

CRITÉRIOS PARA REVESTIMENTO E COMPRIMENTOS DE BLINDAGEM DE TÚNEIS FORÇADOS

Pedro L. Marques F^o e Joaquim M. G. Duarte ¹

RESUMO: O trabalho apresenta as condicionantes envolvidas na definição dos vários tipos de revestimento empregados em túneis forçados de usinas hidrelétricas (concreto simples ou projetado, concreto armado e blindagem de aço). Os critérios empíricos usualmente empregados para a definição da extensão das blindagens são focalizados em detalhe. A aplicabilidade de tais critérios é discutida à luz da experiência adquirida em obras brasileiras recentes.

Palavras-chave: Aspectos hidrogeológicos / geotécnicos; Tensões em maciços; Casos históricos.

ESCOPO

O objetivo do trabalho é o de resumir alguns conceitos bem conhecidos sobre o projeto de túneis forçados. Hoje em dia, com a necessidade de tornar os empreendimentos hidrelétricos mais competitivos, aumentou consideravelmente o emprego de condutos de adução e geração subterrâneos. O presente trabalho é uma tentativa de esclarecer melhor os critérios básicos do problema, no âmbito dos grupos usualmente envolvidos – consultoras e, principalmente, empreiteiras e proprietárias.

INTRODUÇÃO

Um dos fatores mais importantes para definir a necessidade de revestimentos em túneis forçados é a quantidade de água que pode se infiltrar no maciço circundante, a partir do conduto, e as suas conseqüências. Em condições favoráveis em termos de geologia, topografia e pressões internas do conduto, o túnel pode ser deixado sem revestimento ou com revestimentos de concreto simples ou projetado. Quando a pressão interna supera as tensões naturais do maciço rochoso, entretanto, as infiltrações podem ocorrer com vazões e pressões suficientemente grandes para causar danos à rocha e originar fugas capazes de originar prejuízos em termos de energia perdida, instabilização de encostas e outras conseqüências adversas. Isto pode acontecer até mesmo em maciços rochosos de boa qualidade, quando o confinamento externo é insuficiente. Em rochas brandas, o dano pode ocorrer por ruptura hidráulica e erosão. Em rochas resistentes, o efeito pode ser o de abertura de fraturas preexistentes (*hydrosplitting*) ou de aumento de sua abertura por hidromacaqueamento (*hydrojacking*).

As tensões naturais do maciço são difíceis de estimar a priori. No projeto de túneis forçados, a sua consideração inicial é feita por meio de critérios empíricos que levam em consideração o peso da cobertura de rocha e o confinamento lateral. Esses critérios são de aplicação simples e têm se mostrado suficientemente seguros em condições geológicas, topográficas e hidrogeológicas boas e bem conhecidas. Em casos desfavoráveis, eles podem ser inadequados. Na prática, os critérios empíricos são necessários para definir o projeto preliminar, a partir do qual devem ser efetuadas as investigações e verificações que levam ao projeto final.

Os ensaios de perda de água efetuados durante a investigação e as características topográficas e geológicas do local fornecem alguma indicação sobre as tensões naturais do maciço. Quando estas resultam da gravidade, o esforço vertical pode ser estimado pela relação $\sigma_v = Hr \cdot \gamma_r$, onde Hr é a profundidade e γ_r o peso específico aparente médio da cobertura de rocha. Nesse caso, em pontos situados longe das encostas, é comum que a tensão principal maior corresponda à vertical e a menor aproxime-se da horizontal. O parâmetro $k_0 = \sigma_h / \sigma_v$ dá o valor da tensão horizontal em relação à vertical. Medições feitas em minas e túneis, Hoek (1980), mostram que a tendência é para valores de k_0 próximos ou maiores do que 1, mas sabe-se que o padrão das tensões naturais é fortemente afetado pela história geológica e tectônica da região e que tensões anômalas são muito comuns. Em maciços descomprimidos e de características desfavoráveis, entretanto, os valores de k_0 podem ser bem inferiores à unidade. Durante a erosão lenta de um terreno, este tende a sofrer alívio e redistribuição das tensões que se desenvolveram antes do fenômeno. São evidências disso as chamadas juntas de descompressão. Estes fenômenos podem alterar as condições de confinamento vertical e, principalmente, horizontal do maciço, comprometendo o emprego dos critérios empíricos baseados no peso da cobertura vertical de rocha. O fenômeno é mais comum em túneis localizados em narizes rochosos estreitos, em rochas de baixa densidade e com defeitos geológicos, onde as tensões mínimas podem ser muito baixas, k_0 da ordem de 0,5 - 0,4 ou menos.

CONDICIONANTES

A aplicabilidade dos critérios empíricos depende de uma série de fatores, com destaque para a geologia. Em maciços de boa qualidade e bem investigados os critérios empíricos são de aplicação relativamente segura. Já nos maciços desfavoráveis e/ou pouco investigados os mesmos são de aplicação pouco segura e os riscos de insucesso elevados.

Outros dois fatores importantes são a topografia e o lençol freático. Os critérios empíricos se aplicam principalmente a topografias favoráveis, ou seja, terrenos relativamente planos ou com taludes laterais pouco inclinados. Neste caso, as

¹ Eng.^{os} Civis, Intertechne Consultores Associados, Curitiba, PR.

fraturas passíveis de abertura pela pressão interna da água tendem a ser as horizontais, portanto contrabalançadas pelo peso da rocha. Caso o conduto situe-se num nariz rochoso limitado lateralmente por encostas mais íngremes, é necessário que o confinamento lateral, no final da blindagem, seja bem maior do que o vertical. Quanto ao lençol freático, viu-se que onde este é elevado e a pressão externa da água é maior do que a do conduto, a água não pode fugir, mesmo com geologia pouco favorável e ausência de revestimentos. Estas condições, entretanto, são mais comuns em túneis de adução a baixa pressão, uma vez que nos condutos forçados e proximidade das casas de força os desníveis topográficos, naturais ou criados por escavação, fazem com que o confinamento pelo lençol freático se torne via de regra insuficiente, Figura 1.

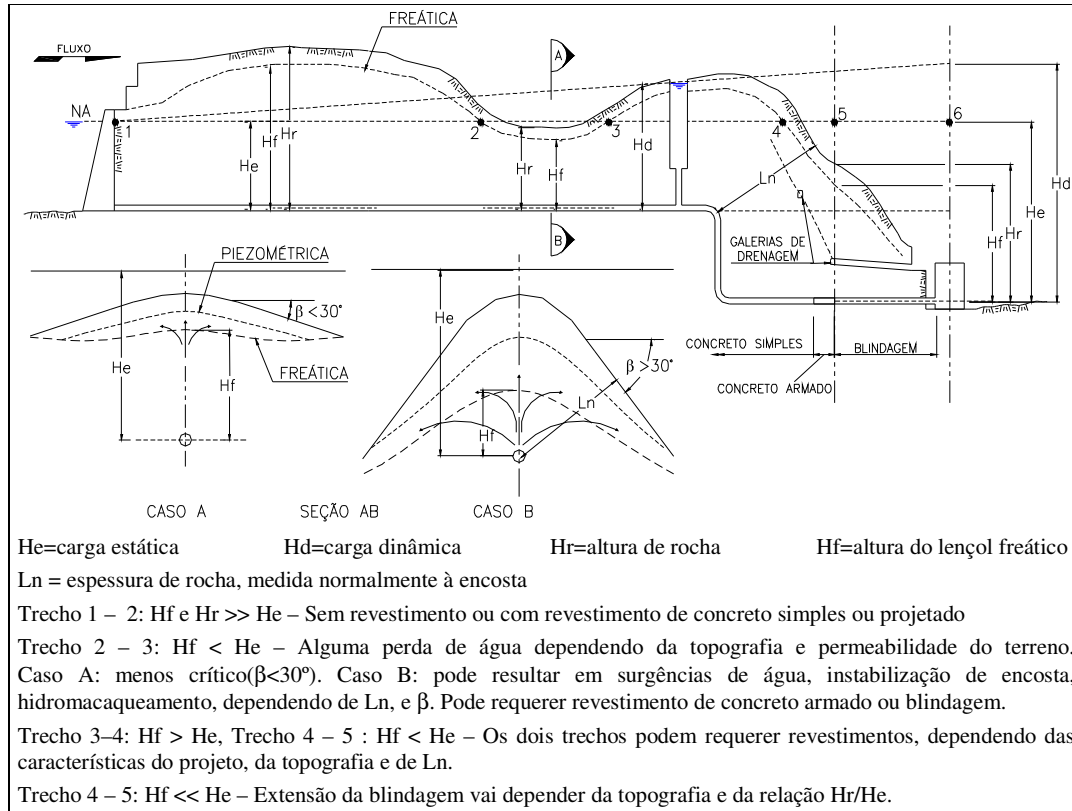


Figura 1

Outro aspecto a considerar é a definição dos valores da pressão interna (H_i) e dos fatores de segurança a usar nas análises. Quando houver chaminé de equilíbrio, o manual do EPRI (1987), recomenda que se adote a pressão estática acrescida da oscilação de nível na chaminé (H_d), e não havendo chaminé que se adote a pressão estática (H_e). Alguns autores - Hendron et al. (1987), Benson (1988) - mencionam como usual o emprego de fatores de segurança de 1,3 quando os cálculos adotam H_e , e 1,1 quando eles usam a carga dinâmica, H_d , sendo que na ausência de chaminé de equilíbrio esta poderá ser tomada como o valor da pressão estática acrescida de 30% para considerar os efeitos decorrentes da operação das turbinas. Quando o projeto for baseado em premissas menos conservadoras - maciço não descomprimido ($k_0 \cong 1$), investigações que não eliminaram por completo os riscos geológicos, topografia no limite do que se considera como favorável - é prudente adotar um fator de segurança de 1,5. Ao contrário, se a geologia é comprovadamente favorável e bem conhecida, alguns autores consideram que o fator de segurança pode ser reduzido a 1,2. O cálculo da pressão vertical resultante da cobertura de rocha é feito multiplicando-se a altura da cobertura de rocha, H_r , pelo peso específico aparente médio, γ_r , ponderado para as espessuras de diferentes tipos de rocha. A camada de solo pode ser levada em conta nesse cálculo desde que seja estável, ou seja, não passível de remoção por deslizamentos ou erosão.

Hoje em dia, é quase rotineiro verificar os critérios empíricos de projeto por meio de ensaios. A verificação pode ser feita por meio de ensaios de perda de água sob pressão em uma ou mais sondagens localizadas próximo ao local pré-definido para o final da blindagem, utilizando pressões efetivas mais elevadas do que a pressão interna. O resultado pode ser considerado adequado quando os ensaios não apresentam indícios de hidromaqueamento para pressões da ordem de 150% de H_e , e inadequado quando ocorrem indícios de aberturas de fraturas para pressões menores do que 120% de H_e . Uma alternativa deste tipo foi proposta por Kanji (1998). Em condições menos favoráveis, a verificação é feita por meio de ensaios de hidromaqueamento usando equipamento semelhante ao utilizado em ensaios de fraturamento hidráulico. Segundo Merrit (1999), estes ensaios podem ser do tipo simplificado, determinando as pressões mínimas sem a necessidade de definir sua orientação. Todos estes estudos e ensaios são feitos antes da

escavação do conduto. Em condições mais difíceis e onde o atraso na definição final da blindagem não compromete os cronogramas e custos, a definição é efetuada ou confirmada após a escavação, pela execução destes ensaios em sondagens curtas, executadas a partir do túnel.

TIPOS DE REVESTIMENTO

Onde as condições de confinamento não atendem aos critérios de projeto, os túneis forçados devem ser dotados de um revestimento impermeável. O revestimento impermeável mais comum é a blindagem com chapas de aço. O dimensionamento das espessuras de aço é normalmente feito para resistir à pressão interna total, parte aceitando a colaboração da rocha. Segundo Deere (1983), é comum dimensionar o aço para resistir à pressão total até um ponto em que H_r , ou seja, a cobertura de rocha, seja igual a no mínimo $0,4 H_i$, o confinamento lateral, C_l seja igual a $1,2 H_i$ e, no trecho restante, contar com a colaboração da rocha, em função de seu módulo de deformabilidade. Quando a blindagem não é provida de enrijecedores, a espessura do aço é freqüentemente controlada pela pressão externa da água, durante esvaziamentos. A montante da blindagem é usual a adoção de um trecho de transição revestido em concreto armado. Os revestimentos de concreto armado são considerados pouco permeáveis. Eles são projetados de modo a que a deformação perimetral causada pela pressão interna, na dependência do módulo de deformabilidade da rocha, divida-se, pelo efeito da armadura, em um número grande de fissuras finas, espessura de 0,3 mm ou menos. Neste caso, as pressões de tração transmitidas à rocha pelas fugas de água são limitadas pelas perdas de carga nas fissuras e os riscos de que possam ser criadas novas fraturas, de que aumente a abertura das já existentes, ou de que possa ocorrer erosão ao longo de camadas alteradas são reduzidos correspondentemente. Deere (1983), para maciços de boa qualidade recomenda estender a transição de concreto armado até $1,0 H_i$, o que é bastante conservador. Um critério empregado com freqüência, em condições favoráveis, é armar o concreto numa extensão de 2 a 3 vezes o diâmetro do conduto. Os revestimentos de concreto simples são usados principalmente para evitar quedas de rocha das paredes e abóbadas, erosão, ou melhorar as condições hidráulicas. Eles tendem a fissurar em função da pressão interna e da deformabilidade da rocha, em geral com a formação de poucas fissuras, porém muito abertas. Nesse caso, elas podem permitir perdas de água elevadas, que podem causar dano à rocha.

CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE BLINDAGENS

Os critérios usualmente usados baseiam-se em dois conceitos fundamentais:

1. A pressão interna de água num túnel forçado não revestido ou revestido com concreto simples não deve exceder a tensão mínima atuante no maciço rochoso acrescida de um fator de segurança - $\sigma_3 \geq H_i \cdot \gamma_a \cdot FS$ (γ_a = peso específico da água, comumente tomado como igual a 1 e em geral não apresentado nas fórmulas em que a pressão é apresentada em termos de carga). Quando a tensão máxima do maciço (σ_1) for devida ao peso da cobertura de rocha, tem-se:

$$\sigma_1 = \sigma_v = H_r \cdot \gamma_r \text{ e } \sigma_3 = \sigma_h = k_0 \cdot H_r \cdot \gamma_r.$$

2. A pressão interna não deve ser maior do que a pressão externa (H_f) decorrente do lençol freático. Se for maior ($H_i > H_f$), as condições ainda são aceitáveis quando, devido às perdas de carga e baixa permeabilidade da rocha, a nova superfície freática não se elevar ou elevar-se pouco acima da freática natural, e inadequadas quando a nova freática se eleva bem acima da original, podendo causar fugas de água, instabilização de encostas e outros efeitos, Figura 1.

Os critérios empíricos utilizados para definir os comprimentos de blindagem são bem conhecidos. Os mais comuns são:

I – Critério da cobertura vertical de rocha em maciços geológica e topograficamente favoráveis.

Esse critério implica em que o maciço não seja descomprimido ou o seja muito pouco, k_0 muito próximo da unidade, sendo usado onde o maciço rochoso é de boa qualidade e as condições topográficas são favoráveis, ou seja, terreno plano ou com taludes pouco inclinados à direita e esquerda dos condutos. Se o confinamento pelo lençol de água é favorável, a cobertura de rocha em geral também o é. Todavia, conforme visto anteriormente, na área dos *shafts* e proximidade das casas de força, isto tende a não ocorrer, de modo que a cobertura de rocha normalmente constitui o aspecto condicionante principal.

O critério estabelece que o final do trecho blindado deve ficar situado num ponto onde a cobertura vertical de rocha atenda à relação: $H_r \geq H_e \cdot FS / \gamma_r \cdot k_0$. Nesse caso, a relação entre a cobertura de rocha e a carga hidráulica estática, $H_r / H_e \geq FS / \gamma_r \cdot k_0$, é freqüentemente usada para definir o comprimento da blindagem em função da cobertura de rocha, do peso específico médio dessa cobertura, do parâmetro k_0 e do fator de segurança adotado. Os valores de γ_r em maciços de boa qualidade variam de $2,6 \text{ tf/m}^3$ ou pouco mais, para maciços de rochas ácidas, como granitos, a $2,8 \text{ tf/m}^3$ ou pouco mais, para rochas básicas, como basaltos. Nos derrames de rio-dacitos, encontrados na Bacia do Paraná em associação com os basaltos, o peso específico pode ser de apenas $2,5 \text{ tf/m}^3$, e em rochas sedimentares, piroclásticas ou vulcano-sedimentares ele pode não ultrapassar $2,3$ a $2,4 \text{ tf/m}^3$. Em termos de k_0 , quando a geologia e a topografia são favoráveis e não existem indícios de descompressão, é comum estimá-lo como da ordem de 1,0 e raramente inferior a 0,7. Do gráfico da Figura 2, que apresenta relações H_r / H_e , para diferentes valores de FS , γ_r e k_0 , pode-se deduzir, como critério seguro para o projeto preliminar, a regra de que o comprimento de blindagem deve, para a condição de maciço não descomprimido, ou seja, quando se adota $k_0 = 1$, resultar num fator de segurança da ordem de 1,5. Já no caso de análises

paramétricas para diferentes valores de k_0 , os valores de FS podem ser da ordem de 1,2 - 1,1, para condições excepcionais e condições geológicas que não tornem prováveis valores de k_0 inferiores a 0,6.

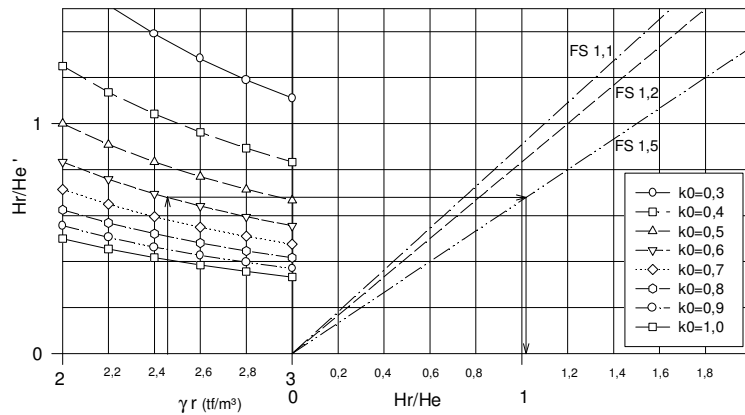


Figura 2

II – Critério da cobertura vertical em maciços geologicamente desfavoráveis e topografia favorável.

Alguns critérios a esse respeito foram recomendados por Deere (1983), e podem ser resumidos como segue:

1. O projeto preliminar deve prever blindagem até um ponto onde se tiver $Hr/Hd \geq 0,8$ e o revestimento de concreto armado até onde se tiver $Hr/Hd \geq 1,3$. O critério recomenda usar Hd para a pressão interna e um confinamento lateral maior ou igual a 2 vezes Hd .
2. No projeto final, o comprimento da blindagem deve ser confirmado por ensaios de macaqueamento hidráulico, efetuados em uma sondagem localizada próximo ao final previsto da blindagem, para determinação da tensão mínima do maciço, e esse valor deve ser igual ou maior a 120% de Hd .

Esses critérios, para maciços em que a tensão mínima seja horizontal, resultam nas relações seguintes: projeto preliminar - $Hr/Hd \geq 0,8$; projeto final, após ensaios de hidromaqueamento: $\sigma_h = k_0 \cdot \gamma_r \cdot Hr \geq 1,2 Hd$.

Embora se tenha considerado a topografia como favorável, maciços desse tipo são normalmente descomprimidos, em maior ou menor grau. O critério $Hr/Hd \geq 0,8$, embora já leve em consideração este aspecto, nem sempre é suficientemente conservador, como no caso de maciços rochosos de baixa densidade, γ_r da ordem de 2,3 - 2,4 tf/m^3 . Para um γ_r de 2,3 tf/m^3 , para que se tenha um FS de 1,2, os valores de k_0 não podem ser inferiores a 0,7 ou seja, o maciço não pode ser muito descomprimido. Para valores de k_0 de 0,5 e 0,3 os valores de Hr/Hd deveriam ser de, respectivamente, 1,04 e 1,74, Figura 2. A análise do problema, dessa forma, passa por uma consideração mais detalhada dos valores de k_0 que podem ser encontrados nos maciços rochosos. Viu-se que em maciços de rochas fracas, de baixa densidade, com defeitos geológicos e cuja topografia tenha resultado de erosão, os efeitos de descompressão são muito mais acentuados, e as tensões mínimas podem ser muito baixas. Nos exemplos citados por Deere no trabalho referido acima, sobre problemas encontrados em túneis de pressão escavados em maciços de má qualidade e baixa densidade, os valores retro-calculados de k_0 são da ordem de 0,30 a 0,45 segundo Alvarez (1997). Como o problema da determinação do k_0 é essencialmente empírico, nestes casos parece ainda mais importante a realização de ensaios de macaqueamento hidráulico, que deveriam ser realizados ainda na fase de estudos preliminares, e em mais de uma sondagem.

III – Critério do confinamento horizontal.

Os túneis forçados não revestidos em que ocorreram problemas de hidromaqueamento e fugas de água em geral se mostraram relacionados com rochas e topografias desfavoráveis e condições de confinamento prejudicadas por efeitos de alívios de tensão. Em muitos desses casos, os problemas ocorreram a despeito de confinamentos verticais suficientes, mostrando que o confinamento horizontal tende a ser menos efetivo que o vertical, e que os critérios que consideram apenas o confinamento vertical podem não ser adequados, nessas condições. Duas situações distintas devem ser analisadas: a de topografias naturais, ou seja, resultantes da erosão e a de topografias originadas por escavação.

III-A – Topografias Naturais

Neste caso, os alívios de tensões durante a erosão de uma região podem resultar em tensões mínimas bem inferiores às que são calculadas pela relação $Hr \cdot \gamma_r$. Os critérios empíricos utilizados para tratar problemas desse tipo admitem que os efeitos de descompressão têm relação com a inclinação das encostas, a densidade da rocha e outros parâmetros significativos. O critério mencionado por Deere (1983) propõe que o confinamento lateral, Cl , seja igual ou maior que 2 vezes a pressão interna, Hi . Ele é bem mais conservador do que os dois critérios mais utilizados na prática, o do Snowy Mountains Hydro-Electric Authority, Austrália e o Critério Norueguês, descritos a seguir.

Crítério Snowy Mountains.

Este critério é resumido na Figura 3, modificada de EPRI (1987). Ele baseia-se no conceito empírico de que o confinamento horizontal, L_h , tem a metade da efetividade do confinamento vertical e requer que ele seja pelo menos o dobro do confinamento vertical mínimo. Este é dado pela relação $H_{rm} = H_e/\gamma_r$, para fator de segurança igual a 1, sem considerar o fator k_0 , uma vez que o alívio de tensões já faz parte da premissa de que o confinamento lateral é menos efetivo. Caso o maciço rochoso seja de qualidade desfavorável, é prudente introduzir no cálculo de H_{rm} um fator de segurança entre 1,3 e 1,1, conforme o grau de conhecimento da geologia e a gravidade das condições adversas encontradas.

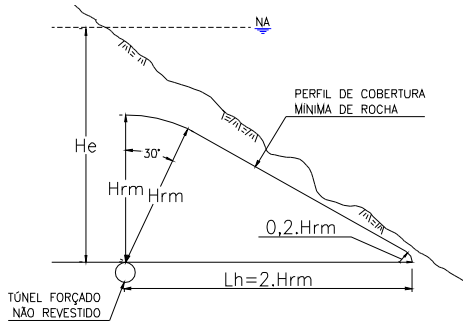


Figura 3

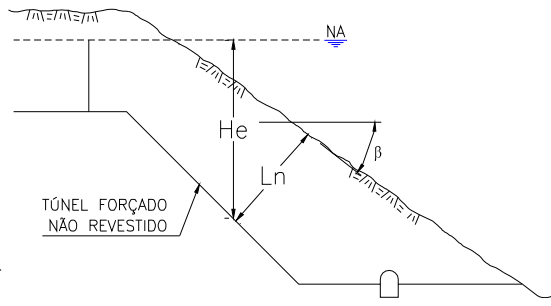


Figura 4

Crítério Norueguês

O critério norueguês é mostrado na Figura 4, modificada de EPRI (1987). No presente artigo, não são mencionados os trabalhos originais dos consultores noruegueses, os quais são devidamente relacionados no trabalho acima referido. Ele considera que as condições críticas são as de que as pressões internas, agindo normalmente às encostas ou em fraturas paralelas à mesma, podem deslocar blocos e cunhas nesse sentido de menor confinamento, desde que a componente do peso da rocha atuando normalmente á encosta não seja suficiente para contrabalançá-la. Neste caso, o critério de estabilidade proposto, baseado no equilíbrio limite de uma fatia de rocha normal à superfície do solo, é dado pela relação $L_n \geq H_e.FS/\gamma_r.\cos \beta$. A cobertura vertical de rocha necessária, neste caso, é: $H_r \geq H_e.FS/\gamma_r.\cos^2\beta$.

Os autores noruegueses consideram que a relação básica dá um resultado razoavelmente concordante com análises por elementos finitos, assim como com o levantamento das condições encontradas em obras de boa e má performance. Um fator de segurança tão baixo como 1,05 tem sido empregado em casos de maciço rochoso favorável e bem conhecido. Quando a geologia é desfavorável, é prudente usar FS de até 1,3, ou levar em consideração de modo mais específico as características dos defeitos geológicos.

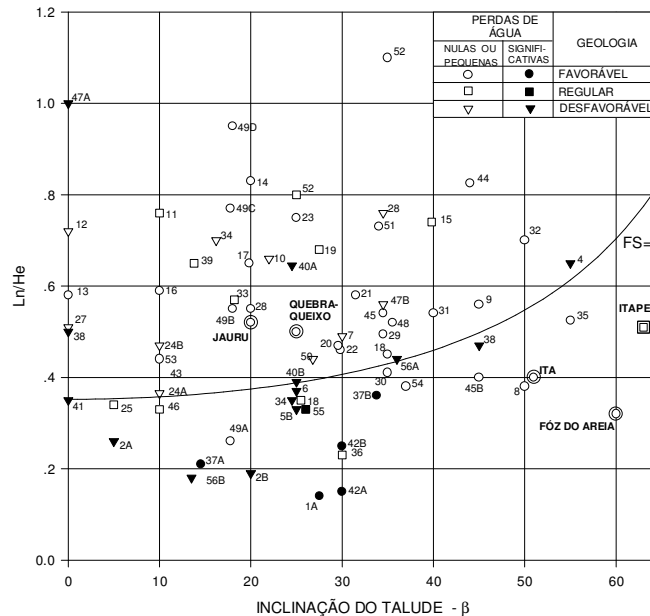


Figura 5

O gráfico da Figura 5, modificada de EPRI (1987), tem sido usado para comparar obras de bom e mau desempenho em função do critério em análise. No gráfico, os números indicam as obras em apreço, tal como relacionadas no trabalho

original, o qual dá igualmente algumas informações sobre a geologia. A Figura 5 incorpora parcialmente estes dados, classificando a geologia de cada obra como favorável, regular ou desfavorável. O gráfico foi baseado na relação $Ln/He = \gamma_r FS / \gamma_r \cos \beta$, mostrando nas ordenadas o valor do *Cover Ratio* = Ln/He , e nas abscissas os valores do ângulo β , assim como a curva correspondente a um $FS = 1$, para uma rocha de $\gamma_r = 2,75 \text{ tf/m}^3$. Ela permite visualizar que a maioria dos túneis forçados que mostraram vazamentos situou-se abaixo da curva, sendo que algumas obras com vazamentos que caíram acima da curva tinham geologia desfavorável, e que, ao contrário, algumas obras sem ou com pequenos vazamentos plotadas abaixo da curva ocorreram em geologias favoráveis.

Uma alternativa igualmente proposta pelos consultores noruegueses é a de recalcular o valor de H_r levando em conta a profundidade dos vales laterais, quando o conduto é localizado num nariz rochoso. Este é um critério essencialmente empírico, às vezes um pouco conservador, baseado no conceito de que as tensões mínimas, ao longo de uma crista com evidências de descompressão, tendem a não ser maiores do que o esforço vertical devido ao peso da rocha ao longo dos vales laterais.

III-B – Topografias criadas por escavação

Em usinas de média e baixa queda, é comum situar a casa de força encaixada na encosta, para reduzir o comprimento das blindagens, o que às vezes resulta em escavações bastante altas. A Figura 6 mostra o circuito hidráulico de Foz do Areia, que é mais ou menos típico de sistemas de geração com condutos subterrâneos e casa de força a céu aberto, a não ser pela preferência atual de escavar os *shafts* na vertical. A figura mostra o comprimento da blindagem, levada até um ponto em que a cobertura vertical H_r era de aproximadamente 92 m. Para um γ_r médio de $2,78 \text{ tf/m}^3$ e usando $H_e = 138 \text{ m}$ resulta um fator de segurança de 1,8. Usando $H_d = 179 \text{ m}$, que é o valor efetivamente usado nos cálculos, o FS seria de 1,4. Os fatores de segurança, em qualquer caso, são amplamente suficientes e a obra teve um comportamento adequado. Traçando uma reta ligando os pontos internos das bermas de escavação resulta um ângulo β de 60° . Nesse caso o Ln seria de aproximadamente 43 m, muito abaixo do que seria determinado pelo critério norueguês. O *cover ratio*, $43/138$, seria de aproximadamente 0,3, e para o ângulo β de 60° o ponto correspondente no gráfico da Figura 5 cairia muito abaixo da linha de $FS = 1,0$. Ou seja, esse critério não se aplica a topografias criadas por escavação.

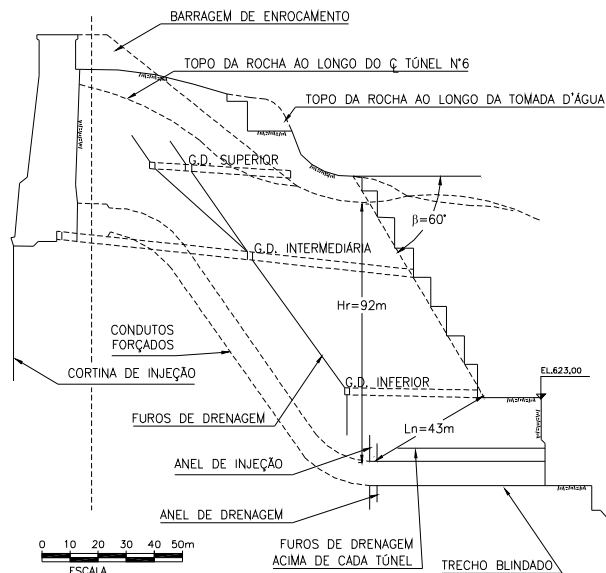


Figura 6 – Foz do Areia

A razão é que numa topografia escavada, onde o confinamento frontal foi reduzido, os fenômenos de alívio de tensão limitam-se principalmente à proximidade dos cortes, sem estender-se muito para o interior do maciço. Em casos desse tipo, o comprimento da blindagem é definido pelo critério de confinamento vertical ou, no caso de narizes estreitos originados por erosão natural, pelo critério do confinamento lateral, sem consideração da redução do confinamento frontal originado por escavação. Na Figura 5 foram plotados os resultados de algumas obras em que o confinamento frontal foi reduzido por escavação. Nota-se que estes últimos quase sempre caem abaixo da linha de $FS = 1$, embora todos tenham apresentado bons desempenhos, confirmando que o critério norueguês não se aplica a estes casos.

ALGUNS EXEMPLOS BRASILEIROS

A grande maioria das usinas hidrelétricas brasileiras construídas após 1970 em que foram utilizados condutos forçados subterrâneos foi construída em geologias favoráveis, com poucas exceções. A maioria aproveitou quedas médias a baixas – 60 a 200m, com diâmetros de escavação entre 4,5 e 9 m. Uma exceção importante foi Capivari-Cachoeira, de alta queda, que não foi incluída no artigo, mas que foi a primeira usina brasileira em que ocorreram fenômenos de

descompressão violenta, onde foram efetuados ensaios de ruptura hidráulica e onde verificaram-se abalos induzidos pela pressurização dos condutos.

FOZ DO AREIA

Alguns dados sobre os túneis forçados desta obra já foram apresentados neste trabalho, com o circuito hidráulico mostrado na Figura 6. Este consta de 6 condutos forçados subterrâneos, dos quais apenas 4 estão operando. A geologia local é de basaltos, e os critérios empíricos aplicados são aqueles definidos para maciços e topografias favoráveis. Os *shafts* são inclinados 55° e foram escavados com o auxílio de uma plataforma Alimak. Os túneis são revestidos com concreto não armado, 60 cm de espessura, com uma transição curta de concreto armado imediatamente a montante da blindagem. O sistema de drenagem consta de 3 galerias transversais aos túneis, interligadas por furos. As duas mais altas estão essencialmente secas, mas a inferior recebe água através dos furos abertos imediatamente a montante da blindagem. Um dos piezômetros instalados nessa área, sobre o túnel 1, mostra um nível piezométrico quase igual ao do reservatório, indicando comunicação quase direta com o conduto, porém sem maiores conseqüências, o que atesta a eficiência dos anéis de injeção e drenagem existentes logo a jusante. As fugas são pequenas e o comportamento geral do circuito é excelente.

AHE JAURÚ

O aproveitamento hidrelétrico Jaurú, estado de Mato Grosso, foi construído no rio de mesmo nome, aproveitando o desnível natural da Cachoeira da Fumaça. O circuito hidráulico consta de um canal curto de adução, uma tomada de água apoiada num septo de rocha, um *shaft* vertical e um conduto forçado único, Figura 7, que aciona três turbinas, numa casa de força a céu aberto. A rocha é um gnais anfíbolítico muito resistente, com intercalações delgadas de micaxistos e uma foliação moderada. O maciço é afetado por alguns falhamentos, mas a estrutura mais significativa são as fraturas, que dificultaram a escavação da casa de força e exigiram bastante tratamento. A conformação irregular do terreno sobre o conduto espelha estas condições. A escavação do *shaft* e do túnel, entretanto, foi efetuada sem maiores problemas e sem necessidade de tratamentos mais intensos. O *shaft* foi escavado parte removendo a rocha ascendente e parte escavando-se um piloto por meio de uma perfuração de pequeno diâmetro e uso de uma plataforma de furação acionada por guindaste. Devido a algumas incertezas relativas à geologia, em particular a ocorrência de falhas e camadas de mica-xistos, o comprimento da blindagem foi determinado de modo conservador, utilizando-se o topo de rocha sã para o cômputo de H_r . O FS, para o confinamento vertical foi de 1,48 e o FS considerando o confinamento normal à encosta, L_n , já que a topografia sobre o conduto é natural e não a resultante da escavação, foi de 1,3. Foram efetuados ensaios em furos de sondagem de acordo com a metodologia descrita anteriormente. O comportamento, após a pressurização do conduto, tem sido excelente.

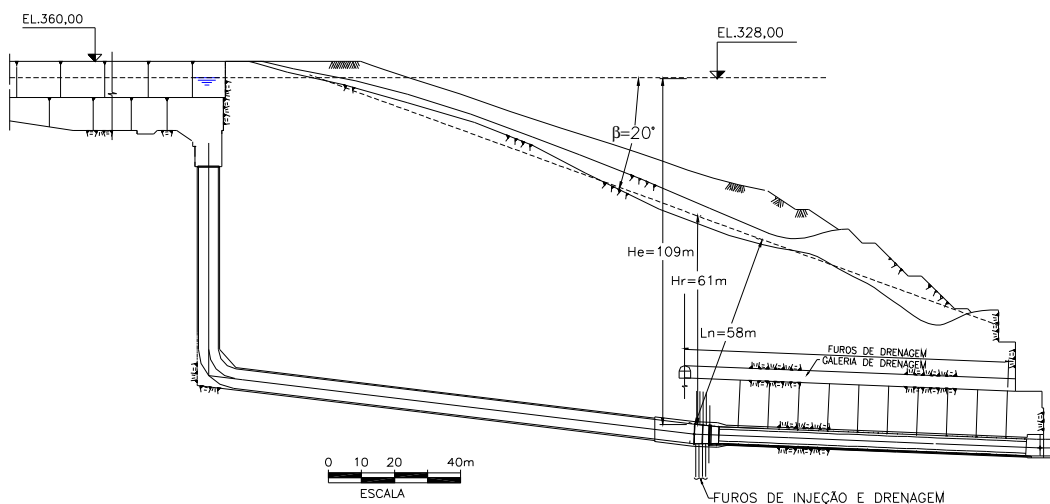


Figura 7 – Jauru

UHE QUEBRA QUEIXO

A usina de Quebra Queixo, no rio Chapecozinho, Santa Catarina, tem um circuito hidráulico muito semelhante àquele da usina de Jaurú. Ele consta de um único *shaft* vertical com 70 m de profundidade complementado por um túnel subhorizontal com comprimento de cerca de 370 m, Figura 8. A geologia é constituída por derrames de basalto, capeados por derrames de rio-dacitos, tal como ocorre na maior parte dos aproveitamentos do rio Uruguai e afluentes. O túnel forçado foi escavado em sua maior parte em basalto, sendo que o trecho subhorizontal situa-se todo no interior de um derrame bastante espesso, em condição bastante favorável. A cobertura local de solo residual e talus, entretanto, mostrou-se instável e requereu contenções. Considerando este fato, o comprimento de 120 m do trecho blindado foi

definido preliminarmente para um *cover ratio* de aproximadamente 0,5 em relação à carga hidráulica dinâmica de operação (H_d). A cobertura de rocha (H_r) no início da blindagem mede cerca de 65 m. Para um γ_r médio de $2,75 \text{ tf/m}^3$, tem-se fatores de segurança da ordem de 1,4 para $k_0 = 1,0$ e 1,1 para $k_0 = 0,8$. Usando o critério Norueguês, uma vez que o L_n da topografia natural, sem contar com o solo, é da ordem de 60 m, o FS, para $k_0 = 1$ e usando H_d , resulta igual a 1,15. A estimativa de comprimento da blindagem foi confirmado por meio de ensaios de macaqueamento hidráulico em uma sondagem localizada no início da blindagem. Verificou-se que para pressões de até $1,5 \times H_d$ não houve sinais de abertura de fraturas. A drenagem do trecho blindado é feita através de uma galeria paralela ao túnel, que se prolonga para montante alguns metros além do início da blindagem, terminando em uma galeria transversal a partir da qual foi implementado um leque de drenos visando a interceptar eventuais fluxos de água paralelos ao túnel. O diâmetro de escavação do túnel e do shaft é de 6,70 m, e a montante da blindagem o conduto é revestido com concreto moldado com espessura de 0,35 m, armado nos primeiros 12 m a montante da blindagem. A pressurização do túnel deu-se em junho de 2.003 e as pressões de água induzidas no maciço vêm sendo acompanhadas pelo sistema de piezometria. Apenas três drenos da galeria transversal apresentam pressão de água. A maior pressão registrada é da ordem de 50% da pressão estática do reservatório. Nenhum dos drenos situados no trecho blindado apresenta pressão de água superior ao nível do piso da galeria, confirmando a eficácia dos anéis de injeção e drenagem situados no início da blindagem e o bom funcionamento geral da estrutura.

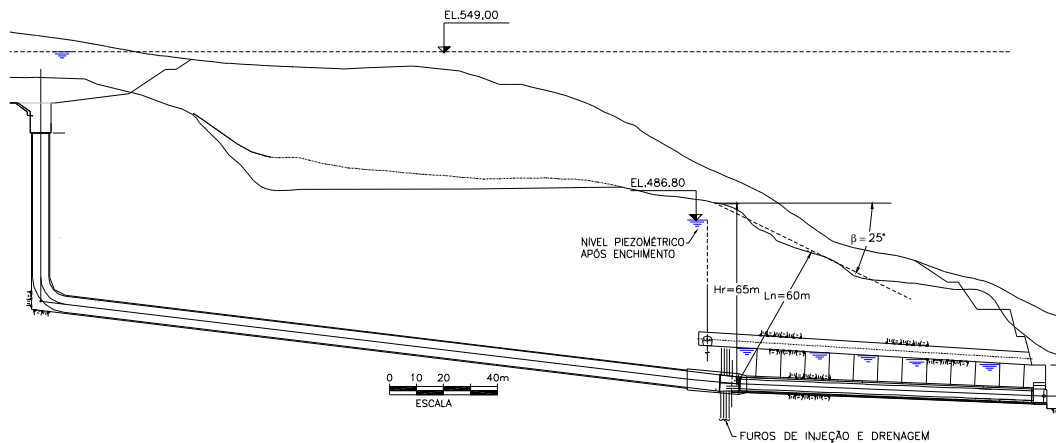


Figura 8 – Quebra Queixo

AHE ITAPEBI

A usina de Itapebi, no rio Jequitinhonha, estado da Bahia, a cerca de 70 km da foz, é a última da cascata de usinas previstas neste rio. O enchimento do reservatório foi efetuado em dezembro de 2.002. A parte subterrânea do circuito de geração é constituída por três túneis forçados, na ombreira direita, que levam a uma casa de força a céu aberto, encaixada na encosta. Os túneis forçados, com 8 m de diâmetro, compõem-se de shafts verticais, escavados com o auxílio de um equipamento de *raise boring*, e trechos subhorizontais, comprimentos totais em torno de 160 m. A geologia é de granitos-gnaisses resistentes, porém com intercalações planares de anfibolitos e biotita-xistos. Estas últimas, que formam camadas milimétricas a métricas de grande extensão, constituíram-se no principal problema geológico do local, devido à sua baixa resistência ao cisalhamento. Dependendo de sua orientação, elas condicionaram em vários locais a estabilidade das escavações a céu aberto e subterrâneas, tendo exigido cuidados e tratamentos especiais. Na margem esquerda, onde as condições mostraram-se críticas, elas causaram um escorregamento de rocha de grande porte que obrigou a alterar profundamente o projeto do vertedouro e da ombreira esquerda da barragem. No caso dos túneis forçados e da casa de força, embora as condições fossem menos desfavoráveis, elas obrigaram a efetuar extensos trabalhos de contenção, por meio de tirantes, chavetas e drenagem. Os túneis forçados receberam blindagem em aço em uma extensão aproximada de 45 m a partir da casa de força. No extremo de montante da blindagem, o *cover ratio* é da ordem de 0,8. Considerando um γ_r médio de $2,6 \text{ tf/m}^3$, a cobertura de rocha (H_r) de 68 m e utilizando $H_d = 107 \text{ m}$, face à geologia mais problemática, o fator de segurança seria da ordem de 1,6 para $k_0 = 1$ e de 1,3 para $k_0 = 0,8$. Nota-se que pelo critério norueguês o FS seria de 0,65, confirmando que este critério não se aplica a geometrias escavadas. O comprimento da blindagem, determinado com base no critério de cobertura vertical de rocha, foi a seguir verificado pela execução de ensaios de macaqueamento hidráulico em uma sondagem localizada no início da blindagem. Neste ensaio a rocha foi submetida a pressões de até $2,3 \times H_d$ sem demonstrar indícios de abertura de fraturas. A montante da blindagem, os túneis receberam um revestimento em concreto simples com espessura de 0,40 m, com finalidade de evitar possíveis quedas de blocos e de minimizar as perdas de carga. Nos túneis 1 e 2 o revestimento é armado em uma extensão de 25 m no trecho de transição entre a blindagem e o concreto. No túnel 3, entretanto, a presença de um feixe de camadas de biotita-xisto determinou a adoção de um revestimento em concreto armado em toda a extensão do trecho subhorizontal, visando a minimizar o efeito da maior deformabilidade do maciço rochoso neste local. Após a pressurização, as medidas dos piezômetros instalados a montante da blindagem vêm indicando pressões elevadas. Em particular, no túnel 1, as pressões aproximam-se do nível do reservatório, indicando comunicação com uma

descontinuidade de alta condutividade hidráulica, a qual deve ser alimentada por fissuras no revestimento de concreto não armado. Entretanto, não há registro de surgências de água sob pressão em nenhum ponto da galeria de drenagem e nem nos taludes de montante da escavação da casa de força, o que indica que o problema é localizado. Os piezômetros instalados a jusante do início da blindagem indicam níveis piezométricos abaixo do piso da galeria de drenagem, demonstrando a eficácia dos anéis de injeções e drenagem existentes no início da blindagem (Figura 9, túnel 1).

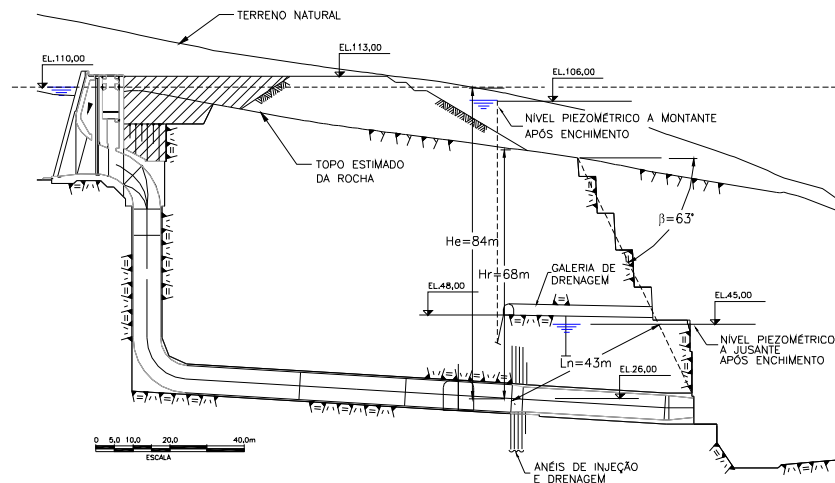


Figura 9 – Itapebi

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Hoek, E. e Brown, E. T. (1980), *Underground Excavations in Rock*, The Institution of Mining and Metallurgy, Londres, Inglaterra.
- Deere, D. U. (1983), *Unique Geotechnical Problems at some Hydroelectric Projects*, Proceedings of the 7th Pan Am Soil Mechanics Conference, Vancouver, Canada, pp. 865-888.
- Hendron, A.J., Fernandez, G., Lenzini, P., Hendron, M. A. (1987), *Design of Pressure Tunnels*, The Art and Science of Geotechnical Engineering at the Dawn of the 21st Century, pp. 161-192.
- EPRI, Electric Power Research Institute (1987), *Design Guidelines for Pressure Tunnels and Shafts*, Research Project 1745-17, Final Report, Palo Alto, EUA.
- Benson, R. P. (1988), *Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels*, International Symposium on Tunnelling for Water Resources and Power Projects, Nova Delhi, India.
- Alvarez, T. A. (1997), *A Study of the Coupled Hydro-Mechanical Behavior of Jointed Rock Masses around Pressure Tunnels*, Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, EUA.
- Kanji, M. A. (1998), *Experiences with Hydro-Jacking Tests for the State of Stress Determination in Jointed Rock Masses*, Proceedings of the 5th South American Conference on Rock Mechanics, Design and Construction in Mining, Petroleum and Civil Engineering, Santos, Brasil, pp. 99-105.
- Merritt, A. H. (1999), *Geologic and Geotechnical Considerations for Pressure Tunnel Design*, Geo-Engineering for Underground Facilities, ASCE Special Publication No. 90, Proceedings of the 3rd National Conference, G. Fernandez and R. Bauer, Ed., Univ. of Illinois, EUA.