Modificado de Sampaio, 1983).

Nota: $1 \text{ kgf/cm}^2 = 0,0981 \text{ MPa}$

Portanto constituíram exceções: a Barragem de Barra Bonita, que empregou a regra européia ou de altas pressões ($P = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$); e as de Itaipu, Taquaruçu, Rosana e Nova Avanhandava, que aplicaram pressões intermediárias ($P = 0,50 \text{ kgf/cm}^2 / \text{m}$), sendo a profundidade em metro medida na vertical, a contar da boca do furo até o meio do trecho ensaiado. Acredita-se que esta é a tendência Brasileira adotada “tendência intermediária, conforme figura 2.18”.

2.10.6.3

Ensaios prévios “insitu” de injeção

A proposição das especificações para trabalhos de injeção geralmente tendem mostrar algumas dificuldades durante a execução, principalmente aquela referente à da efetiva caracterização do maciço rochoso com suas particularidades geológico-geotécnicas (permeabilidade, sistemas de faturamento, espessuras das camadas, preenchimento ou não das fraturas), dentre outras, que interferem no cálculo da qualidade do material a ser injetado.

Para tentar dar uma solução ao problema, SAMPAIO (1988), baseado nos trabalhos de Bourdeaux (1980), menciona que, em barragens de média a grande altura ou nos casos de fundações rochosas complexas, fossem executados ensaios de injeção na fase do projeto básico, ou longo, no início do projeto executivo das obras civis. Estes ensaios têm como objetivos:

- Verificar a injetabilidade das feições estruturais e litológicas do maciço de fundação;
- Determinar a posição da cortina, o número de linhas de injeção e o espaçamento dos furos;
- Determinar o processo de perfuração mais adequado;
- Determinar as inclinações dos furos de injeção visando interceptar as famílias de fraturas permeáveis;
- Dimensionar equipamentos de acordo com os resultados dos ensaios e prazos construtivos;
- Determinar processos de injeção mais adequados;
- Determinar as relações mais apropriadas água/cimento;

- Verificar a necessidade de aditivos, tais como, areia, pozolana e betonita nas caldas de injeção;
- Determinar as pressões de injeção mínima, visando garantir uma boa penetração, e máxima, visando evitar o levantamento do maciço rochoso;
- Avaliar as absorções de calda nos diversos horizontes do maciço de fundação;
- Avaliar a eficiência das injeções na impermeabilização do maciço de fundação, com o objetivo de se estimarem as vazões de percolação que deverão ser captadas pelos sistemas de drenagem.

2.10.6.4 Ensaio de injetabilidade

Especialmente quando a informação existente sobre a área a tratar é muito reduzida ou inexistente, devem realizar-se ensaios de injetabilidade *in situ*, antes da finalização do dimensionamento das injeções e da cortina. Entre os parâmetros mais importantes de determinar, que só podem ser obtidos através destes ensaios, encontra-se a permeabilidade residual média do maciço rochoso que pode ser obtida após o tratamento, Gama (2012), baseado no trabalho de Weaver & Bruce (2007).

Ainda Gama (2012), as informações obtidas neste banco de ensaios, para além de ajudar a refinar o dimensionamento da cortina e as metodologias mais adequadas para a sua construção, servirá também como uma base de suporte para orientar na definição do equipamento e quantidade de trabalho necessários para terminar o tratamento de impermeabilização dentro do prazo estipulado.

Devido à incerteza envolvida neste processo, deve-se ter presente a noção de que é possível a obtenção de conclusões mais fiáveis através da execução de furos de observação, uma vez concluídas as injeções de ensaio.

A fiabilidade e confiabilidade dos resultados obtidos nos estudos vão depender, fundamentalmente da informação e complexidade da estrutura da geologia local. Gama (2012), baseado nos trabalhos de Noveiller (1970), menciona que “quando na presença de condições geológicas mais complexas, poderá ser mais apropriado realizar vários ensaios de injetabilidade em locais com

condições geológicas típicas, de modo obterem-se dados mais fiáveis para a realização do dimensionamento da cortina em todos os diferentes tipos de litologias de uma determinada obra.”