

Sessão — dia 02/08/1976

**CÁLCULO EXPEDITO DA ESTABILIDADE DE TÚNEIS
E DE SUAS NECESSIDADES DE SUPORTE**

Expositor:

**Prof. Dr. Carlos Diniz da Gama
EPUSP/DMGA — IPT**

Coordenador:

**Prof. Dr. Wildor Theodoro Hennies
EPUSP**

I. INTRODUÇÃO

A maior parte dos sistemas de suporte de túneis e de galerias, que se instalam presentemente, são estabelecidos através de fórmula empíricas, ou por simples analogia com outros sistemas de suporte cujo comportamento tem-se revelado estável ao longo do tempo.

Esse procedimento, que pouca importância dá aos custos de suporte, nem possibilita a estimativa de fatores de segurança, parece justificar-se em face da habitual ignorância (ou pelo menos, o desconhecimento) das propriedades mecânicas das rochas no local onde irá ser escavado o túnel, assim como do estado de tensões reinante "in situ". Além destes fatores, a real atuação dos próprios sistemas de suporte, e as simplificações grosseiras que são introduzidas pelos métodos empíricos de cálculo tem contribuído para o caráter pouco científico que apresentam os projetos de suporte de túneis.

Por outro lado, os engenheiros dispõem hoje de poderosos computadores capazes de aplicar técnicas numéricas de análise estrutural (como por exemplo, o método dos elementos finitos) à resolução dos problemas criados pela concepção e projeto dos suportes das escavações subterrâneas. Existem também computadores analógicos especialmente construídos para resolver idênticos problemas.

Nestas circunstâncias, como se explica que haja tão pouca interação entre o teórico e o prático no que se refere ao estudo da estabilidade de escavações subterrâneas?

Em parte, a resposta a esta pergunta pode ser dada pelo desconhecimento dos fatores acima enumerados, que para serem traduzidos numericamente com o detalhe exigido pelos métodos computacionais, necessitariam da realização prévia de dispendiosos trabalhos de prospecção e caracterização geomecânica. Pode dizer-se que atualmente o maior obstáculo à utilização do método dos elementos finitos reside na dificuldade prática que se tem para a determinação de todos os parâmetros exigidos pelo método.

Associando esta dificuldade à reconhecida imperfeição dos métodos empíricos de cálculo, resta concluir que no meio termo se pode encontrar a solução para o problema: utilizar convenientemente os conceitos de teoria da Elasticidade e de Resistência de Materiais em conjugação com os princípios básicos da Mecânica dos Solos e das Rochas.

Embora esta via de tratamento do problema não seja novidade, é habitual observar-se nos textos da especialidade um conjunto de aproximações que a tornam menos realística.

Por essa razão, o problema é aqui abordado com maior generalidade, procurando-se não introduzir hipóteses aproximativas. É também enfatizada a necessidade de partir do conhecimento de um estado de tensão atuante à profundidade a que se pretende escavar o túnel, assim como a descrição dos

parâmetros indispensáveis aos cálculos envolvidos na determinação das espessuras de rocha fraturada em torno da cavidade, das deformações destas, das tensões a aplicar pelo sistema de suporte e das várias opções disponíveis de suporte.

É também referida a influência das descontinuidades geológicas sobre a seleção dos sistemas de suporte, em virtude de os métodos clássicos de cálculo considerarem a rocha antes da abertura da escavação como um material elástico, homogêneo e contínuo. Ora, a experiência confirma que a compartimentação dos maciços rochosos exerce uma influência fundamental no comportamento mecânico e na atuação dos sistemas de suporte, pelo que a sua consideração é indispensável em todos os projetos desta natureza.

Por este motivo é feita referência especial às Classificações Geomecânicas dos Maciços Rochosos, cuja aplicação na previsão das necessidades de suporte dos túneis tem sido recentemente comprovada pro diferentes exemplos reais.

II. — DETERMINAÇÃO DAS NECESSIDADES DE SUPORTE DE UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

Os objetivos do suporte subterrâneo podem-se sintetizar em três itens:

- a. garantir a segurança de pessoas e equipamentos que usem a cavidade para qualquer fim;
- b. assegurar que a cavidade realiza a função para a qual foi construída, durante o tempo previsto para a sua utilização;
- c. se a cavidade se destinar ao transporte de um fluido, melhorar as condições de fluxo desse fluido.

Em qualquer situação, o sistema de suporte a instalar deve caracterizar-se por sua simplicidade, robustez, eficácia e baixo custo.

É evidente que o melhor processo de suporte é sempre aquele que é constituído apenas pela rocha que rodeia as escavações, mobilizando a sua capacidade de auto-sustentação. Tal processo é explicável pela criação de um arco de pressões entre os apoios formados pelas paredes do vão da escavação, de modo que o teto imediato da mesma fica constituído por rocha **descomprimida**, susceptível de cair por ações do seu peso próprio. Adicionalmente, o arco de pressões pode gerar concentrações de tensões nas extremidades do vão, as quais podem originar roturas da rocha por ações de cisalhamento.

As classificações dos suportes podem ser várias, em função dos critérios utilizados. Contudo, é importante distinguir entre dois tipos de suporte, consoante as suas funções se destinam ao reforço da cavidade (elementos de sustimento) ou à proteção da cavidade (elementos de revestimento).

Em princípio, os revestimentos não são destinados a promover qualquer reforço estrutural da escavação, pois destinam-se à proteção da periferia desta, impermeabilizando o interior dela e evitando oxidações e alterações da rocha, só eventualmente podendo contribuir para a sustentação de blocos soltos do teto. Está neste caso o conhecido concreto projetado ("Shotcrete") cuja função essencial é de revestimento da cavidade e não de suporte.

Um tipo particular de suporte é o tirante (também chamado suporte suspenso) cujo esforço do sustimento é exercido entre o seu ponto de ancoragem, situado no interior do maciço e a extremidade tensionada que se localiza na periferia da escavação.

Embora a ação dos tirantes, quando dispostos em malhas regulares e/ou instalados em sobreposição a redes metálicas, se possa considerar de sustimento contínuo do teto das escavações, na maioria dos casos a sua ação se resume à proteção localizada quanto à queda de blocos isolados.

O problema da determinação da necessidade ou dispensa de suporte em torno de uma escavação subterrânea pode ser analisado de acordo com Jaeger, a partir do conhecimento da distribuição de tensões na rocha que rodeia a cavidade.

Para o caso particular dos tuneis ou galerias de eixo horizontal, admite-se a criação de um estado plano de deformação nas secções perpendiculares ao respectivo eixo, suficientemente afastadas da extremidade.

Se o estado de tensão virgem (ou pré-existente) for caracterizado por duas tensões principais V e H , nas direções vertical e horizontal, respectivamente, a conhecida análise elástica do problema do orifício circular de raio a aberto num campo bidimensional de tensões fornece as seguintes componentes após a abertura da cavidade:

$$\sigma_{\theta} = \frac{H + V}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{H - V}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^2}\right) \cos 2\theta \quad \dots \dots \dots [1]$$

$$\sigma_r = \frac{H + V}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{H - V}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \quad [2]$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{V - H}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \quad \dots \dots \dots [3]$$

A Fig. 1 representa essa situação, onde r traduz a distância de qualquer ponto do terreno ao centro da escavação. Na periferia do túnel ($r = a$) é evidentemente $\sigma_r = 0$ e

$$\sigma_{\theta} = H(1 - 2 \cos 2\theta) + V(1 + 2 \cos 2\theta) \dots \dots \dots [4]$$

verificando-se que σ_{θ} varia entre $3V - H$ (para $\theta = 0^{\circ}$) e $3H - V$ (para $\theta = 90^{\circ}$, ou seja, no teto do túnel). É claro que a tensão tangente σ_{θ} pode ser negativa, o que dá origem ao aparecimento de trações em torno da escavação, capazes de provocar a ruptura da rocha.

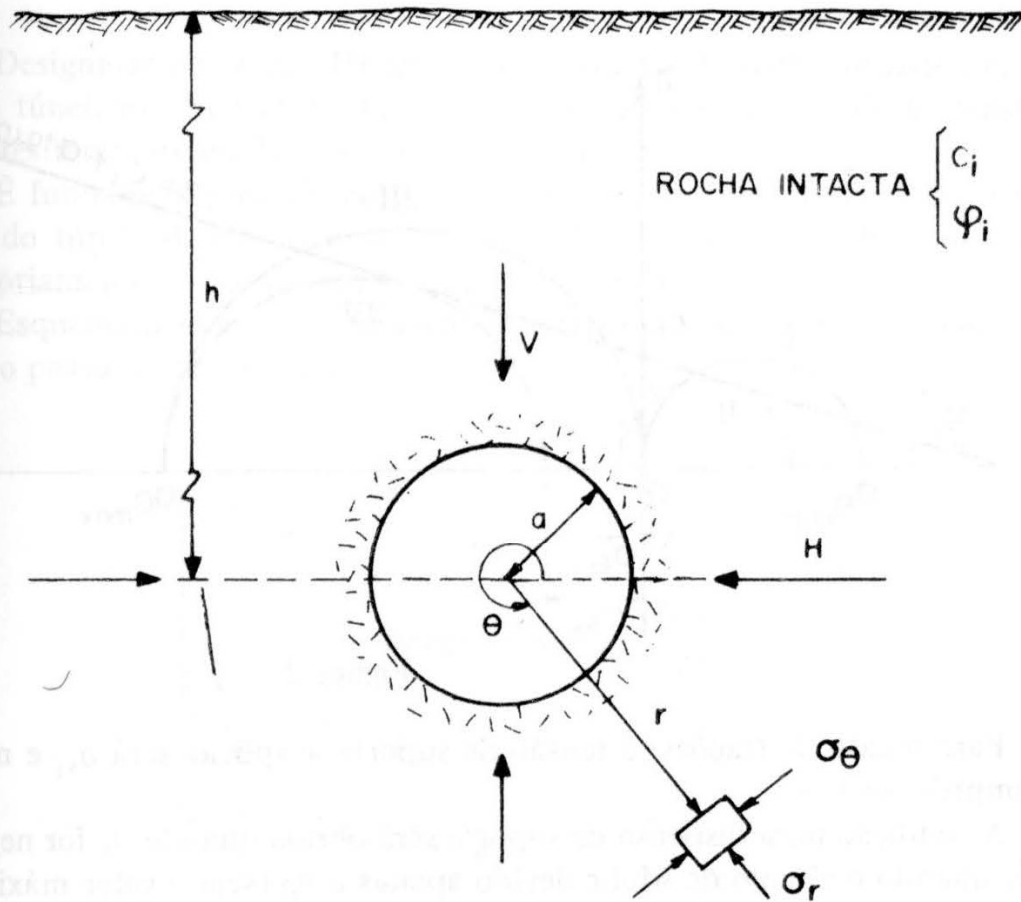


Figura 1

É importante notar que nas expressões de σ_{θ} , σ_r e $\tau_{r\theta}$ não figuram quaisquer constantes elásticas da rocha, e além disso essas tensões são independentes do raio da cavidade, porque nas suas fórmulas aparece a relação a/r , que exprime a distância medida a partir da periferia da escavação.

É usual definir o conceito de concentrações de tensões pelo quociente entre as tensões atuantes num ponto do terreno após a abertura da cavidade e as tensões nele verificadas antes dessa escavação.

Ainda considerando a periferia do túnel ($r = a$) constata-se que o valor máximo de σ_{θ} em compressão depende das grandezas relativas de θ , V e H , podendo causar roturas da rocha, por ações de cisalhamento.

Utilizando o critério de Mohr-Coulomb poder-se-á analisar a ocorrência ou não de roturas por cisalhamento e por tração na periferia do túnel, desde que sejam conhecidos os parâmetros de resistência c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito interno) da rocha. Na Fig. 2 representam-se os valores máximo e mínimo de σ_θ sobre a periferia do túnel, supondo que intersectam a reta de Mohr-Coulomb característica do material rochoso, sendo necessário adicionar uma tensão radial de suporte σ_s para que os novos círculos (a tracejado) passem a ser tangentes à reta.

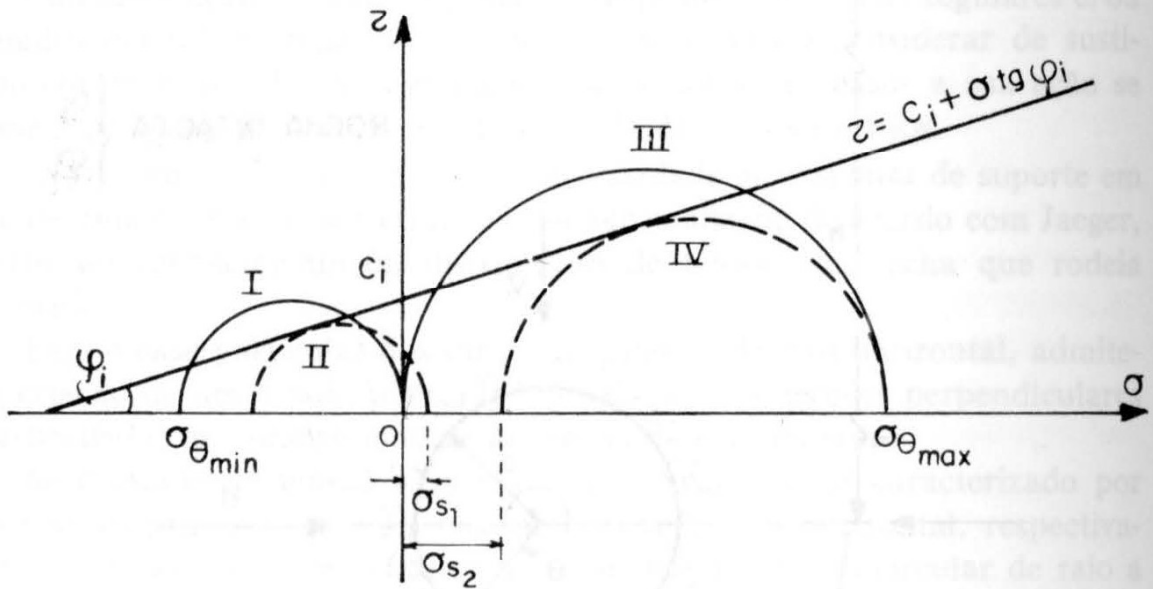


Figura 2

Para o caso de trações, a tensão de suporte a aplicar será σ_{s1} e no caso de compressões é σ_{s2} .

A condição para dispensa de suporte será obtida quando σ_s for negativo, isto é, quando o círculo de Mohr devido apenas a σ_θ (seja o valor máximo ou o valor mínimo) não intersecta a reta envolvente.

Tal condição por expressar-se por:

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_s}{2} = \left(\frac{\sigma_\theta + \sigma_s}{2} + c \cotg \phi \right) \sin \phi \dots \dots \dots [5]$$

donde resulta:

$$\sigma_s = \frac{1}{1 + \sin \phi} \sigma_\theta (1 - \sin \phi) - 2 c \cos \phi \dots \dots \dots [6]$$

ou ainda:

$$\sigma_s = \frac{1}{1 + \sin \phi} H(1 - 2 \cos 2\theta) + V(1 + 2 \cos 2\theta) (1 - \sin \theta) - 2 c \cos \phi [7]$$

Nestas circunstâncias, o cálculo de σ_s pela expressão anterior, permite estabelecer que:

- $\sigma_s < 0$ dispensa suporte
- $\sigma_s > 0$ necessita suporte

Neste último caso, o projetista deve prosseguir os seus estudos com os tópicos a seguir enunciados.

III. — CÁLCULO DO RAIOS CLÁSTICO

Designa-se por zona clástica, todo o volume de rocha situado em torno de um túnel, na situação de material fraturado, em virtude de as tensões aí reinantes terem excedido a resistência da rocha.

É fundamental estabelecer qual a dimensão dessa zona clástica envolvente do túnel, dimensão essa que é conhecida por raio clástico, embora impropriamente, visto que varia com a direção, ou seja, com ângulo θ .

Esquemáticamente, tal situação está representada na Fig. 3, onde o raio clástico possui a dimensão b .

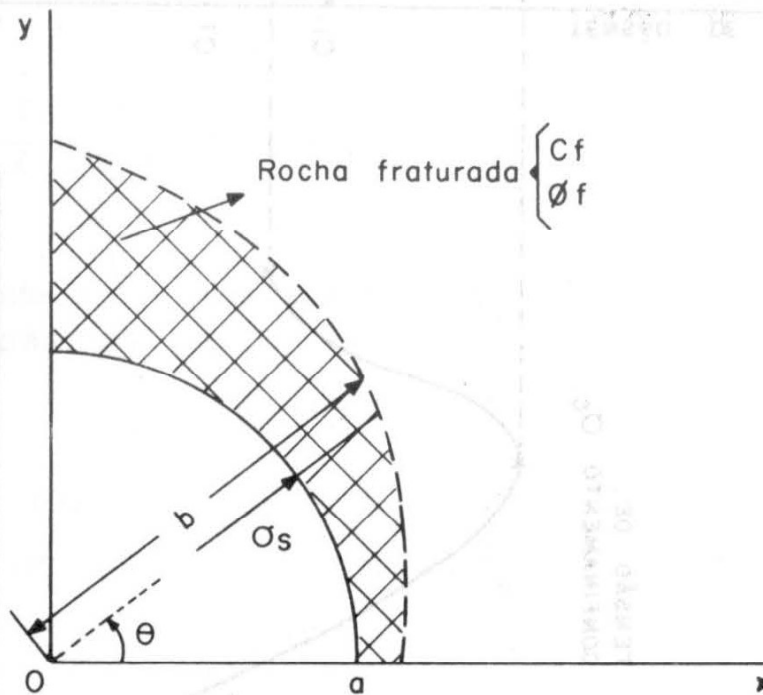


Figura 3

As propriedades da rocha fraturada que se situa no interior da zona clástica são diferentes das propriedades da rocha elástica exterior (para $r > b$).

Em regra, a fraturação dá origem a uma diminuição da coesão e do ângulo de atrito interno, os quais poderão ser medidos em ensaios apropriados. Na Fig. 4 representa-se esquemáticamente essa deterioração dos parâmetros de resistência da rocha, após a fraturação, ou seja, depois de na curva tensão-deformação ter sido atingido a tensão máxima de resistência da rocha.

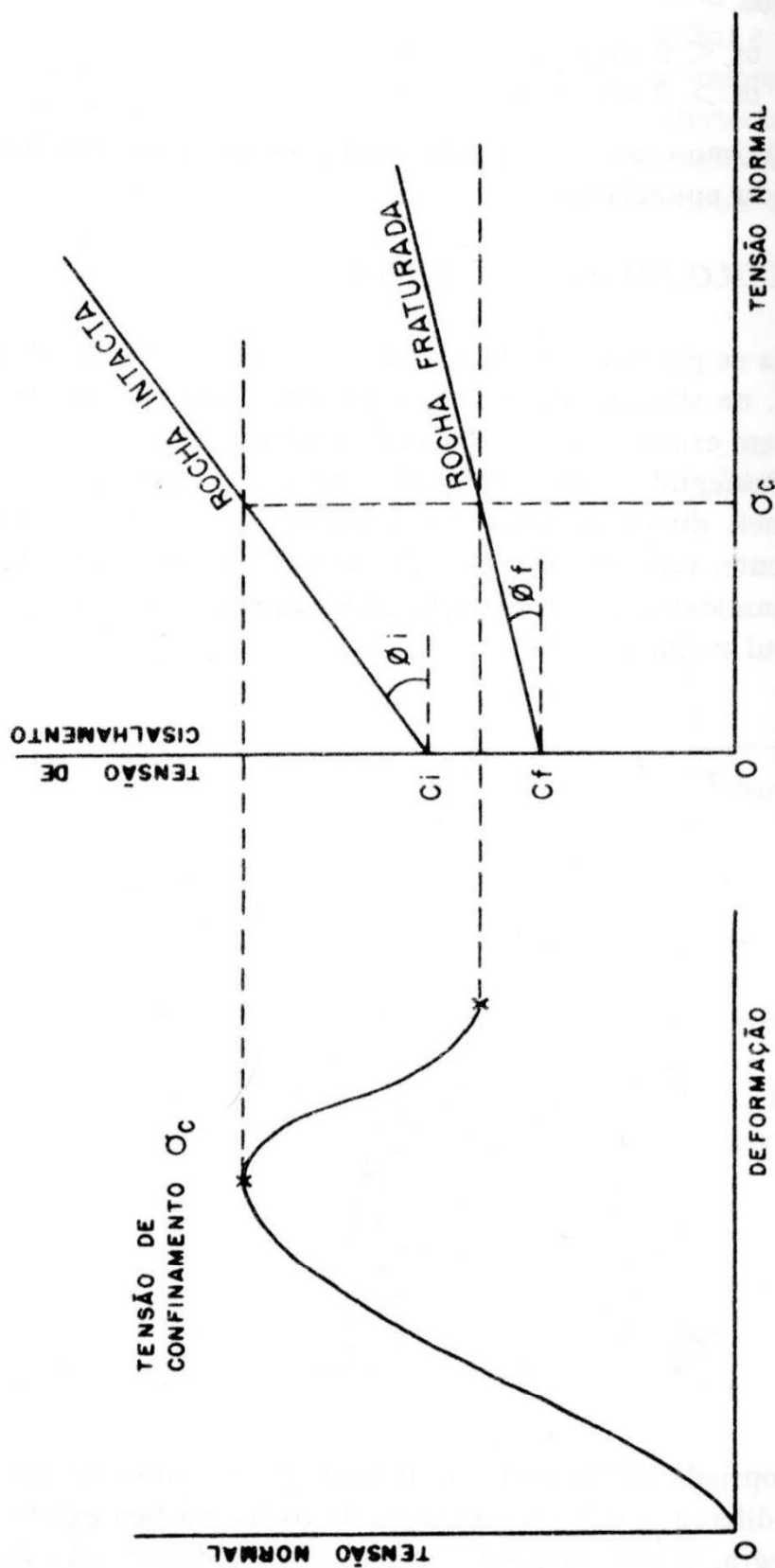


Figura 4

A correspondência desse ponto com o diagrama $\bar{\sigma} - \sigma$ (de Mohr) é feita considerando a tensão de confinamento atuante, σ_c , à profundidade do túnel.

Nessas condições, a rocha fraturada passa a ser caracterizada pelos parâmetros:

$$C_f < C_i \dots\dots\dots [8]$$

$$\phi_f < \phi_i \dots\dots\dots [9]$$

inferiores aos da rocha intacta.

Para efeitos de cálculo do raio clástico dividiremos a análise em 2 partes, respectivamente quanto as roturas da rocha ocorrem por cisalhamento, ou quando acontecem por tração. O conhecimento do valor e do sinal de θ (que como vimos depende de V, H e θ) indicará em qual dos dois regimes se prevê que a rocha fracture.

A — Rotura da rocha por cisalhamento

De acordo com o diagrama da Fig. 5, no lado positivo do eixo das tensões normais sabemos que a condição de equilíbrio limite ocorre em $r = b$, quando:

$$\frac{\sigma_\theta + C_i \cotg \phi_i}{\sigma_r + C_i \cotg \phi_i} = \frac{1 + \sin \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \dots\dots\dots [10]$$

Substituindo σ_θ e σ_r pelas suas expressões (1) e (2) resulta a seguinte equação do 4º grau em r:

$$[(H - V) \cos 2\theta + (H + V) \sin \phi_i + 2 C_i \cos \phi_i] r^4 - [(H + V)a^2 + (H - V)2a^2 \cos 2\theta(1 + \sin \phi_i)]r^2 + (H - V)3a^4 \cos 2\theta = 0 \quad [11]$$

$$b^2 = \frac{(H + V) \frac{a^2}{2} + (H - V)a^2 \cos 2\theta (1 + \sin \phi_i)}{(H - V) \cos 2\theta + (H + V) \sin \phi_i + 2 C_i \cos \phi_i} + \quad [12]$$

$$+ \frac{\sqrt{[(H + V) \frac{a^2}{2} + (H - V)a^2 \cos 2\theta (1 + \sin \phi_i)]^2 - [(H - V)3a^4 \cos 2\theta \times (H - V) \cos 2\theta + (H + V) \sin \phi_i + 2 C_i \cos \phi_i]}}{(H - V) \cos 2\theta + (H + V) \sin \phi_i + 2 C_i \cos \phi_i}$$

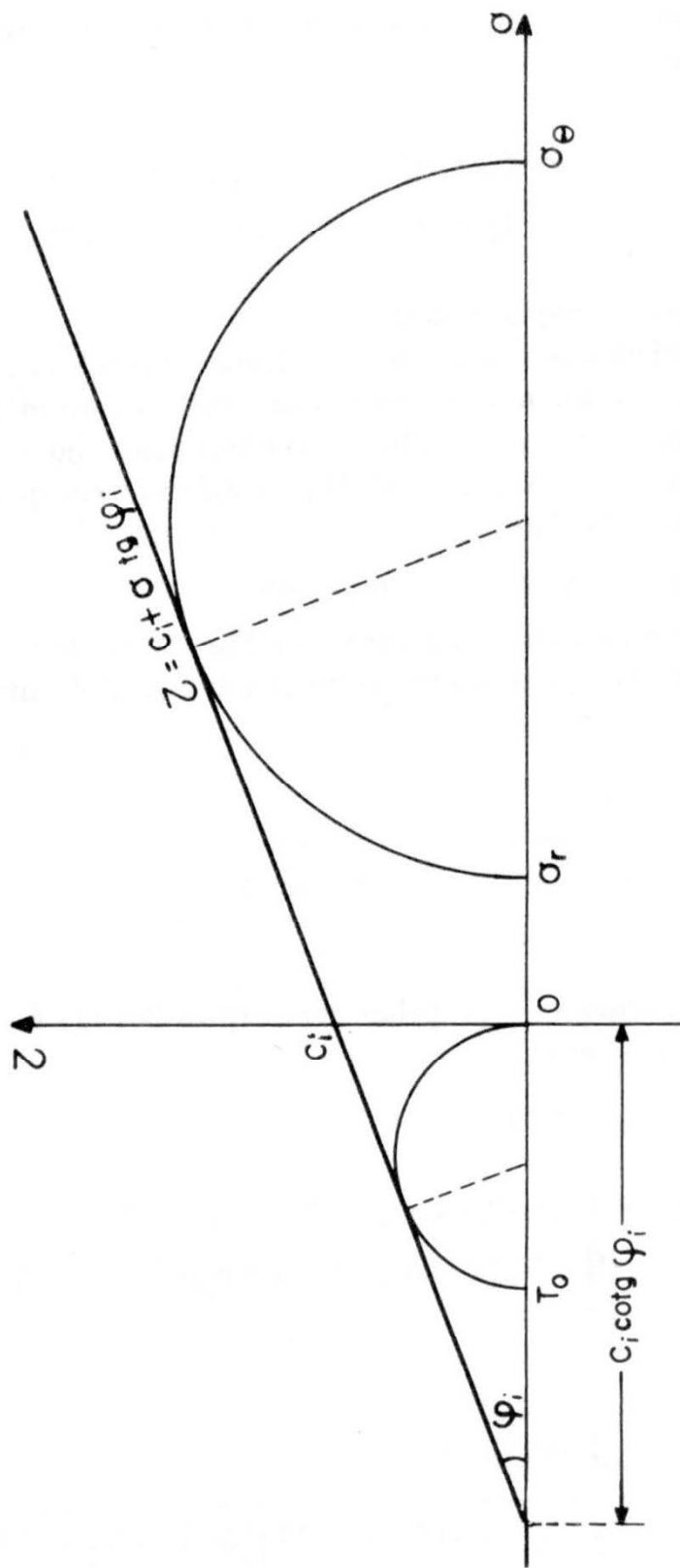


Figura 5

Note-se que se o estado de tensão pré-existente for hidrostático $V = H = Q$, resulta simplesmente:

$$b^2 = \frac{Q a^2}{Q \sin \phi_i + C_i \cos \phi_i} \dots \dots \dots [13]$$

Usando o critério de rotura de Tresca ($\phi_i = 0$) esta expressão vem:

$$b^2 = \frac{Q a^2}{C_i} \dots \dots \dots [13']$$

a qual coincide com a fornecida por Mello Mendes (pag. 140).

B — Rotura da rocha por tração

A mesma figura 5, na região das tensões normais negativas, representa a resistência da rocha à tração T_0 . Em função da coesão e do ângulo de atrito interno, T (que tem sinal negativo) é dada por:

$$T_0 \leq \frac{-2 C_i \cos \phi_i}{1 + \sin \phi_i} \dots \dots \dots [14]$$

O sinal igual traduz a condição de equilíbrio limite.

O critério de rotura será o de considerar a rotura da rocha sempre que (negativo) exceder a resistência da rocha à tração.

Matematicamente essa condição expressa-se por:

$$\frac{H+V}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{H-V}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta = - \frac{2 C_i \cos \phi_i}{1 + \sin \phi_i} \dots \dots [15]$$

Resulta também uma equação do 4º grau:

$$\left[\frac{2 C_i \cos \phi_i}{1 + \sin \phi_i} - \frac{H-V}{2} \cos 2\theta + \frac{H+V}{2} \right] r^4 + \left(\frac{H+V}{2} a^2 \right) r^2 - 1.5 (H-V) a^4 \cos 2\theta = 0 \dots \dots \dots [16]$$

que fornece o valor do raio clástico nas zonas onde ocorre tração:

$$b^2 = \frac{-0.25(H+V)a^2 + \sqrt{[-0.25(H+V)a^2]^2 + 1.5(H-V)a^4 \cos 2\theta \left[\frac{2 C_i \cos \theta_i}{1 + \sin \theta_i} - \frac{H-V}{2} \cos \theta + \frac{H+V}{2} \right]}}{\frac{2 C_i \cos \phi_i}{1 + \sin \phi_i} - \frac{H-V}{2} \cos 2\theta + \frac{H+V}{2}} \quad \dots \dots \dots [16]$$

Por consequência, o raio clástico em torno do túnel é calculado pela primeira ou por ambas as relações que fornecem *b*, conforme na periferia do túnel só ocorram tensões de compressão, ou tensões de tração (para determinados valores do ângulo θ) e de compressão (para os valores do ângulo θ).

Alguns exemplos de cálculo das dimensões da zona clástica são apresentados nas figuras seguintes para o exemplo hipotético de um túnel circular com 3m de raio, aberto numa rocha intacta com uma coesão de 50 t/m² e um ângulo de atrito interno de 35° (valores típicos de rocha calcária).

Os estados de tensão são indicados pelas suas componentes vertical e horizontal e as letras T e C indicam as zonas de roturas por tração e por cisalhamento, respectivamente.

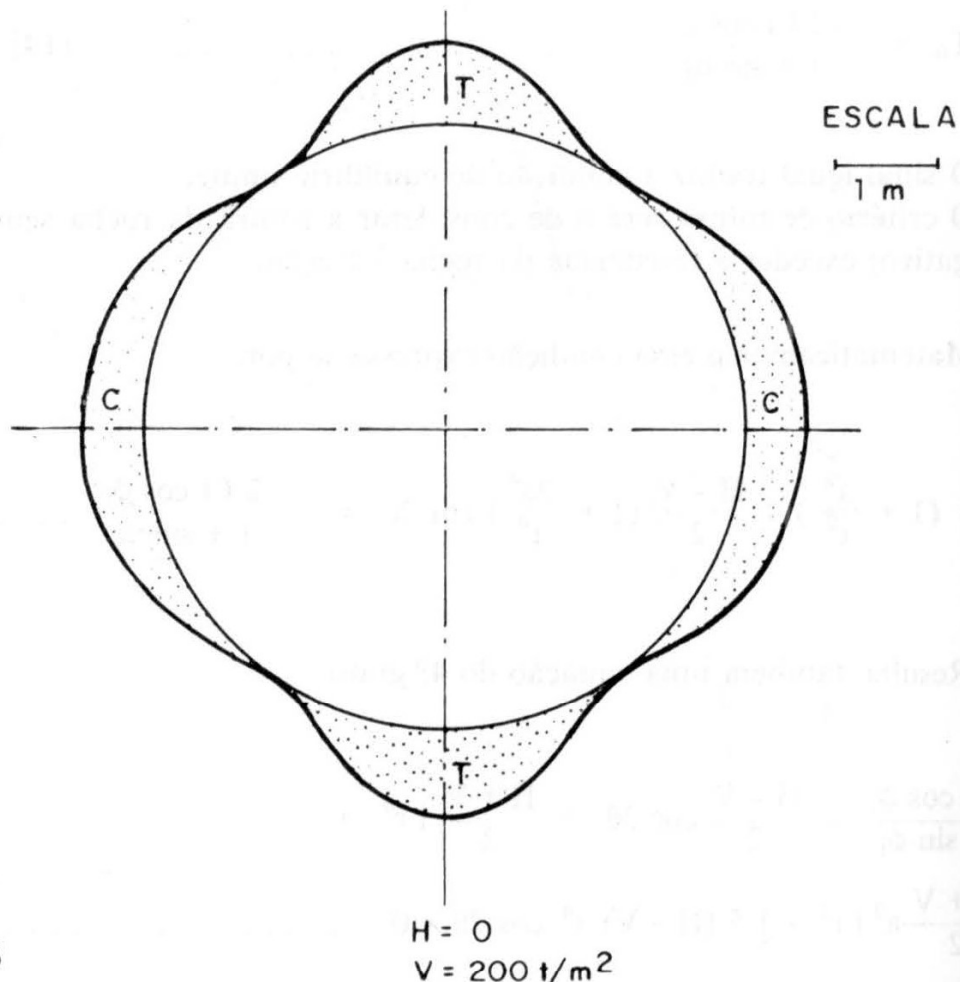


Figura 6

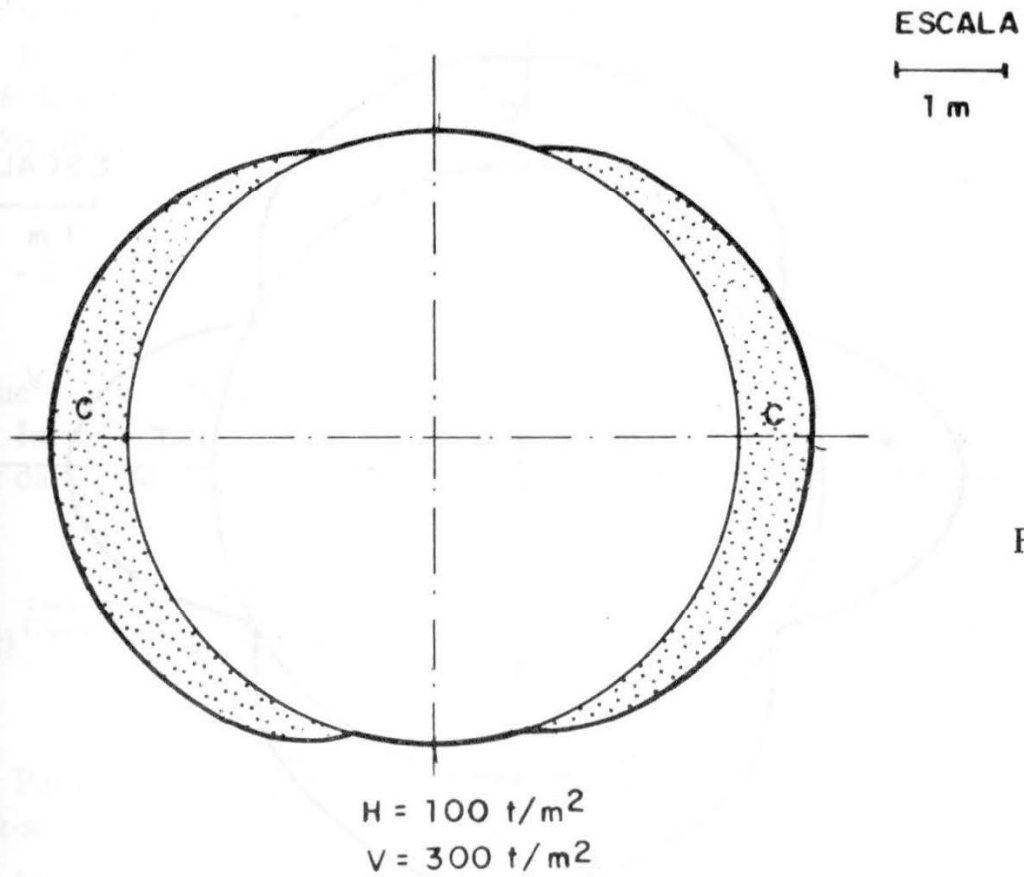


Figura 7

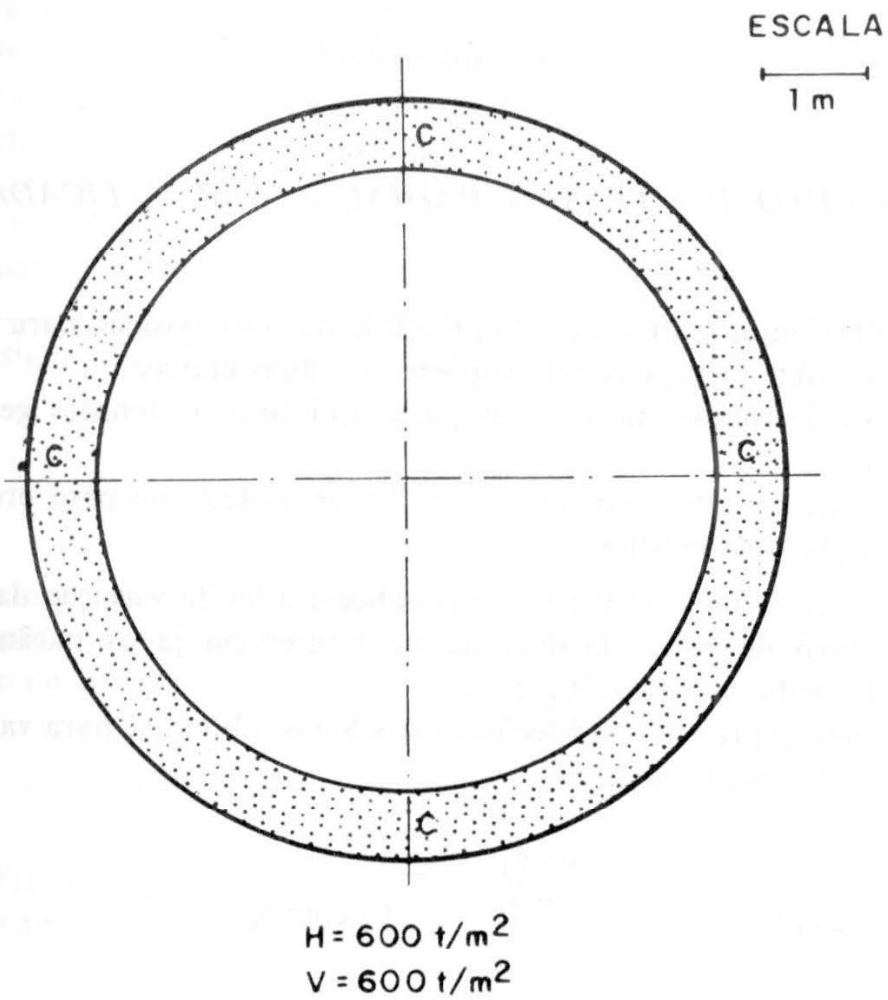


Figura 8

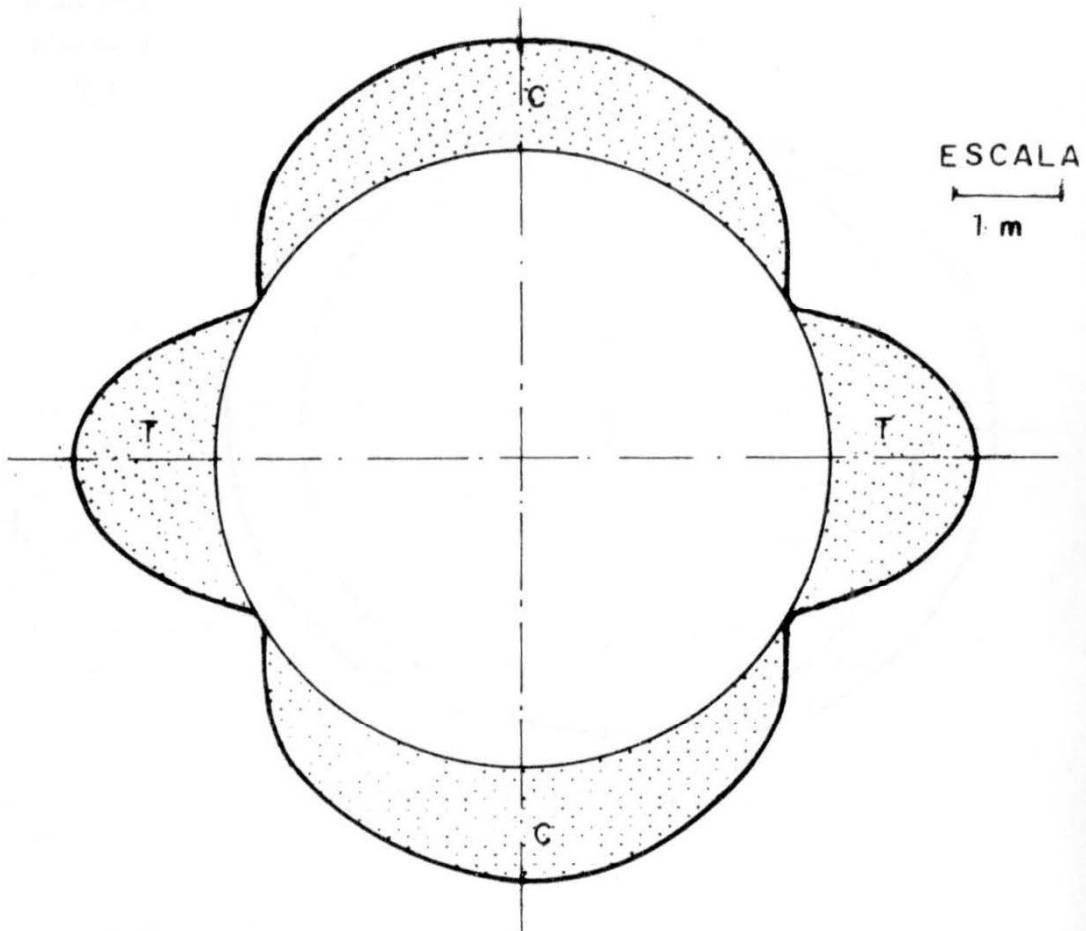


Figura 9 |

$H = 600 \text{ t/m}^2$
 $V = 0$

IV. — CÁLCULO DA TENSÃO RADIAL A SER APLICADA PELO SUPORTE

Consideraremos a aplicação do princípio da sobreposição para o cálculo das tensões a serem aplicadas pelo suporte, em duas etapas:

- A — pressões de suporte necessárias para equilibrar as tensões geradas na zona elástica;
- B — pressões de suporte destinadas a equilibrar o efeito do peso próprio dos blocos dentro da zona clástica.

No 1º item, torna-se indispensável conhecer a lei de variação das tensões radiais ao longo da zona clástica, na qual intervêm já os parâmetros de resistência da rocha fraturada C_f e θ_f .

Utilizando expressões da Mecânica dos Solos, obtem-se para variação da tensão radial na zona clástica:

$$\sigma_r = (\sigma_s + C_f \cotg \phi_f) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{1 + \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f} - 1} - C_f \cotg \phi_f \dots \dots \dots [17]$$

onde σ_s é a tensão radial aplicada pelo sistema de suporte.

Em virtude de a interface elástica-clástica estar situada à distância $r = b$ do centro, a condição de equilíbrio pode ser traduzida pela igualdade de tensões principais na direção tangente θ , ou seja; atendendo a (4);

$$H(1 - 2 \cos 2\theta) + V(1 + 2 \cos 2\theta) - \sigma_b = \frac{1 + \sin \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \sigma_b + 2 C_i \frac{\cos \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \quad [18]$$

em que é obtida de (17) fazendo $r = b$.

Introduzindo o valor de σ_b resulta uma expressão donde se retira o valor da tensão de suporte σ_b :

$$\sigma_s = \left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{2 \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f}} \left\{ \frac{1 - \sin \phi_i}{2} [H(1 - 2 \cos 2\theta) + V(1 + 2 \cos 2\theta)] - C_i \cos \phi_i - C_f \cotg \phi_f \left[-1 + \left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{2 \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f}} \right] \right\} \dots [19]$$

Para o caso particular hidrostático $V = H = Q$, esta expressão reduz-se à apresentada por Mello Mendes (pag. 391).

B — As ações do peso próprio dos blocos dentro da zona clástica dependem evidentemente do ângulo θ , sendo nulas para os valores compreendidos entre 180° e 360° .

Para cálculo desta parcela considera-se que a pressão exercida por cada m^2 de teto é igual ao peso, na direção radial de uma coluna de rocha com altura igual à espessura da zona clástica nessa direção.

No cálculo desse peso intervem o peso específico da rocha fraturada γ_f , que é igual ao da rocha sã, dividido pelo fator de empolamento característico da rocha.

Designando por σ_p essa pressão devida ao peso dos blocos, vem:

$$\sigma_p = \gamma_f \sin \theta [b(\theta) - a] \dots \dots \dots [20]$$

exprimindo-se em unidades de pressão.

Se pretendermos escrever σ_p por unidade de comprimento do túnel e por cada arco de 10° do teto, virá:

$$\sigma_p = \gamma_f \sin \theta [b(\theta) - a] \times 0.175 a \dots \dots \dots [21]$$

A Fig. 10 representa a ação do peso dos blocos da zona clástica resultante do caso já referido na Fig. 6 ($V = 200 \text{ t/m}^2$ e $H = 0$).

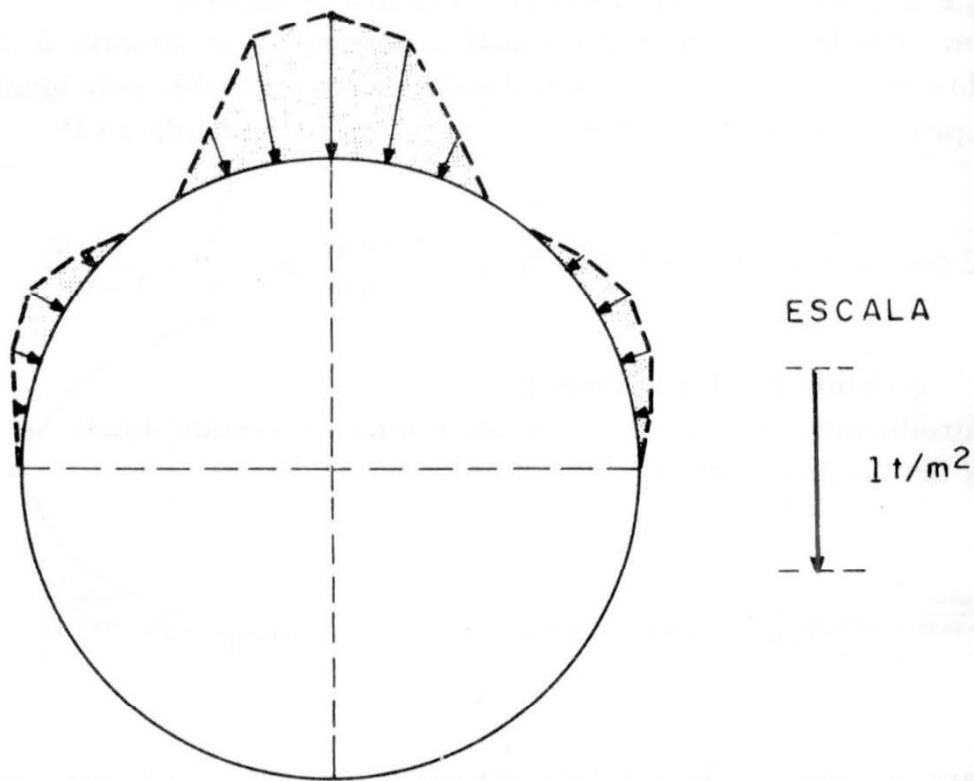


Figura 10

Pode observar-se que este efeito é dependente da forma da própria zona clástica, sendo mais pronunciado na vertical, como seria de esperar. No entanto, a sua grandeza é consideravelmente inferior à grandeza das pressões necessárias para equilibrar as tensões da zona clástica.

Realizando a simulação em computador de ambos os efeitos, constata-se que a pressão total a exercer pelo suporte seria a soma dos dois,

$$\sigma_t = \sigma_s + \sigma_p \dots\dots\dots [22]$$

sendo, para os casos representados nas Figuras 6 a 9 quase na totalidade constituída pela contribuição de σ_s .

Assim, admitindo para a rocha fraturada os parâmetros

$$\begin{aligned} C_f &= 5 \text{ t/m}^2 \\ \phi_f &= 20^\circ \\ \gamma_f &= 1.7 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

e mantendo os parâmetros já referidos para a rocha elástica, resultam as seguintes pressões (para o estado de tensão virgem definido por $V = 200 \text{ t/m}^2$ e $H = 0$):

INCLINAÇÃO θ°	PRESSÃO DE EQUILÍBRIO (t/m ²)	PRESSÃO DO PESO PRÓPRIO (t/m ²)	PRESSÃO TOTAL (t/m ²)
0	70.41	0	70.41
10	66.58	0.08	66.67
20	55.38	0.15	55.53
30	37.63	0.17	37.80
40	14.64	0.11	14.74
50	—	—	—
60	—	—	—
70	-59,05	0.24	-58,81
80	-66.08	0.59	-65.49
90	-68.02	0.73	-67.29

Pode observar-se que as regiões do teto do túnel submetidas à tração (ângulos superiores a 70°) dão origem a pressões negativas do suporte. Esse fato origina o desaparecimento das tensões de contacto entre o suporte e a rocha, de modo que o suporte deixa de ser atuante, exceto se for reforçado por meios exteriores.

V. — DEFORMAÇÕES DAS PAREDES DO TÚNEL

A dilatação da zona clástica pode ser atribuída a duas causas principais:

- A deformabilidade da rocha fraturada, a qual é dotada de uma elasticidade que se pode caracterizar pelo respectivo módulo de Young E_f .
- O empolamento da rocha fraturada resultante do desconfinamento na vizinhança das paredes do túnel.

Em relação à primeira causa, ela pode ser computada a partir do seguinte raciocínio: o material fragmentado provém de uma coroa circular de raio $(b-a)$, onde atuava inicialmente um estado de tensão (V, H) e onde passou a atuar uma tensão definida pela expressão (17).

Nessas condições, a dilatação de cada elemento de dimensão dr , ao passar do estado inicial ao final é

$$u = \frac{1}{E_f} \left[\frac{H+V}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta - (\sigma_s + C_f \cot \phi_f) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f}} + C_f \cot \phi_f \right] \quad [23]$$

O deslocamento radial total, devido apenas à elasticidade do material fraturado, é:

$$u_r = \frac{1}{E_f} \int_a^b u \, dr \quad [24]$$

o que permite obter

$$u_r = \frac{b-a}{E_f} \left(\frac{H+V}{2} + \frac{H-V}{2} \cos 2\theta + C_f \cotg \phi_f \right) -$$

$$- \frac{a^2 [H(\frac{1}{2} + 2 \cos 2\theta) + V(\frac{1}{2} - 2 \cos 2\theta)]}{3 E_f} (b^3 - a^3) + \frac{3 a^4 (H - V)}{10 E_f} (b^5 - a^5) -$$

$$- \frac{\sigma_s + C_f \cotg \phi_f [b \frac{1+\sin \phi_f}{1-\sin \phi_f} - a \frac{1+\sin \phi_f}{1-\sin \phi_f}]}{E_f \frac{1 + \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f} a \frac{2 \sin \phi_f}{1-\sin \phi_f}} \dots \dots \dots [25]$$

É também possível determinar a deformação radial específica, pela relação:

$$\epsilon_r = \frac{u_r}{b-a} \dots \dots \dots [26]$$

b. Quanto à dilatação devida ao empolamento da rocha fraturada no interior da zona clástica, trata-se de um problema complexo, em virtude da influência do fator tempo e da gravidade.

Em primeira aproximação, admitindo que o volume de rocha fraturada se empolou, dando origem a um raio interior do túnel igual a a' (sendo a' < a), por unidade de comprimento do túnel, será:

$$V_f = \pi (b^2 - a'^2) \dots \dots \dots [27]$$

e antes da abertura da cavidade, esse volume seria:

$$V_i = \pi(b^2 - a^2) \dots\dots\dots [28]$$

Por definição de fator de empolamento da rocha, estendido a toda a zona clástica, é:

$$F_e = \frac{V_f}{V_i} = \frac{b^2 - a'^2}{b^2 - a^2} \dots\dots\dots [29]$$

donde resulta

$$a' = \sqrt{b^2 - F_e (b^2 - a^2)} \dots\dots [30]$$

Nota-se que o fator de empolamento da rocha não pode ser considerado no estado completamente desconfinado, mas sim nas condições reinantes na parede do túnel, onde atua uma tensão de confinamento média σ_c .

Por definição de "bulk modulus" da rocha K (ou módulo de elasticidade volumétrica), tem-se:

$$K = \frac{\sigma_c}{\delta} \dots\dots\dots [31]$$

onde δ é a dilatação volumétrica.

Por consequência, expressando a dilatação em função do fator de empolamento, vem:

$$F_e = F_{e\max} - \frac{\sigma_c}{K} \dots\dots\dots [32]$$

onde $F_{e\max}$ representa o fator de empolamento da rocha para um confinamento nulo, isto é, na situação de blocos soltos.

Para cálculo da tensão de confinamento σ_c deve recorrer-se à expressão (17) que fornece a grandeza da tensão radial dentro da zona clástica, para uma distância média entre a e b .

Finalmente, pode ser calculada a deformação total das paredes do túnel sobrepondo as duas deformações acima consideradas.

VI. — TIPOS DE SUPORTE E SEU CÁLCULO EXPEDITO

Depois de conhecido o raio clástico e a tensão necessária para o suporte aplicar nas paredes do túnel, a fase seguinte consiste na especificação das características dos elementos de suporte.

Em virtude de existirem à disposição do projetista diversos sistemas de suporte, eles serão equacionados para cada caso, escolhendo-se entre eles aquele que apresentar menores custos.

Antes de passar em revista os sistemas mais comuns, admitiremos que a zona clástica exerce sobre o suporte uma pressão uniforme, de valor igual à maior tensão total

$$\sigma_{t_{max}} = \sigma_s + \sigma_p \dots\dots\dots [33]$$

conforme (22).

Designando essa pressão máxima por *p*, estudaremos os seguintes sistemas de suporte:

- a. Suporte contínuo, ao longo de toda a escavação.
- b. Suporte descontínuo, formado por elementos separados e com escoramento da rocha circundante.
- c. Tirantes e ancoragens, com ou sem redes metálicas associadas.

O primeiro sistema reveste interiormente o túnel, sendo construído geralmente com uma espessura uniforme, de dimensão *e* (que pode ser concreto estrutural, pré-moldado ou mesmo concreto projetado, resistente).

A teoria da Elasticidade, através do conhecido problema do cilindro oco, fornece as equações das tensões radial e tangente dentro do anel de suporte:

$$\sigma_r = A - \frac{B}{r^2} \dots\dots\dots [34]$$

$$\sigma_\theta = A + \frac{B}{r^2} \dots\dots\dots [35]$$

onde *r* representa a distância radial e *A* e *B* são constantes determináveis pelas condições de fronteira. Estas últimas podem expressar-se por:

Para *r* = *a* → $\sigma_r = f$ [36]

Para *r* = *a* - *e* → $\sigma_r = 0$ [37]

Substituindo estas condições em (34) e (35) resulta

$$A = f \frac{a^2}{e(2a - e)} \dots \dots \dots [38]$$

$$B = f \frac{a^2(a - e)^2}{e(2a - e)} \dots \dots \dots [39]$$

donde se obtém:

$$\sigma_r = \frac{f a^2}{e(2a - e)} \left[1 - \frac{(a - e)^2}{r^2} \right] \dots \dots \dots [40]$$

$$\sigma_\theta = \frac{f a^2}{e(2a - e)} \left[1 + \frac{(a - e)^2}{r^2} \right] \dots \dots \dots [41]$$

Verifica-se que a tensão tangente σ_θ é máxima para $r = a - e$, tendo o valor:

$$\sigma_{\theta_{\max}} = \frac{2 f a^2}{e(2a - e)} \dots \dots \dots [42]$$

Para efeitos de projeto, haverá que respeitar-se a condição

$$\sigma_{\theta_{\max}} \leq \frac{C_0}{F_s} \dots \dots \dots [43]$$

onde C_0 representa a resistência do concreto à compressão e F_s é um fator de segurança apropriado.

De (42) e (43), igualando as expressões, pode-se extrair o valor da espessura do suporte contínuo:

$$e = \frac{a C_0 \pm \sqrt{a^2 C_0^2 - 2 C_0 f F_s a^2}}{C_0} \dots \dots [44]$$

Esta relação apresenta como condição de validade:

$$C_o > 2 F_s fr \dots\dots\dots [45]$$

ou seja, a resistência do concreto deve exceder o dobro da maior pressão do terreno.

Quando *e* é pequeno em face de *a* a expressão (44) simplifica-se para

$$e = \frac{a F_s fr}{C_o} \dots\dots\dots [46]$$

relação muito conhecida.

b. Caso de suportes descontínuos.

Em mineração subterrânea são muito frequentes os suportes constituídos por arcos ou quadros de madeira, ou metálicos, separados entre si por distâncias mais ou menos regulares.

Na Fig. 11, está esquematizado um sistema desse tipo, com os elementos de suporte possuindo uma largura individual *d*, separados uns dos outros por distâncias *l*.

O esforço radial que o terreno exerce sobre cada anel é então:

$$T = p \frac{1}{d} \dots\dots\dots [47]$$

onde *p* é ainda a pressão máxima exercida pela zona clástica, devida às tensões e ao peso próprio dos blocos.

A carga radial que o anel de suporte resiste por metro de perímetro do túnel, é:

$$T \cdot d \dots\dots\dots [48]$$

Se esse anel for formado por um material de resistência à compressão *C'o* (ferro fundido, ou aço, por exemplo) a partir de (46) deduz-se que tal anel deve ter uma espessura

$$e = \frac{a d F_s T}{1 C'o} \dots\dots\dots [49]$$

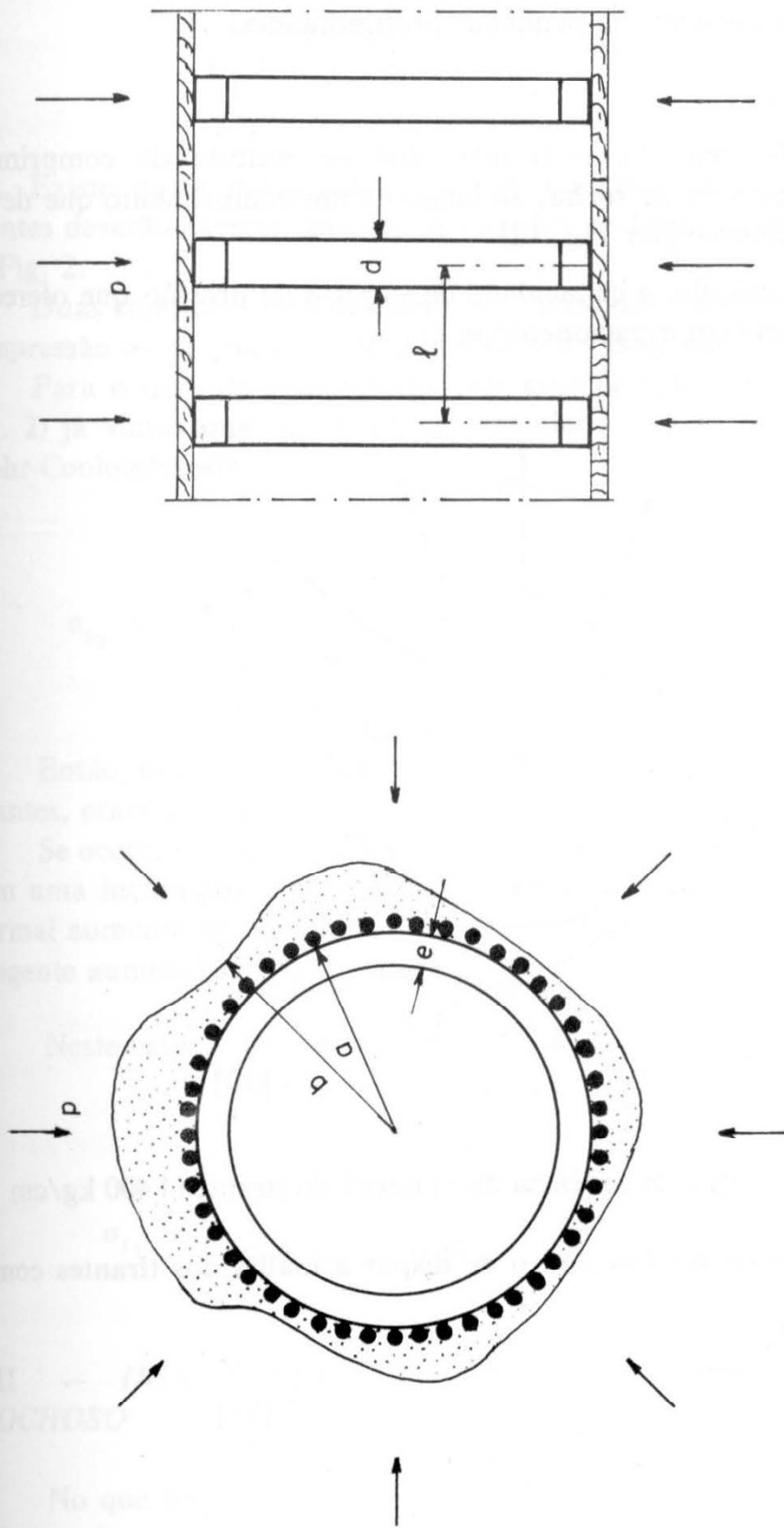


Figura 11

Esta expressão pode também ser usada no cálculo das espessuras de anéis de concreto usados como elementos de suporte, solução que também é empregada em túneis escavados a pequenas profundidades.

c. Tirantes e ancoragens

Conforme já foi referido, o tirante atua no sentido de comprimir uma determinada espessura de rocha, ao longo de um comprimento que deve ser superior ao raio clástico (ver Fig. 12).

Para efeitos de cálculo, a capacidade de suporte de pressão que oferece uma malha de tirantes com espaçamento m é:

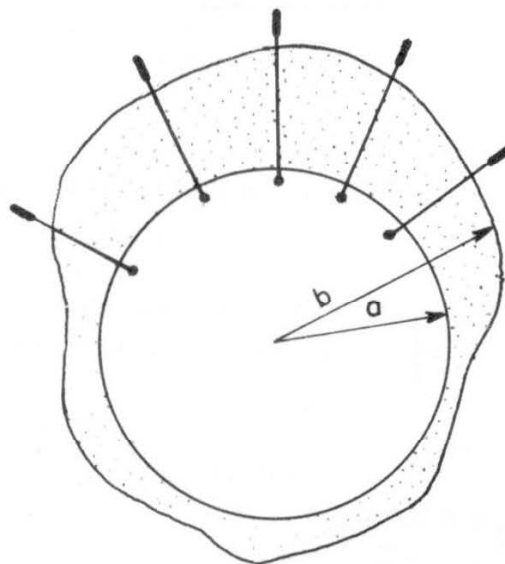


Figura 12

$$C_s = \frac{U}{m^2} \dots \dots \dots [50]$$

em que U representa a carga de cedência do material do tirante (1400 kg/cm para o aço).

Assim, o critério de projeto será o de dispor a malha dos tirantes com uma abertura

$$m = \sqrt{\frac{U}{F_s \sigma_p}} \dots \dots \dots [51]$$

em que σ_p é dado por 20.

Se os tirantes forem utilizados para suporte com rede metálica, a abertura passará a ser

$$m' = \sqrt{\frac{U}{F_s (\sigma_p + \sigma_s)}} \dots \dots \dots [52]$$

Existe outra possibilidade de calcular as tensões de suporte que os tirantes deverão exercer, usando os círculos de Mohr já referidos a propósito da Fig. 2.

Duas condições podem acontecer, consoante sejam induzidas tensões de compressão ou de tração no teto imediato da escavação.

Para o caso de compressões (ver eixo positivo das tensões normais — Fig. 2) já vimos que σ_{s2} pode ser calculado, de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, por:

$$\sigma_{s2} = \frac{1}{1 + \sin \phi} [\sigma_{\theta_{\max}} (1 - \sin \phi) - 2 c \cos \phi] \quad [53]$$

Então, essa deve ser a tensão radial a aplicar por uma malha regular de tirantes, cravados na zona sã de rocha.

Se ocorrem trações na periferia do túnel os tirantes devem ser instalados com uma inclinação α em relação à parede do túnel de modo que a tensão normal aumente de zero para $\sigma_{s1} \sin \alpha$ (ver Fig. 2 o círculo II), e a tensão tangente aumenta de $\sigma_{\theta_{\min}}$ para $\sigma_{\theta_{\min}} + \sigma_{s1} \cos \alpha$.

Neste caso, a tensão exercida pela malha regular de tirantes, será:

$$\sigma_{s1} = \frac{\sigma_{\theta_{\min}} (1 + 2 C_f \cos \phi_f)}{\sin \alpha (1 - \sin \phi_f) - \cos \alpha (1 + \sin \phi_f)} \quad [54]$$

VII — INFLUÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES DO MACIÇO ROCHOSO

No que foi escrito anteriormente, admitiu-se que o maciço rochoso era elástico, homogêneo e contínuo, fato que é mais teórico do que real. Na verdade todos os maciços se apresentam mais ou menos compartimentados por descontinuidades geológicas (falhas, juntas, diaclases, etc.) que têm considerável influência no respectivo comportamento mecânico.

A maneira mais simples e lógica de conciliar a análise anterior, com tais condições reais, consiste em admitir que a coesão e o ângulo de atrito interno da rocha intacta (C_i e ϕ_i) são representados pelos valores das próprias descontinuidades do maciço.

Com esse critério conservador, é possível simular a presença das descontinuidades geológicas em torno do túnel, através de suas propriedades mecânicas sem sobrestimar a resistência do maciço.

É evidente que o espaçamento entre fraturas do maciço constitui um parâmetro crítico no projeto dos suportes, visto que ele próprio influi consideravelmente na capacidade de auto-sustentação da rocha.

A avaliação do grau de fraturamento dos maciços pode ser realizada por vários métodos, tendo especial aceitação na Mecânica de Rochas contemporânea a determinação do R.Q.D. (designação qualitativa da rocha).

Vários especialistas estabeleceram correlações entre o R.Q.D. e as necessidades de suporte das escavações subterrâneas, verificando que à medida que o R.Q.D. diminui, as dimensões e os custos dos suportes aumentam.

No entanto, não é apenas o grau de fraturamento que influi no dimensionamento dos sistemas de suporte.

Bieniawski reconhece que além do R.Q.D., os seguintes fatores afetam o comportamento mecânico dos maciços rochosos compartimentados:

- Resistência à compressão uniaxial dos blocos de rocha intacta
- Condições hidrológicas do terreno
- Espaçamento de juntas
- Condições geométricas e físicas das juntas
- Orientação das descontinuidades

Com base nestes parâmetros, aquele autor elaborou um critério de quantificação desses fatores, permitindo o cálculo de um índice característico do maciço (ou do volume de rocha interessado por determinada obra).

Tais índices ou pesos, encontram-se representados na Tabela superior da página seguinte.

Somando os índices ou pesos característicos de um dado maciço, pode-se incluí-lo em um de cinco grupos que descrevem a qualidade desse maciço:

- I — Rocha muito boa (índice 90 a 100)
- II — Rocha boa (índice 70 a 90)
- III — Rocha média ou razoável (índice 50 a 70)
- IV — Rocha má (índice menor que 25)
- V — Rocha muito má (índice 25 a 50)

Na Tabela inferior é apresentada essa classificação dos maciços, relacionando-a com os tipos de suporte e revestimento mais apropriados dos túneis escavados dentro dos diversos tipos de maciços. São também apresentados os

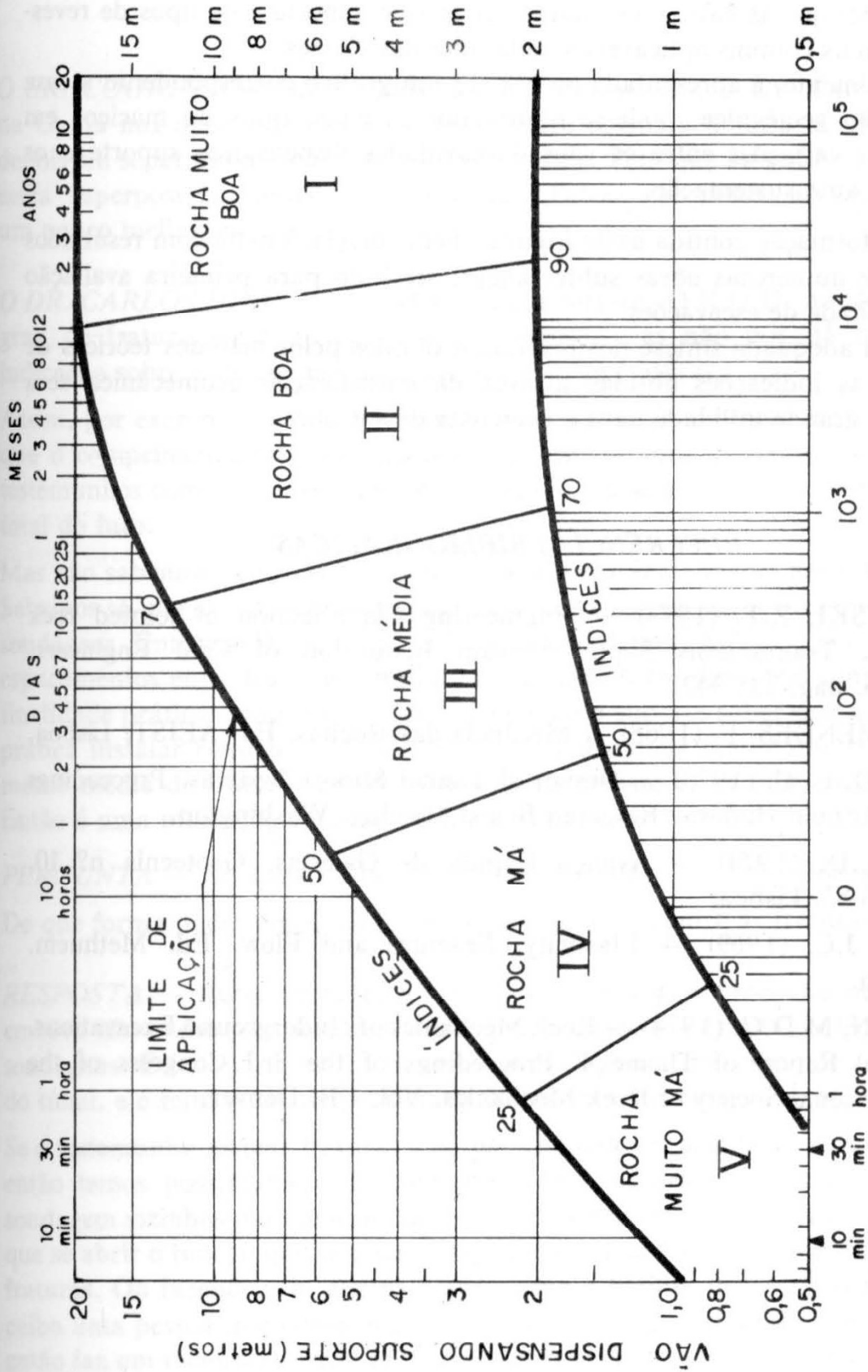
CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS PARA TÚNEIS

(Adaptada de Bieniawski, 1973)

Resistência à compressão simples	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Pesos	15	12	7	4	4
R. Q. D.	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%
Espaçamento entre fracturas	> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 mm
Pesos	30	25	20	10	5
Condições físicas e geométricas das fracturas	Sup. muito rugosas sem continuidade fechadas sem preenchimento	Sup. pouco rugosa abertura < 1 mm sem alteração	Sup. pouco rugosa abertura < 1 mm alteração adjacente	Enchimento argiloso < 5 mm espessura; abertura 1-5 mm diaclases contínuas	Enchimento argiloso com espessura > 5 mm abertura > 5 mm diaclases contínuas
Pesos	25	20	12	6	0
Água subterrânea	Completamente seco		Pequenas escorrências (25 l/min. 10 m túnel)	Ressurgência com pequena pressão (25-125 l/min. 10 m túnel)	Fortes ressurgências (125 l/min. 10 m túnel)
Pesos	10		7	4	0
Orientação das discontinuidades	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	0	-2	-5	-10	-12

CLASES DE MACIÇOS ROCHOSOS PARA TÚNEIS E TIPOS DE REVESTIMENTO
MAIS ADEQUADOS (Adaptada de Bieniawski, 1973)

	I	II	III	IV	V
Descrição da qualidade	Muito boa	Boa	Razoável	Má	Muito má
Peso	100-90	90-70	70-50	50-25	< 25
Coesão do maciço rochoso	> 300 kPa	300-200 kPa	200-150 kPa	150-100 kPa	< 100 kPa
Ângulo de atrito do maciço	> 45°	45°-40°	40°-35°	35°-30°	< 30°
Período da estabilidade sem revestimento	10 anos para um vão de 5 m	6 meses para um vão de 4 m	1 semana para um vão de 3 m	5 horas para um vão de 1,5 m	10 minutos para um vão de 0,5 m
Tipos de revestimento (vãos de 5 a 15 m e escavações com explosivos)		Ancoragens espaçadas 1,5 a 2 m mais malha metálica em certas zonas do tecto	Ancoragens espaçadas 1,0 a 1,5 m aplicadas com rede metálica mais betão projectado com 3 cm de espessura no tecto quando necessário	Ancoragens espaçadas 0,5-1 m sobre rede metálica mais 3 a 5 cm de betão projectado no tecto e paredes	Não se recomenda só pregagens
		Betão projectado com 5 cm de espessura apenas no coroamento	Betão projectado com 10 cm de espessura no tecto e 5 cm nas paredes mais malha metálica em certas zonas e ancoragens sempre que necessário	Betão projectado com 15 cm de espessura no tecto e 10 cm nas paredes mais rede metálica e ancoragens afastadas 1,5 a 3 m	Betão projectado com 20 cm de espessura no tecto e 15 cm nas paredes sobre rede metálica mais pregagens e cintas metálicas ligeiras.
		Em geral não é económico	Cintas ligeiras afastadas 1,5 a 2 m	Cintas médias espaçadas 0,7 a 1,5 m mais 5 cm de betão projectado no tecto e paredes	Cintas resistentes espaçadas 0,7 m Betão projectado com 8 cm de espessura a aplicar logo após o desmonte a fogo



TEMPO DE AUTO-SUSTENTAÇÃO (horas)

Figura 13

valores característicos (e respectivas margens de variação) da coesão e do ângulo de atrito interno dos maciços, o tempo de auto-sustentação (ou de estabilidade) que as cavidades poderão ficar sem suporte e os tipos de revestimentos mais comuns aplicáveis a cada uma das classes.

Finalmente, é apresentada na Fig. 13 um gráfico correspondente a essa classificação geotécnica, pode-se representar os cinco tipos de maciços em função das variações entre os vãos de cavidades dispensando suporte e os tempos de auto-sustentação.

A informação contida nesta Figura é bem correlacionada com resultados práticos de numerosas obras subterrâneas, servindo para primeira avaliação da estabilidade de escavações.

Uma adequada síntese dos resultados obtidos pelos métodos teóricos de cálculo e as indicações obtidas através da classificação geomecânica será sempre de grande utilidade para o projetista dessas obras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BIENIAWSKI, Z.T. (1973) — Engineering Classification of jointed rock masses. Transactions South African Institution of Civil Engineers. Vol. 15, pág. 335-342.
- MELLO MENDES, F. (1968) — Mecânica das Rochas. Ed. AEIST. Lisboa.
- DEERE, D. et al. (1970) — Design of Tunnel Support Systems. Proceedings 49 th Annual Highway Research Board Meeting. Washington.
- GAMA, C.D. (1974) — Avanço Rápido de Galerias. Geotecnia nº 10, pág. 63-83. Lisboa.
- JAEGER, J.C. (1969) — Elasticity, Fracture and Flow. Ed. Methuen. London.
- SALAMON, M.D.G. (1974) — Rock Mechanics of Underground Excavations. General Report of Theme 4. Proceedings of the 3rd Congress of the International Society of Rock Mechanics. Vol. I-B. Denver.

DEBATES

O SR. COORDENADOR — Dos fatores que influem, o Dr. Carlos Dinis da Gama nos disse que era importante entre outros a análise do R.Q.D. e depois em separado o espaçamento das fraturas. Pelo que eu entendo há uma certa superposição nestes dois aspectos. Talvez ele possa nos esclarecer um pouco melhor essa parte.

O DR. CARLOS DINIS DA GAMA — Com certeza. O R.Q.D. nos fornece o grau de fraturamento de um maciço rochoso, mas não nos dá nenhuma indicação sobre a distância média existente entre fraturas.

Assim, por exemplo, se nós determinamos um R.Q.D. de 50%, nós sabemos que o comprimento total dos pedaços de testemunhos existentes no metro, testemunhos com mais de 10 cm, é de metade, ou seja, 50% do comprimento total do furo.

Mas não sabemos dentro desse metro qual é a distância média entre fraturas. Sabemos só que existe 50% de espaço vazio entre os sucessivos testemunhos de sondagens. Então, acho que esses 2 itens se completam. Além de que fornecer espaçamentos entre fraturas é muito importante. Além disso tem uma grande finalidade prática, para quem está concebendo o suporte saber que não é boa prática instalar elementos de suporte a uma distância maior que o espaçamento médio de fratura. Então os blocos caem, isto é, os anéis de suporte. Então é uma indicação com importância prática.

PERGUNTA — Sr. Luiz Eduardo Campos Pignatari — Centro Moraes Rego
De que forma poderíamos medir esses espaçamentos entre as fraturas?

RESPOSTA — Antes de tudo, a céu aberto nós temos processos geofísicos, embora não muito precisos, mas o que é mais usado é o estudo geotécnico das sondagens. É feita uma malha de sondagem, logicamente seguindo o traçado do túnel, e é feito o estudo geotécnico do testemunho de sondagem.

Se o testemunho revelar fraturas com determinado espaçamento característico então temos possibilidade de combinar várias análises de vários tubos de sondagem vizinhos para determinar o espaçamento médio. De resto, só depois que se abrir o túnel é que se pode ver lá mesmo qual é o espaçamento entre as fraturas. Ou fazendo, em alguns casos, como é hábito, poços de visita, onde caiba uma pessoa que possa descer até à profundidade do túnel e essa pessoa então faz um reconhecimento geológico das paredes do poço, determinando aí então o espaçamento entre planos e fratura.

PERGUNTA — Sr. Carlos Alberto — EPUSP — CMR.

Quais os parâmetros que nos permitem optar por aparafusamento ou revestimento?

RESPOSTA — O principal parâmetro é o custo. Nós vamos procurar entre um dos dois sistemas, que eles sejam eficientes mas evidentemente, vamos escolher o que for mais econômico.

Feito o cálculo da malha, aquele que proporcionar uma malha de abertura mais larga será o escolhido, e, por princípio, será o mais econômico.

PERGUNTA — Marcos Nunes — COPERBASA—Salvador, Bahia

A respeito do problema dos tirantes, o senhor falou que o seu comprimento seria função do volume de uma zona clástica. Pergunto; Como se determinaria esse volume em zona clástica em caso de túneis?

RESPOSTA — Nós vimos num dos "slides" apresentados, o Raio "a" e o raio da zona clástica "b". Evidentemente, nesse trabalho, aparecem as fórmulas de cálculo "b" (chamado de raio clástico) varia com a inclinação, varia com o ângulo teta.

Para cada valor de teta, existe um valor de "b", que é variável com a posição do túnel. Aí, o critério seria determinar o raio clástico, em 1º lugar, e atribuir um comprimento de tirante, cerca de 25% maior do que a distância de b—a, 25% superior à espessura de rocha fraturada. No mínimo, 25%, mas há quem use cerca de 50% na espessura.

Como a determinação do volume é feita pelo cálculo de "b", esta é uma equação de 4º grau, como tiveram oportunidade de ver, sem grande problema, calcula-se diretamente. Aliás, esses desenhos que apareceram foram determinados usando-se essa expressão. Envolve o critério de ruptura da rocha, aquela reta envoltória. Então vão entrar como parâmetros para esse cálculo a coesão, o ângulo adquirido da rocha e depois a geometria do túnel, o estado de tensão, peso específico da rocha. São parâmetros de fácil determinação.

PERGUNTA — Pascoal Marmo — Escola Politécnica da USP. — CMR.

Eu queria saber a importância dos coeficientes de resistência, no caso de uma abertura subterrânea, tendo-se o coeficiente de coação e o módulo de densidade. Não sei se foi bem focalizado isso. Qual seria a importância deles, no caso de distribuição de tensões.

RESPOSTA — Esta pergunta tem muita razão de ser, como sabem, numa análise dimensional do estado de tensão, na cavidade circular, o estado de tensão não depende dos parâmetros elásticos do material. Naquelas fórmulas

que nos dão Sigma teta e Sigma R, em função do V e do H, não entram nem módulo de elasticidade, nem coeficiente de coação. Então, como o que nos preocupa mais é determinar as condições de ruptura de um maciço rochoso, nós caracterizamos a rocha, não pelo E, mas sim pela coesão em plano de atrito. Até certo ponto existe uma correlação entre eles, como pudemos observar num "slide" no qual havia dois diagramas, um ao lado do outro. O da esquerda era a curva de deformação em função da tensão que nos dá o módulo de elasticidade, e à direita tínhamos a reta que dá a maior coesão e o ângulo de atrito. Mas o critério será determinar as condições de ruptura e para isso é dispensável o módulo de elasticidade do material. É preciso determinar a coesão e o ângulo de atrito desse material.

O SR. COORDENADOR — Não havendo mais perguntas, eu felicito novamente o Dr. Carlos Dinis da Gama pela brilhante defesa também de argumentos adicionais à sua palestra. E, portanto, dou por encerrada esta sessão da tarde. Muito obrigado a todos.