

# MÉTODOS MODERNOS DE DIMENSIONAMENTO DE TÚNEIS – EQUACIONAMENTO GERAL · MODELOS EXPERIMENTAIS

## Modern Tunneling Design Methods

por

MANUEL JOÃO ESTEVES FERREIRA\*

**RESUMO** – O autor faz uma análise sumária dos métodos modernos de dimensionamento de túneis, especialmente das técnicas de ensaio em modelo.

Em face da necessidade dum conhecimento profundo do comportamento mecânico do maciço rochoso, fez-se primeiro uma revisão do estado actual dos conhecimentos sobre os parâmetros fundamentais envolvidos.

Com base no esquema do meio contínuo, elasto-plástico, em estado de deformação plana, apresenta-se, em segundo lugar, o estudo analítico de um túnel circular sob a forma de curvas de reacção do maciço, para visualizar a importância das propriedades mecânicas do maciço rochoso, da geometria do túnel e das tensões internas na estabilidade da escavação e a eventual necessidade do revestimento. De acordo com recentes esquemas europeus apresenta-se também o estudo do próprio revestimento e da frente. Apreciadas as limitações destes esquemas, refere-se a necessidade da auscultação das obras, especialmente durante a construção.

Finalmente, o autor descreve seis estudos em modelo de comportamento de túneis, quatro não revestidos e dois revestidos, baseados, cinco deles numa análise bibliográfica e o outro desenvolvido, para o aproveitamento de Cabora Bassa, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

**SYNOPSIS** – The author gives a short analysis of modern tunneling procedures, specially of the experimental, laboratory ones.

Given the need for a deep knowledge of the mechanical behaviour of rock masses, the actual state of knowledge of the fundamental parameters involved has been first reviewed.

Based on the continuum, plain strain, elastic-plastic approach, a classical analytical study of a circular tunnel through ground reaction curves is presented next, in order to visualize the importance of the mechanical properties of the rock mass, of the tunnel geometry and of the internal stresses, in the stability of the excavation and the eventual need for a lining. According to the recent European approaches, the study of the lining itself and of the tunnel face has also been presented. The adequacy of these approaches was appraised and the need for monitoring was stressed, especially during construction.

Finally, the author describes six model studies on tunnel behaviour, four of unlined tunnels and two of lined tunnels, five of them based on a bibliographic analysis and the other developed for the Cabora Bassa undertaking by the Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

## 1 – INTRODUÇÃO

Os problemas que resultam da abertura dum túnel dizem respeito à estabilidade da abertura e, frequentemente, à do seu revestimento, com vista a garantir a segurança das pessoas que o abrem ou por ele circulem e a sua utilização para a função para que foi aberto e pelo tempo que deve funcionar.

Geralmente o maciço onde se abre o túnel está em equilíbrio estável, pelo que todos os problemas resultam das mudanças devidas ao processo de escavação do próprio túnel ou de outro na sua vizinhança. O domínio destes problemas é tanto maior quanto maior for o conhecimento acerca de:

- 1 – Estrutura geológica e geotécnica do local;
- 2 – Características físicas e mecânicas v.g. resistência e deformabilidade, da rocha e do maciço rochoso;
- 3 – Condições hidrológicas;
- 4 – Estado de tensão interno.

A finalidade do túnel é um parâmetro específico do próprio túnel, condicionando também aqueles problemas. Pode desdobrar-se em quatro outros parâmetros:

- 5 – Localização;
- 6 – Forma;
- 7 – Dimensões;
- 8 – Revestimento.

Os métodos modernos de projecto e construção de túneis pretendem utilizar o maciço rochoso onde estes são abertos como uma estrutura capaz de suportar cargas, tanto quanto for possível. O conhecimento das propriedades geomecânicas do maciço é assim uma exigência primordial.

Uma apreciação completa da informação geológica (litológica e tectónica) e geotécnica, necessita da caracterização das propriedades mecânicas da rocha como factor fundamental, até porque quantifica o limite das correspondentes propriedades do maciço. No caso dum túnel profundo, as propriedades do maciço interessado aproximam-se das da rocha.

Essa caracterização faz-se basicamente através de ensaios à compressão simples e triaxial, de corte e de tracção.

No ensaio em compressão simples, além do valor da resistência correspon-

dente, é especialmente informativo (Rocha, 1971) o comportamento deformacional, longitudinal e transversal, permitindo apreciar a evolução da deformabilidade e as variações de volume, tanto em carga como em descarga. Recorde-se no entanto que a abertura dum túnel, em geral, implica variações do estado de tensão em pontos próximos da abertura com aumento duma das tensões principais e diminuição de outra, situação que não é frequente reproduzir em ensaios e cuja influência na variação de volume não é bem conhecida.

O comportamento próximo da rotura e após esta só é, porém, bem estudado em máquinas rígidas, com velocidade de deformação controlada. Na Fig. 1 (Bieniawsky, 1974) evidencia-se, para um arenito, a importância que tem, no

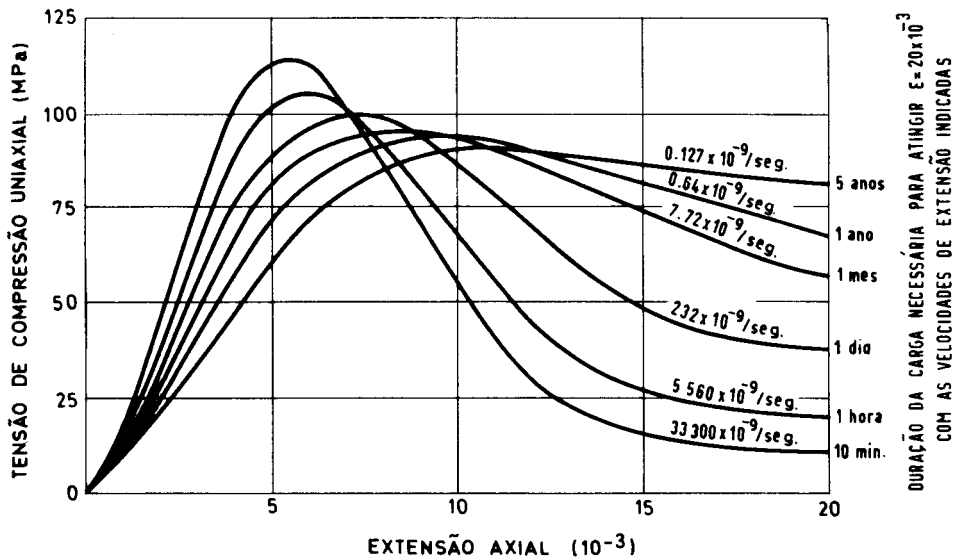


Fig. 1 - Diagramas tensões-extensões de arenitos sob velocidades constantes de extensão

comportamento deformacional, a capacidade de redistribuição de concentrações internas de tensões que se desenvolvem num provete em rotura, permitida pela máquina e pela velocidade de deformação imposta.

O ensaio de compressão triaxial, em que são iguais as duas tensões de menor valor absoluto, quando acompanhado de medição de deformações, permite

apreciar melhor o comportamento da rocha a grandes profundidades e fornece critérios de rotura no campo das compressões triaxiais, do tipo Mohr-Coulomb.

Além destes, os ensaios de corte directo, especialmente sob tensões normais altas, e os ensaios de tracção fornecem valores necessários à interpretação e definição dos critérios de rotura. Finalmente, é importante quantificar a anisotropia, quer da deformabilidade quer das resistências.

A classificação dos maciços rochosos aplicada a túneis, além de meio de comunicação efectivo entre os intervenientes no projecto e na execução, faz sobressair parâmetros importantes do problema.

Bieniawsky (1974), v.g., apresenta, como resultado da experiência, uma classificação, Fig. 2, que permite relacionar as propriedades do maciço, previamente catalogadas numa classificação geral, também sua, em classes de I a V\*, com dois outros importantes parâmetros do problema: o período de estabilidade (período de tempo que decorre entre a abertura da escavação e os primeiros movimentos perceptíveis do tecto) e o vão não revestido (dimensão característica da escavação ou distância à frente da escavação se esta for menor que aquela). Assim um vão de 2m poderá, em princípio, ficar sem suporte ou revestimento por 1 mês se o maciço for da classe III, mas somente por 2 dias se o maciço for da classe IV. Neste maciço uma cavidade com aquela dimensão só poderá manter-se aberta por mais de 2 dias se for convenientemente revestida, para o que o autor, também com base na experiência (pelo que recomenda cuidada utilização), tem sugestões possíveis.

A resistência e a deformabilidade do maciço rochoso são principalmente condicionadas pelas fracturas – diaclases ou falhas – através dos seguintes factores:

- 1 – Orientação e espaçamento das fracturas;
- 2 – Sua condição, isto é, continuidade, rugosidade e enchimento.

Em relação à orientação, John (1969) quantificou, utilizando modelos submetidos a estados de tensão biaxial, a redução da resistência dum maciço com diaclases planas em função da orientação destas em relação ao campo exterior de tensões. Verificou que a lei de Coulomb rege o comportamento dum sistema de diaclases de ângulo de atrito  $\phi$ , para uma orientação  $\alpha$  em relação à tensão principal máxima, próxima de valores que conduzam à resistência mínima ( $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ ), evidenciando assim que a orientação da solicitação

---

\* Vide o trabalho “Prospecção geológica e geotécnica” de Ricardo de Oliveira, na Geotecnia 15.

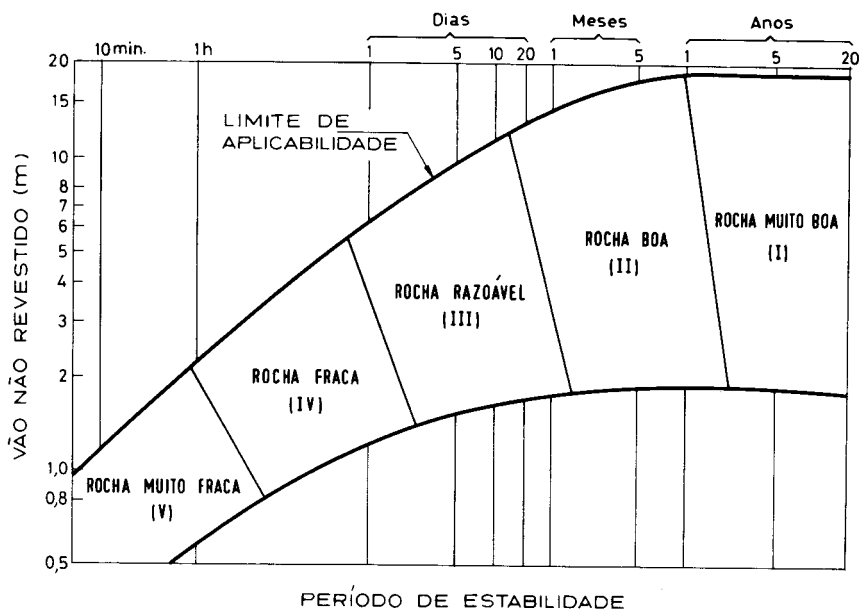


Fig. 2 – Classificação geomecânica de maciços rochosos para túneis

é mais importante que a sua intensidade.

Para orientações muito diferentes desta, há diminuição de resistência quer em relação à lei de Coulomb, quer em relação à resistência do material sem juntas, como resultado da influência destas. Brown (1970) confirmou estes resultados, realizando ensaios triaxiais e chamando a atenção para a existência de outros mecanismos de rotura além dos de corte, os quais podem concorrer para diminuir a resistência dum maciço diaclasado em relação à rocha.

Estas verificações experimentais corrigem as deduções teóricas de Bray (1967) e Kuznekov (1970) que supuseram apenas a aplicação da lei de Coulomb. Estes autores sugeriram a quantificação da variação da resistência do maciço com a orientação das diaclases através dum coeficiente de anisotropia, que poderia fornecer uma ideia conjunta da influência do número de diaclases diferentemente orientadas e dos seus ângulos de atrito.

Uma análise do comportamento de diaclases não contínuas foi feita por Lajtai (1969) ao verificar experimentalmente que a resistência ao corte é principalmente condicionada pelas ligações rochosas, dado que, só após deslocamentos

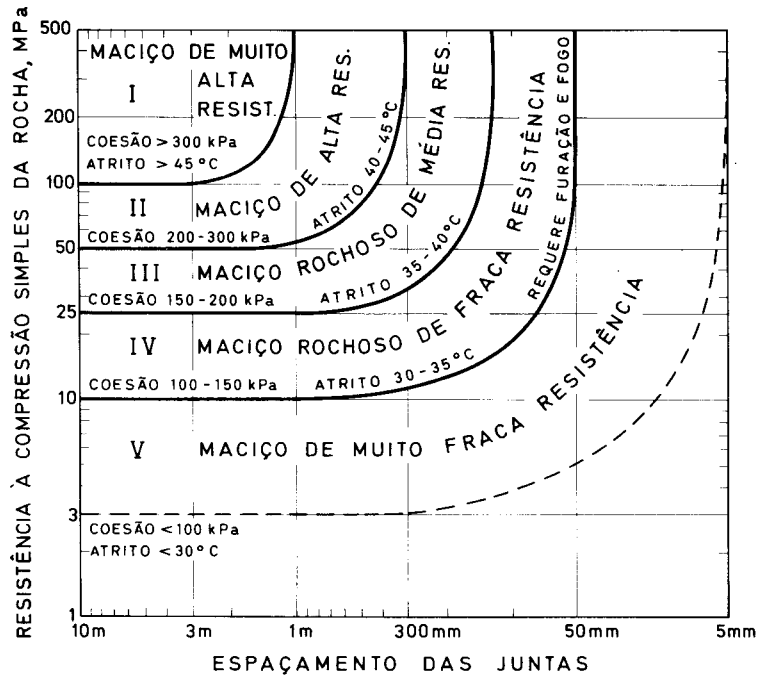


Fig. 3 – Diagrama de resistência de maciços rochosos diaclasados

importantes que rompam aquelas ligações, o atrito das diaclases é mobilizável. Muller (1973) verifica, com ensaios em modelos diaclasados, que as concentrações de tensões nestas ligações podem ter tal importância que um maciço com diaclases não contínuas pode chegar a exibir resistências menores que os que as têm contínuas.

Em relação ao espaçamento, Bieniawsky (1974), caracterizando-o apenas através do espaçamento médio, evidencia, no diagrama da Fig. 3, a influência deste na diminuição da resistência da rocha. Aplicável com reservas, como o autor recomenda, por resultar da experiência, nele se pode ver que uma rocha muito resistente, v.g. com  $\sigma = 100$  MPa, pode conduzir a um maciço de média resistência se o afastamento das diaclases for inferior a 30 cm ou a um maciço de fraca resistência se for inferior a 5 cm.

A influência da continuidade das diaclases, definida pela percentagem da área de descontinuidade existente numa unidade de área, pode também ser apreciada esquematicamente no diagrama da Fig. 4, da autoria de Bieniawsky

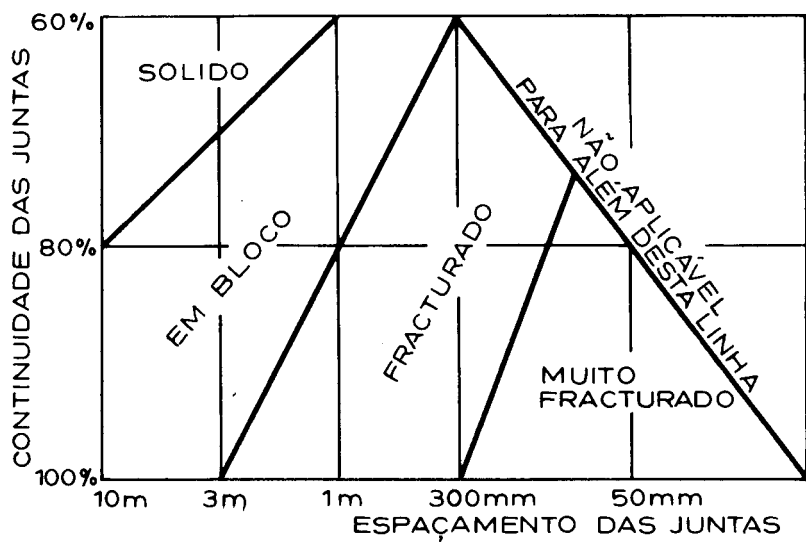


Fig. 4 - Classificação dos maciços rochosos em função da continuidade e do espaçamento das juntas

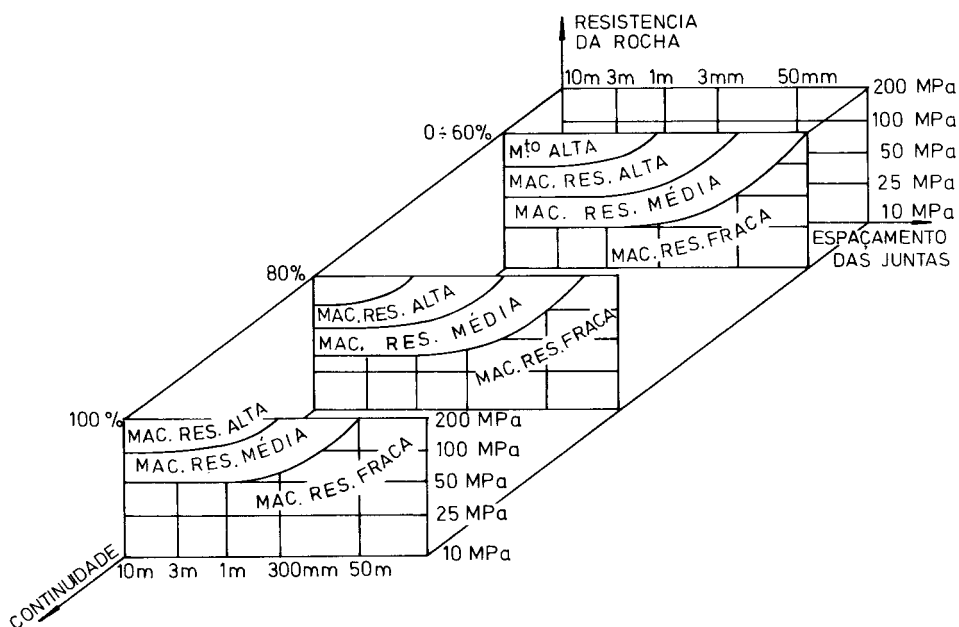


Fig. 5 - Superfícies de igual resistência dos maciços rochosos

(1974). Vê-se que, se, v.g., a continuidade das diaclases for da ordem de 70%, o maciço pode ser considerado como um sólido contínuo se o afastamento médio das diaclases for superior a 3 m, como constituído por blocos se o afastamento for, v.g., 1 m, e como um maciço fracturado se o afastamento das diaclases for, v.g., da ordem dos 30 cm.

Muller (1970) sugere que a continuidade das diaclases tem especial importância apenas acima dos 60%. Na Fig. 5 apresenta-se um diagrama deste autor que evidencia a influência na resistência da rocha, dos dois parâmetros referidos, continuidade e espaçamento das diaclases.

Em relação à rugosidade e ao enchimento, além de condicionarem o valor do ângulo de atrito, há que referir a sua importância em túneis devido a condicionarem também a dilatação, isto é, a variação de volume durante o deslizamento.

A anisotropia do maciço rochoso verifica-se não só em relação à resistência, mas também naturalmente em relação à permeabilidade e à deformabilidade. Sendo esta direcionalidade das propriedades mecânicas resultado principalmente da existência das fracturas tem interesse regionalizar estruturalmente o maciço. Tal tem sido feito não só através de ensaios "in situ" caracterizando a deformabilidade\*, como também através do tratamento estatístico definidor da atitude das diaclases. Piteau (1970) adianta uma técnica para, utilizando a atitude como elemento caracterizador das propriedades das diaclases na hipótese duma mesma história geológica para a área, delimitar preliminarmente regiões estruturais.

A caracterização da resistência e da deformabilidade das próprias fracturas – diaclases ou falhas – é um elemento fundamental para a análise do comportamento do maciço a dois títulos: primeiro, porque se poderá avaliar a influência no comportamento do maciço das fracturas mais importantes, na medida em que se devam considerar como delimitadoras de regiões estruturais dentro daquele maciço; segundo, porque poderão colaborar, se as fracturas constituírem famílias, na determinação da resistência e deformabilidade destas regiões estruturais.

Assim, além da quantificação das relações entre as tensões normais e tangenciais, apreciando os valores característicos e as dispersões quer do ângulo de atrito quer da coesão, em diferentes condições ambientes, interessa analisar a deformabilidade ao corte e ao esforço normal e suas interinfluências, definindo as correspondentes rigidezes. Podem referir-se, v.g., os trabalhos experimentais de

---

\* Vide o trabalho "Ensaio in situ" de Arnaldo Silvério, na Geotecnia 15



Krsmanovic (1967) sobre resistências ao corte e de Barton (1971) sobre dilatação de juntas e os teóricos de Goodman (1968) sobre a introdução de elementos de descontinuidade no cálculo pelo método dos elementos finitos.

## 2 – EQUACIONAMENTO GERAL DO DIMENSIONAMENTO DE TÚNEIS

A apreciação ponderada de todos os elementos de informação geotécnica permitirá assimilar o maciço rochoso, fundamentalmente, a dois meios: meio contínuo e meio descontínuo.

O critério mais importante para distinguir o meio contínuo do descontínuo é o do afastamento das juntas, relacionado com a dimensão característica do túnel. Deere (1969), ao fazer a análise deste problema, adianta a regra empírica de que o maciço rochoso pode ser, em muitos casos, considerado como contínuo se o espaçamento médio das diaclases for inferior a  $1/50$  do diâmetro ou da dimensão característica do túnel ou superior a  $1/3$  desta dimensão. Lombardi (1970), por seu lado, refere que, no estado actual dos conhecimentos, aquela fronteira pode ser definida por um espaçamento médio das diaclases entre  $1/10$  e  $1/20$  da referida dimensão característica.

Embora este critério seja o mais importante, há que apreciar conjuntamente outros factores, entre os quais se destacam a direcção e as características mecânicas das diaclases e o número de famílias, as características mecânicas da rocha, as condições hidrológicas actuais e futuras (permeabilidades e nível freático), a estabilidade volumétrica e o estado de tensão interno (Deere, 1969; Masure, 1974).

O estudo do estado de tensão e de deformação gerado pela abertura de túneis pode ser feito experimental ou analiticamente. Cabe no entanto aqui referir que a experiência obtida pelos projectistas e construtores de túneis em engenharia civil e de minas é que fundamentalmente tem fornecido os critérios de dimensionamento, quer das aberturas, quer do seu revestimento, qualquer que seja o seu tipo, além de ter concorrido para o desenvolvimento de técnicas de abertura por meio de máquinas perfuradoras com cada vez maior rendibilidade. Interessa, pois, sobremaneira, que essa experiência, completada com observações sistemáticas, venha a público de forma a confirmar, e eventualmente a corrigir, os critérios de dimensionamento.

A assimilação do maciço a um meio contínuo permite a aplicação de esquemas analíticos de comportamento elástico linear ou elasto-plástico.

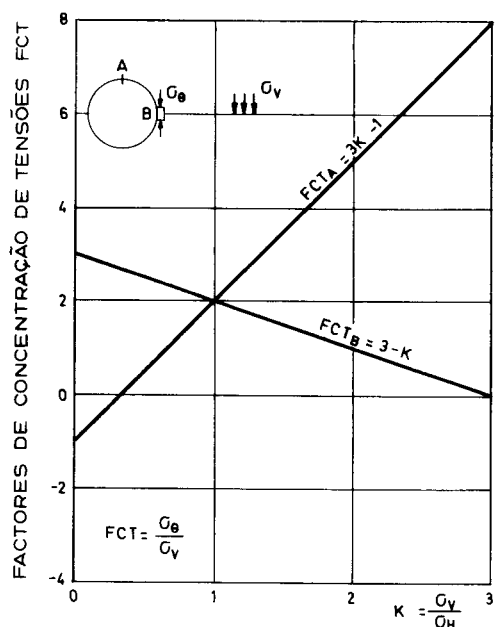


Fig. 6 – Efeito do estado de tensão nas tensões circunferenciais em dois pontos duma galeria circular

Até ao princípio da década de 60, apenas se podia calcular o comportamento de discos com orifícios de várias formas (v.g. Terzaghi, 1952 e L. Obert, 1960), supondo um comportamento elástico. No caso duma abertura circular, v.g., a Fig. 6 mostra a distribuição das tensões circunferenciais junto à face para vários estados de tensão (definidos pela relação  $K = \sigma_v/\sigma_h$ ) fora da influência da abertura, evidenciando a importância do conhecimento do estado de tensão existente previamente no maciço.

Se a resistência à compressão simples é excedida, pode supor-se que se instala no maciço um comportamento elasto-plástico, que apenas obteve soluções analíticas, antes do actual desenvolvimento do método dos elementos finitos, no caso dum túnel circular em estado plano de deformação, sujeito, após a sua abertura, a um estado de tensão uniforme ( $K = 1$ ) longe do túnel e a uma pressão uniforme  $p_i$  no interior deste, com deformação plástica a volume constante. Segundo, v.g., Deere (1969), para um material com o critério clássico de rotura linear de Coulomb,  $\tau = C + \sigma \tan \phi$ , se a tensão vertical  $\sigma_v$  exceder  $(p_i + C \cos \phi)/$

/(1 - sen Ø), instala-se junto ao paramento da abertura do raio  $a$  uma zona em comportamento plástico de raio máximo

$$R = a \left[ (1 - \text{sen } \varnothing) \frac{\sigma_v + C \cotg \varnothing}{p_i + C \cotg \varnothing} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \varnothing}{2 \text{ sen } \varnothing}} \quad (1)$$

onde se desenvolvem tensões radiais e circunferenciais em pontos à distância  $r$  do centro do túnel dados por

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -C \cotg \varnothing + (p_i + C \cotg \varnothing) \left( \frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \text{ sen } \varnothing}{1 - \text{sen } \varnothing}} \\ \sigma_\varnothing &= -C \cotg \varnothing + (p_i + C \cotg \varnothing) \frac{1 + \text{sen } \varnothing}{1 - \text{sen } \varnothing} \left( \frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \text{ sen } \varnothing}{1 - \text{sen } \varnothing}} \end{aligned} \quad (2)$$

No limite da zona plástica ( $r = R$ ) será

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \sigma_v (1 - \text{sen } \varnothing) - C \cotg \varnothing \\ \sigma_\varnothing &= \sigma_v (1 + \text{sen } \varnothing) + C \cotg \varnothing \end{aligned} \quad (3)$$

e na zona em comportamento elástico

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_v \left[ 1 - \left( \frac{R}{r} \right)^2 + \sigma_R \left( \frac{R}{r} \right)^2 \right] \\ \sigma_\varnothing &= \sigma_v \left[ 1 + \left( \frac{R}{r} \right)^2 - \sigma_R \left( \frac{R}{r} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (4)$$

Este esquema de comportamento, apesar das suas limitações, permite no entanto apreciar a influência dos parâmetros principais numa forma simples.

Assim, a Fig. 7 mostra, para um material cujo critério de rotura seja  $\tau = \sigma \text{ tg } 30^\circ$ , o estado de tensão axial simétrico gerado e a importância da pressão  $p_i$ , isto é, da maior ( $\sigma_v/p_i = 10$ ) ou menor ( $\sigma_v/p_i = 40$ ) rigidez do revestimento, no raio da zona plastificada. A presença duma coesão pode ser apreciada considerando que, através do termo  $C \cotg \varnothing$ , ela corresponde a uma pré-compressão no maciço, aliviando assim o valor de  $p_i$  necessário à eventual estabilidade do túnel.

O decréscimo das características mecânicas  $C$  e  $\varnothing$  do material da zona plástica, que muitas vezes se considera, traduz-se fundamentalmente por um aumento do raio da zona plástica e uma descontinuidade nas tensões  $\sigma_\varnothing$  na fronteira entre as zonas plástica e elástica.

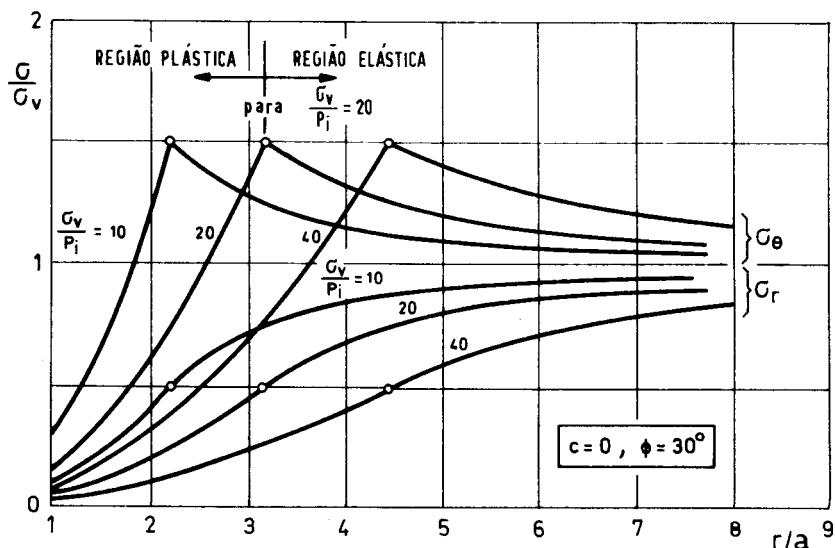


Fig. 7 - Distribuição das tensões num maciço elasto-plástico, ( $c = 0$ ,  $\phi = 30^\circ$ ), sujeito a um estado de tensão inicial uniforme, com uma abertura circular

A consideração deste decréscimo de resistência é especialmente importante no tecto das galerias. Uma via diferente e que além disso permite ter em conta a influência do efeito escala será considerar a introdução das forças mássicas da zona plástica através do termo  $\gamma(R-r) = \frac{\sigma_v}{z}(R-r)$ , onde  $z$  é a altura de terreno sobrejacente ao túnel, a adicionar à pressão  $\sigma_R$  da fórmula (3) (Hopper, 1970). Quando aplicada a um material segundo o já referido critério de Coulomb,  $\tau = \sigma \tan 30^\circ$ , a expressão geométrica do valor de  $p_i$  é a apresentada na Fig. 8 (Kidd, 1970). Ela mostra para este material, que:

- 1 - É necessária a instalação imediata dum revestimento no tecto ( $p_i/\sigma_v > 0$ );
  - 2 - Aumentando a deformação radial com a diminuição da relação  $r/R$ , as cargas a suportar pelo revestimento decrescem até certo valor e aumentam depois rapidamente;
  - 3 - Se o revestimento tem excessiva rigidez ( $\frac{r}{R} \approx 1$ ) ou excessiva flexibilidade ( $\frac{r}{R} \approx 0$ ) as cargas que ele deverá suportar são, em termos do terreno sobrejacente, relativamente altas;
  - 4 - As cargas a suportar pelo revestimento, em termos do peso do terreno sobrejacente, diminuem com a profundidade a que o túnel está situado.
- É importante também analisar a expressão que fornece o deslocamento

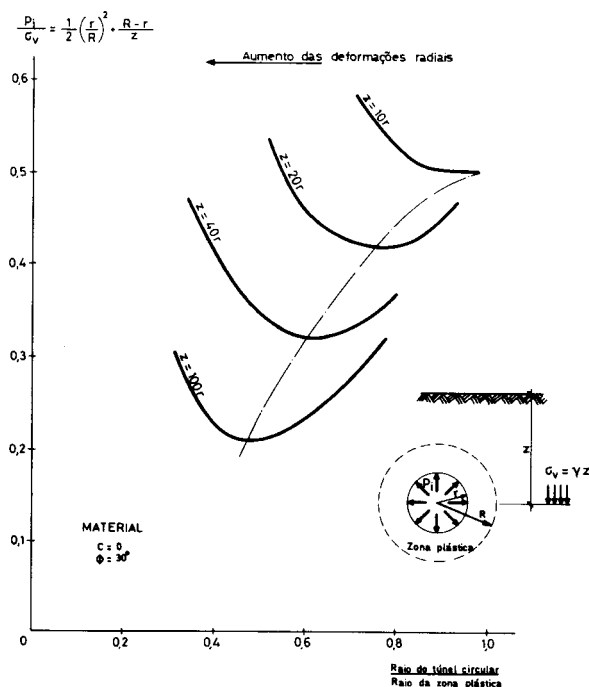


Fig. 8 – Influência, no valor da pressão suportada pelo revestimento, da profundidade do túnel circular e da dimensão da zona plástica

radial da parede do túnel circular. Ainda segundo Deere (1969) é, para o comportamento elástico caracterizado pelo módulo de elasticidade  $E$  e coeficiente de Poisson  $\nu$ , num campo de tensões uniforme ( $\sigma_v = \sigma_h$ ),

$$u_a = (\sigma_v - p_i) \frac{1 + \nu}{E} a$$

e, para o comportamento elasto-plástico a volume constante, quando  $\sigma_v > (p_i + C \cos \theta) / (1 - \sin \theta)$ ,

$$u_a = a \left( 1 + \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right)$$

em que

$$A = \frac{1+\nu}{E} \sin \theta \left[ \frac{(1-\sin \theta)}{p_i + C \cotg \theta} \right] \frac{1-\sin \theta}{\sin \theta} (\sigma_v + C \cotg \theta) \frac{1}{\sin \theta} \left[ 2 - \frac{1+\nu}{E} \sin \theta (\sigma_v + C \cotg \theta) \right].$$

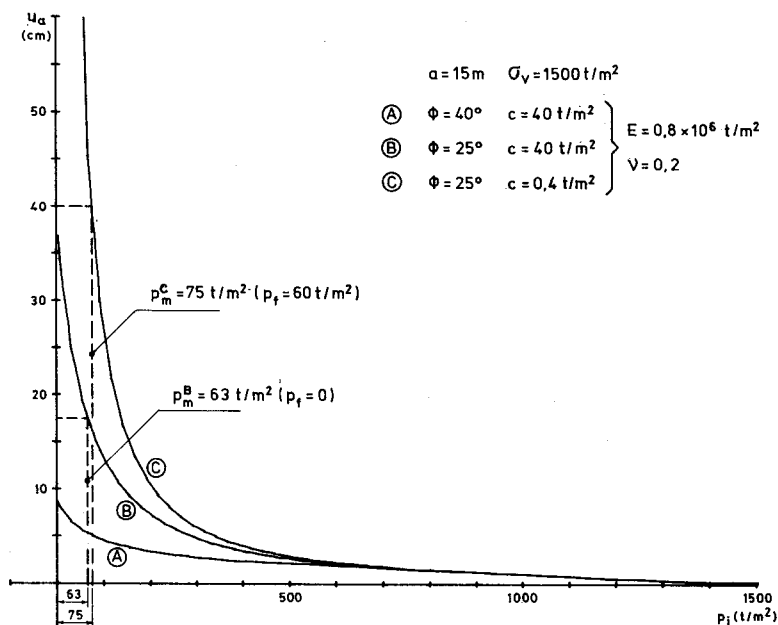


Fig. 9 – Curvas características de três maciços, com túnel circular de diâmetro 30 m, sujeitos à tensão inicial uniforme de 1500 t/m<sup>2</sup>

A Fig. 9 apresenta três expressões gráficas das relações  $(u_a, p_i)$  correspondentes ao comportamento dum túnel circular ( $a = 15$  m) aberto num maciço, sob a tensão inicial  $\sigma_v = \sigma_h = 1500$  t/m<sup>2</sup>, com o módulo de elasticidade  $E = 0,8 \times 10^6$  t/m<sup>2</sup> e o coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$  para três características resistentes  $C, \phi$ . O valor  $p_i = 1500$  t/m<sup>2</sup> corresponde a um túnel sujeito a uma pressão interna  $p_i$  igual à exterior,  $\sigma_v$ , isto é, a pressão interna substitui a acção do núcleo de rocha anterior à abertura.

Com a diminuição de  $p_i$  simula-se toda a gama teórica de revestimentos de rigidez sucessivamente decrescente, até esta se anular completamente ( $p_i = 0$ ), ou o efeito de suporte da frente à medida que o túnel avança. Pode concluir-se assim que, no caso do material A, o túnel é estável, não necessitando de revestimento, enquanto que, no caso dos materiais B e C, a estabilidade sem grandes deformações se obtém para pressões suportadas pelo revestimento tanto maiores quanto menores forem as deformações permitidas ou as características resistentes do maciço.

Estes tipos de curvas, na América designados por curvas de reacção do maciço e na Europa por curvas características do maciço, são, no caso vertente, independentes do ponto considerado na parede do túnel. Condições diferentes só podem ser obtidas com modelos geomecânicos ou recorrendo a estudos pelo método dos elementos finitos; para facilitar a análise, considera-se normalmente apenas a relação entre a pressão média em vários pontos e o deslocamento médio dos mesmos, se as suas variações não forem consideradas excessivas.

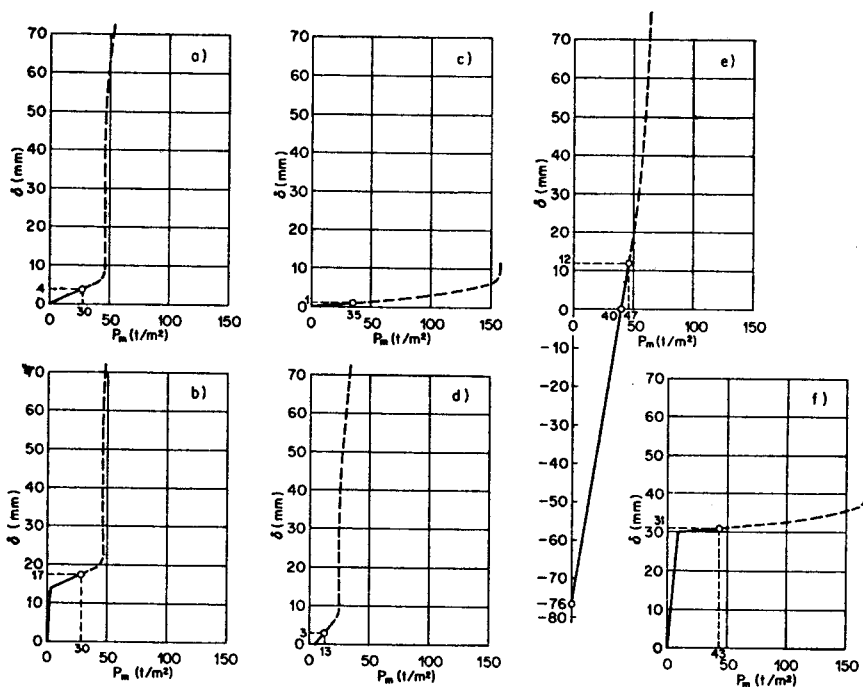
No entanto, a situação analisada através deste tipo de informação não contempla toda a problemática da abertura dum túnel, que tem que incluir o estudo do comportamento da frente e o do revestimento.

Em relação ao primeiro ponto, pode dizer-se, com base no comportamento elástico, que, para além e para aquém de dois diâmetros em relação à frente, as deformações do maciço sem túnel e com túnel se mantêm independentes da distância à frente. Lombardi (1971) considera que será razoável supor que a frente suporta, radialmente, uma carga uniforme igual a metade da resistência à compressão simples se a frente não for ela própria suportada por uma pressão  $p_f$  que lhe seja normal. Tal resulta de considerar que a frente, como elemento resistente, é uma placa em estado plano de tensão e com metade da espessura unitária.

Se a frente for suportada por uma pressão  $p_f$ , isto é, estiver em compressão triaxial, a pressão média radial suportada pela frente pode considerar-se que seja também metade da tensão principal máxima que as características mecânicas do material suportam. Para uma envolvente de rotura linear será

$$p_m = \frac{1}{2} \sigma_{\max} = \frac{1 + \sin \varnothing}{\cos \varnothing} \cdot C + \left( \frac{1 + \sin \varnothing}{\cos^2 \varnothing} - \frac{1}{2} \right) p_f$$

Para o material B da Fig. 9 e para a pressão  $p_f = 0$  a pressão  $p_m$  que a frente suporta radialmente é 63 t/m<sup>2</sup>. Supondo um comportamento plástico a curva característica da frente é paralela ao eixo dos deslocamentos pelo que o deslocamento radial na frente seria 18 cm (em relação ao maciço sem abertura). Para o material C e para  $p_f = 60$  t/m<sup>2</sup> a pressão que a frente suporta é 75 t/m<sup>2</sup>, mas, além dos deslocamentos serem exagerados,  $\simeq 40$  cm, a frente torna-se instável se aquela pressão  $p_f$  baixar. Tal mostra que a estabilidade da frente só poderá ser obtida com tratamento do maciço que, aumentando a coesão, traga a curva "C" para próximo da curva "B", dispensando a necessidade da pressão  $p_f$ , visto que a sua materialização tem limites ( $< 60$  t/m<sup>2</sup>) para o trabalho humano.



- a) Perfis aço DIN 22, formando arcos afastados de 1 m  
 b) Idem, com juntas deformáveis ou com interposição de material deformável  
 c) Betão com 30 cm de espessura  
 d) Ancoragem  $\varnothing$  26 mm simples/m<sup>2</sup>, comp. 4 m e 5 t de carga  
 e) Ancoragem pré-esforçada/1,5 m<sup>2</sup>, carga 60 t, 15 m de comp. livre do cabo, 40 t/m<sup>2</sup> na rocha  
 f) Princípio do novo processo austríaco de construção: inicialmente revestimento elástico (curva muito inclinada) e posteriormente revestimento rígido de betão, e = 30 cm (curva pouco inclinada)

Fig. 10 - Curvas características de 6 tipos de revestimento

São assim possíveis 4 situações em túneis sem revestimentos:

- 1 - Estabilidade do túnel e da frente;
- 2 - Instabilidade do túnel e estabilidade da frente;
- 3 - Instabilidade do túnel e da frente;
- 4 - Estabilidade do túnel e instabilidade da frente;

ainda que esta última seja bastante rara (Lombardi, 1972).

Propõe-se mesmo (Rutschmann, 1974) que esquemas de comportamento



deste tipo façam parte da informação para a classificação de maciços rochosos sob o ponto de vista de métodos mecânicos de perfuração.

Em relação ao segundo ponto (estudo do revestimento), ele pode fazer-se de forma a obter a curva característica do revestimento, isto é, a relação entre a pressão média exterior que este suporta e o deslocamento médio. Na Fig. 10 apresentam-se 6 tipos de revestimentos (Lombardi, 1971) desde os muito rígidos (arco de betão, moldado no local) até aos muito flexíveis e introduzindo deslocamentos iniciais que comprimem a rocha (ancoragem pré-esforçada), os quais podem ser utilizados em conjunto ou sucessivamente de forma a estabilizar o túnel.

Naturalmente que a origem das coordenadas das curvas características dos revestimentos não coincide com a origem das coordenadas da curva característica do maciço; o seu desfasamento ao longo do eixo dos deslocamentos é função da distância à frente e do espaço entre o revestimento e a parede do túnel, se o revestimento não for aplicado contra esta. A intercepção das curvas características do maciço e do revestimento fornece a pressão que este suporta.

A questão da determinação do deslocamento, na curva característica do maciço, que corresponde a certa distância à frente é um problema tridimensional (Daemen e Fairhurst, 1972), que foi abordado por Lombardi (1971) de forma expedita.

As soluções para os problemas da influência do tempo quer na diminuição das características mecânicas quer na fluência, da variação de volume e da expansibilidade estão limitadas pelo ainda insuficiente conhecimento das propriedades mecânicas da rocha e do maciço, quer do ponto de vista da resistência, quer de deformabilidade, quer das suas evoluções no tempo, especialmente pós-rotura. Conta, portanto, ainda muito a experiência (Pacher, 1972; Golser, 1973). Elas implicam porém sempre um deslocamento da curva característica na direcção do eixo dos deslocamentos (Lombardi, 1972), isto é, para o mesmo deslocamento a carga suportada pelo revestimento (ou pela frente) é maior.

A necessidade do estudo tridimensional é evidentemente muito maior no caso do meio descontínuo ser o modelo estrutural aconselhável para o maciço onde se vai abrir o túnel.

O esquema geral de análise é, portanto, em linhas gerais o seguinte: após os estudos de geologia, especialmente geologia estrutural, e os ensaios de caracterização das propriedades do maciço, há que estabelecer o modelo matemático ou físico que simule o maciço, analisar, com base neste modelo, a estabilidade do túnel, prever eventualmente o revestimento ou até tratamentos, reconsiderar

então a simulação e analisar os resultados do novo estudo de estabilidade.

No que vai seguir-se apreciar-se-ão resultados da simulação por meio de modelos reduzidos do comportamento de maciços com túneis.

### 3 – ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE MACIÇOS COM TÚNEIS

No campo da experimentação em modelo reduzido os trabalhos até agora realizados têm sido fundamentalmente de investigação e não de dimensionamento para um determinado projecto. A análise dos trabalhos realizados reveste-se porém de informações importantes, não só pelas conclusões alcançadas, mas, principalmente, por mostrar que a técnica de ensaios em modelo começa a poder dispor de aparelhos, materiais e meios humanos para colaborar eficazmente num projecto determinado.

#### 3.1 – *Ensaio de túneis não revestidos*

Vão analisar-se os seguintes estudos sobre túneis não revestidos:

- 1 – Estudo tridimensional das escavações para a central e circuito hidráulico do aproveitamento de Cabora Bassa, realizado no LNEC. Neste estudo supôs-se o maciço rochoso com comportamento elástico linear.
- 2 – Estudo tridimensional dum túnel circular, sem revestimento, realizado na Universidade de Illinois. O material do modelo tem comportamento elasto-plástico.
- 3 – Estudo plano dum túnel circular, num meio diaclasado, para apreciação da influência das dimensões relativas diâmetro-afastamento das juntas na sua estabilidade, realizado na Universidade da Califórnia.
- 4 – Estudo dum túnel quadrado, num meio diaclasado, para apreciação da influência do campo de tensões e da orientação das juntas na sua estabilidade, realizado no Imperial College of Science and Technology de Londres.

O maciço rochoso em Cabora Bassa é constituído por rocha gnaissica de comportamento elástico, com um módulo de elasticidade médio de cerca de 700 000 kgf/cm<sup>2</sup> e uma resistência à compressão simples de cerca de 1 200 kgf/cm<sup>2</sup>. O diaclasamento é pouco frequente.

Ensaios “in situ” na zona das escavações, efectuadas pelo LNEC, utilizando o método dos macacos planos de pequena área, mostraram que esta rocha estava

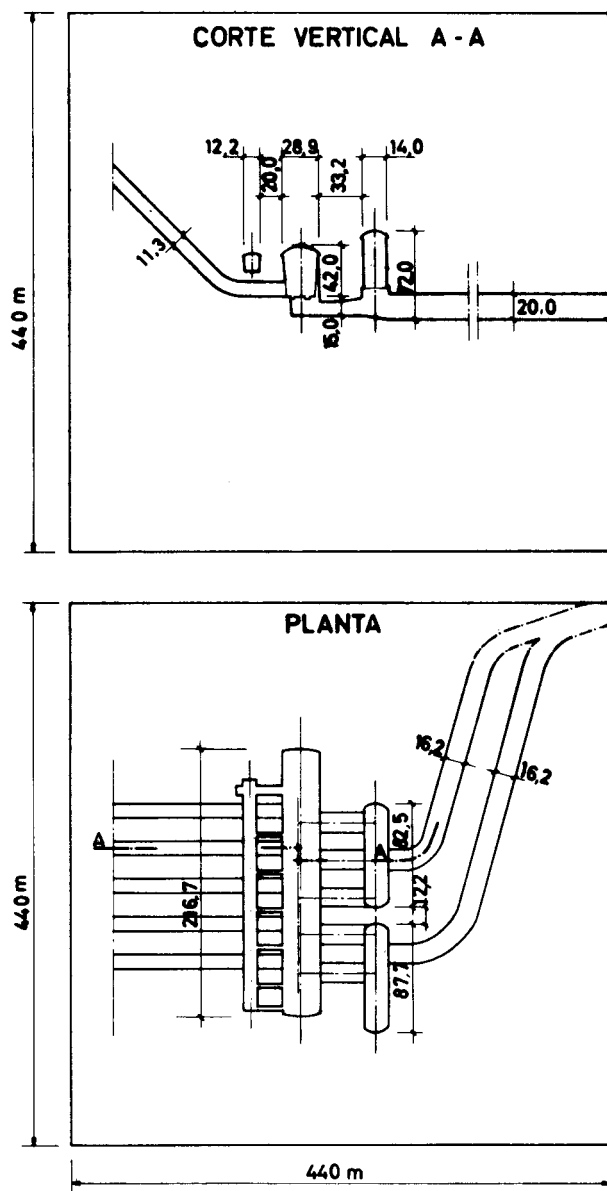


Fig. 11 – Dimensões gerais das escavações do aproveitamento de Cabora Bassa.  
 Implantação no modelo

submetida a tensões internas da ordem dos 150 kgf/cm<sup>2</sup> na direcção vertical e da ordem dos 100 kgf/cm<sup>2</sup> em qualquer das direcções horizontais.

O modelo utilizado na realização deste estudo, feito duma mistura de gesso e diatomite, era um cubo (Fig. 11) com 1,75 m de aresta, no interior do qual se reproduziram à escala 1/250 as aberturas correspondentes à caverna da central, à galeria dos transformadores, às galerias de acesso à central e ao circuito hidráulico – condutas forçadas, difusores, chaminés de equilíbrio e galerias de fuga.

Nos ensaios (Silveira, 1973), não se reproduziu duma só vez o estado de tensão tridimensional existente no maciço rochoso, mas, isoladamente, cada uma das três tensões principais: uma vertical e duas horizontais segundo as direcções longitudinal e transversal da central.

Os ensaios referentes a uma pressão vertical de 100 kgf/cm<sup>2</sup> a actuar isoladamente (Fig. 12) mostram que, nas paredes da caverna da central, as maiores

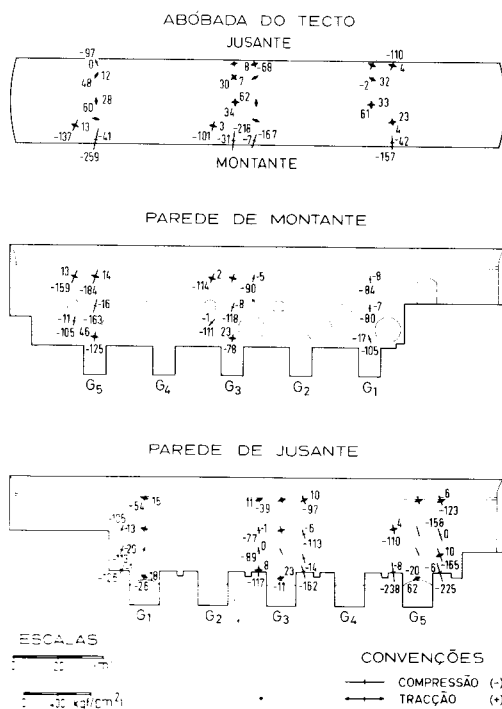


Fig. 12 – Tensões principais na caverna da central para uma pressão vertical ( $p_v$ ) de 100 kgf/cm<sup>2</sup>

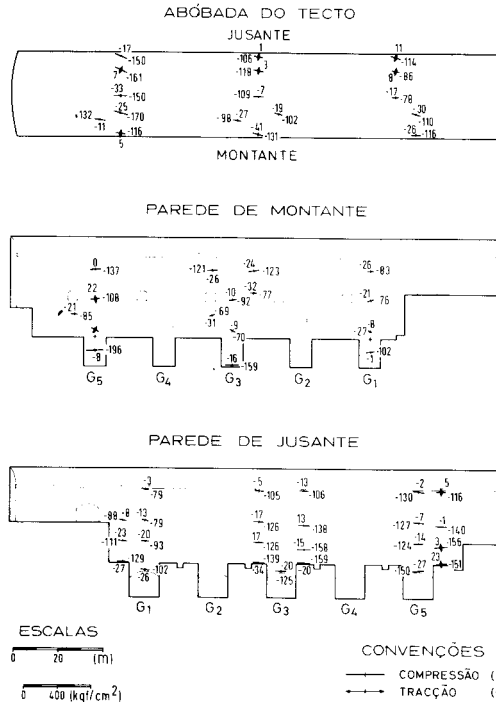


Fig. 13 – Tensões principais na caverna da central para uma pressão lateral ( $p_{hl}$ ) de  $100 \text{ kgf/cm}^2$  na direcção do seu eixo longitudinal

tensões principais se afastam, dum modo geral, sensivelmente da vertical, na parede de montante, devido às aberturas correspondentes às condutas forçadas e, na parede de jusante, devido às aberturas correspondentes aos difusores.

Na parede de jusante, as tensões medidas nas regiões dos grupos 1 e 5 orientam-se para as zonas maciças dos topos das cavernas, extensões norte e sul, e as medidas na região do grupo 3 inclinam-se para o lado do pilar existente entre as chaminés de equilíbrio, provavelmente devido a esse pilar conferir uma maior rigidez àquela zona.

Tanto na parede de montante como na parede de jusante, é na região do grupo 5 que se verificam as maiores tensões, por ficar próxima do topo da caverna e ter maior volume de escavações à sua volta.

Na abóbada do tecto as maiores compressões observam-se junto à parede de montante, com os valores máximos da ordem de 2,5 vezes a pressão aplicada,

também na região do grupo 5.

Os ensaios referentes a uma pressão de  $100 \text{ kgf/cm}^2$  a actuar isoladamente segundo a direcção do eixo longitudinal da central (Fig. 13), mostram que as maiores compressões se verificam nas paredes e nos tectos em direcções próximas da horizontal, sendo também na região do grupo 5 que se verificam as maiores concentrações.

Quando se faz a composição dos resultados obtidos nos ensaios de modo a reproduzir o estado de tensão triaxial existente inicialmente no maciço – pressão vertical de  $150 \text{ kgf/cm}^2$  e pressão lateral, igual em todas as direcções, de  $100 \text{ kgf/cm}^2$  – verifica-se que, nas paredes da caverna da central (Fig. 14), se acentua fortemente a inclinação das tensões principais em relação à vertical. Nesta caverna, a maior compressão registada verifica-se na abóbada do tecto com o valor de  $-554 \text{ kgf/cm}^2$ , na região do grupo 3.

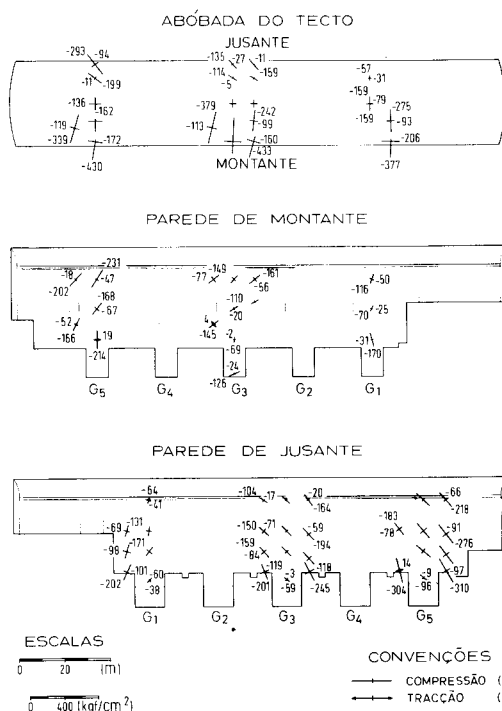


Fig. 14 – Tensões principais na caverna da central para um estado de tensão triaxial no maciço rochoso correspondente a  $p_v = 150 \text{ kgf/cm}^2$  e  $p_{hl} = p_{ht} = 100 \text{ kgf/cm}^2$

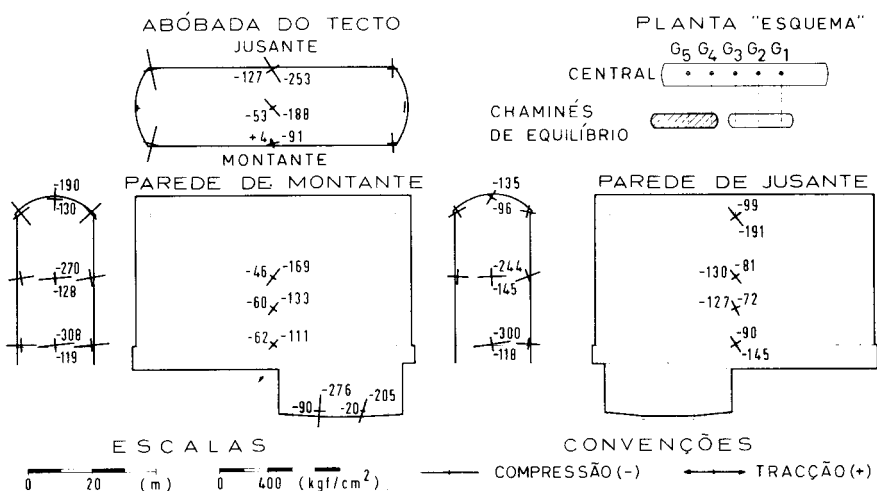


Fig. 15 - Tensões principais na caverna da chaminé de equilíbrio sul para um estado de tensão triaxial no maciço rochoso correspondente a  $P_v = 150 \text{ kgf/cm}^2$  e  $P_{hl} = P_{ht} = 100 \text{ kgf/cm}^2$

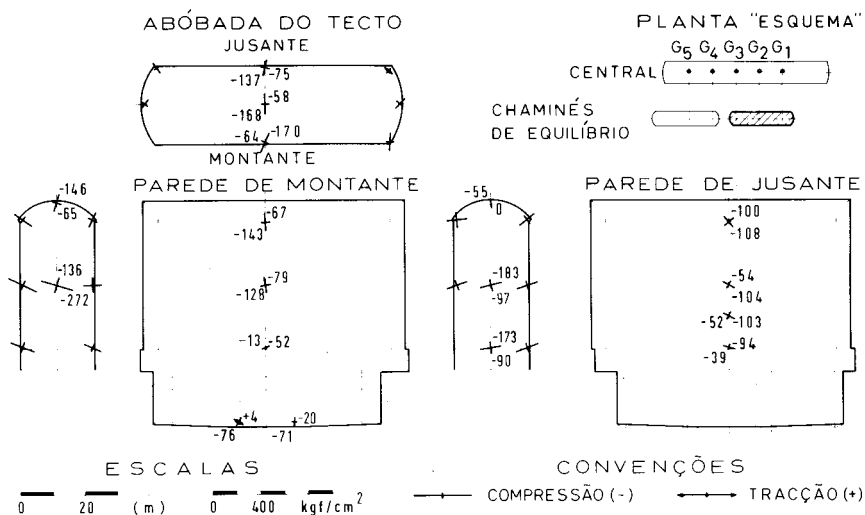


Fig. 16 - Tensões principais na caverna da chaminé de equilíbrio norte para um estado de tensão triaxial no maciço rochoso correspondente a  $P_v = 150 \text{ kgf/cm}^2$  e  $P_{hl} = P_{ht} = 100 \text{ kgf/cm}^2$

Nas Figs. 15 e 16 apresentam-se os resultados obtidos nas chaminés de equilíbrio sul e norte, respectivamente, verificando-se maiores compressões nas paredes da chaminé sul que nas paredes da chaminé norte. Note-se, contudo, que os pontos de medição estão nestas cavernas diferentemente localizados em relação às aberturas inferiores correspondentes aos difusores e aos canais de fuga.

Uma vez que se dispõe dos resultados do cálculo analítico (S. Fernandes, 1971) tem interesse fazer a sua comparação com os resultados do modelo. Esse cálculo foi feito utilizando o método dos elementos finitos e considerando um sólido semi-indefinido em estado plano de deformação, normal ao eixo da caverna central. Isto equivale a considerar as cavernas que se desenvolvem paralelamente ao eixo da central (sala dos transformadores, central e chaminés de equilíbrio) com um comprimento indefinido. As outras aberturas correspondentes ao circuito hidráulico foram consideradas através dum aumento de deformabilidade tendo em conta as relações de espessura iniciais e finais entre eixos dos grupos.

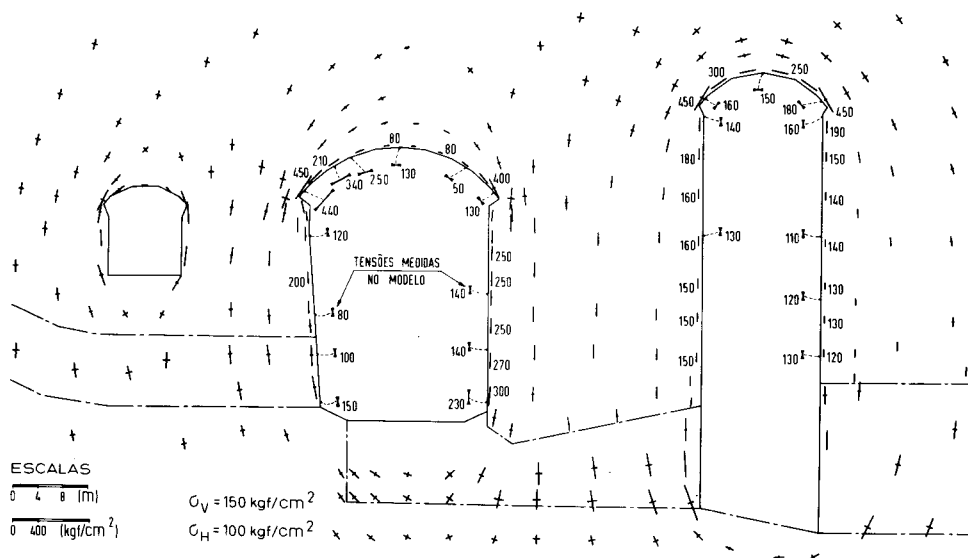


Fig. 17 – Comparação entre as tensões obtidas por elementos finitos e pelo modelo



Na Fig. 17 apresentam-se os resultados deste cálculo e indicam-se, também, para comparação, os valores médios das tensões verticais obtidas no modelo tridimensional ao longo das cavernas.

Esta comparação mostra que os valores médios obtidos no modelo são, dum modo geral, mais baixos que os valores obtidos no cálculo, pois que, considerando neste caso um estado plano de deformação, não se tem em conta os limites das cavernas segundo o seu comprimento, eliminando portanto zonas

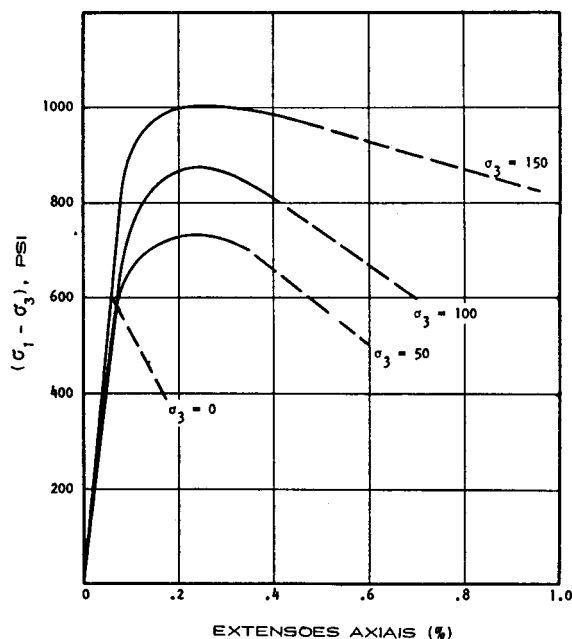


Fig. 18 – Curvas médias tensões-extensões para várias pressões de confinamento

resistentes que têm grande contribuição no modelo tridimensional.

O segundo estudo diz respeito a um túnel circular, sem revestimento, submetido a um estado de tensão tridimensional com uma das tensões principais na direcção do eixo do túnel. Foi realizado por Heuer e Hendron (1971) na Universidade de Illinois.

O material utilizado na construção do modelo era uma mistura de água-gesso-areia, cujo comportamento em compressão triaxial exhibe (Fig. 18) um

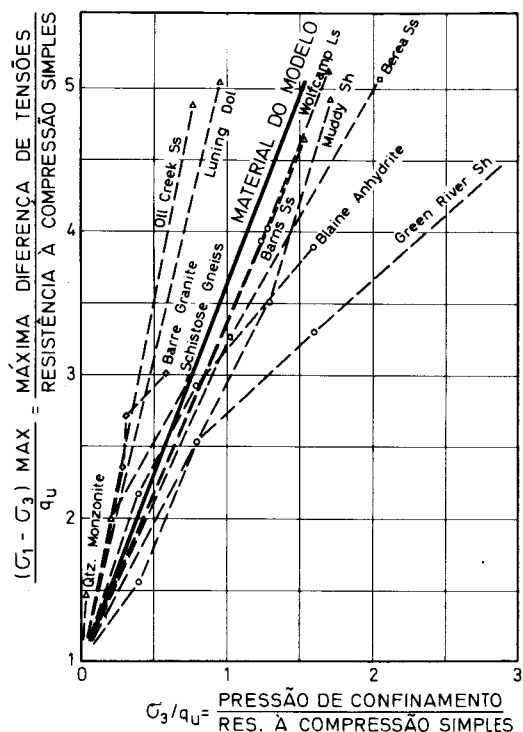


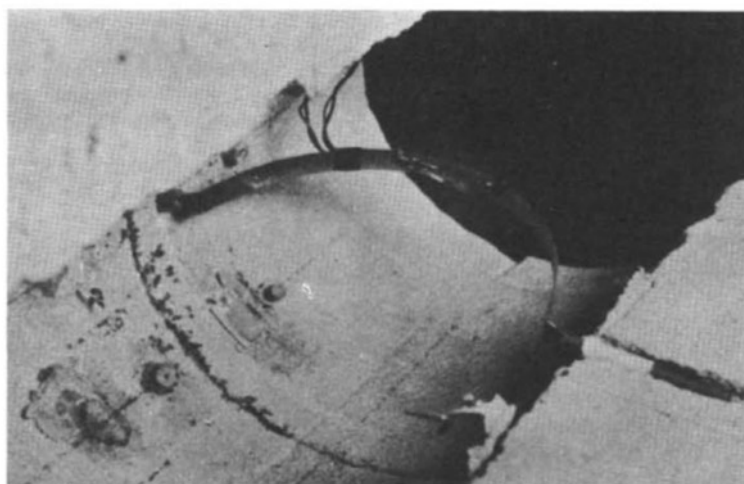
Fig. 19 – Adequação do comportamento triaxial do material do modelo e de várias rochas

módulo de elasticidade independente da pressão de confinamento e certo grau de comportamento plástico. Na Fig. 19 compara-se o comportamento em compressão triaxial do material do modelo com o de várias rochas com vista a avaliar da sua relativamente boa adequabilidade.

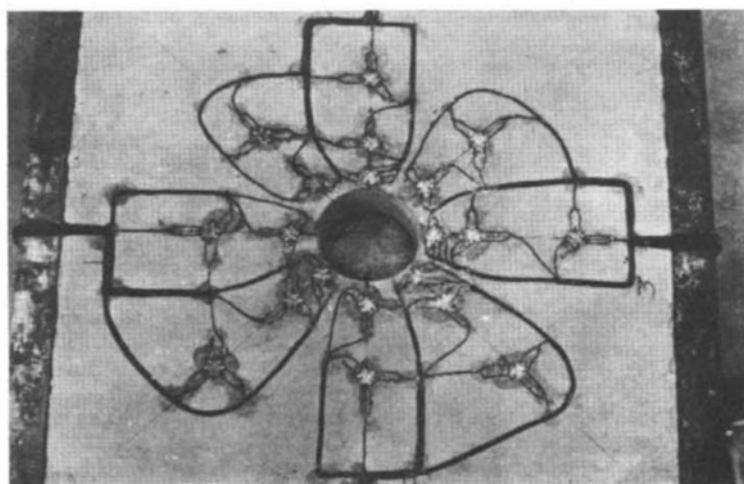
O material tem um ângulo de atrito interno de  $35^\circ$ , uma resistência à compressão simples de 600 psi (42 kgf/cm<sup>2</sup>) e uma resistência à tracção de 36 psi (2,5 kgf/cm<sup>2</sup>).

Na Fig. 20 mostra-se a técnica de medição dos deslocamentos de pontos da parede do túnel no interior do maciço e na Fig. 21 um aspecto dos extensómetros colocados no interior do maciço num plano normal ao eixo do túnel.

Os autores ensaiaram 8 modelos, em que o túnel tinha 10 cm de diâmetro e o bloco tinha uma secção quadrada de 70 cm de lado e uma altura de 25 cm na direcção do eixo do túnel.



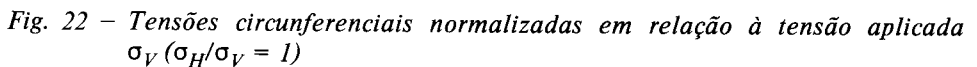
*Fig. 20 – Sistema de medição da variação do diâmetro*



*Fig. 21 – Rosetas de extensómetros eléctricos coladas no interior do modelo*

Apresenta-se na Fig. 22 o comportamento em termos de tensões circunferenciais, normalizadas em relação à tensão aplicada  $\sigma_v$ .

Nota-se que, em comparação com a solução teórica, para além da zona plástica, as tensões desenvolvidas sobrecarregam o maciço a distâncias apreciáveis do bordo. Tal resulta do comportamento do material não ser perfeitamente elasto-plástico.



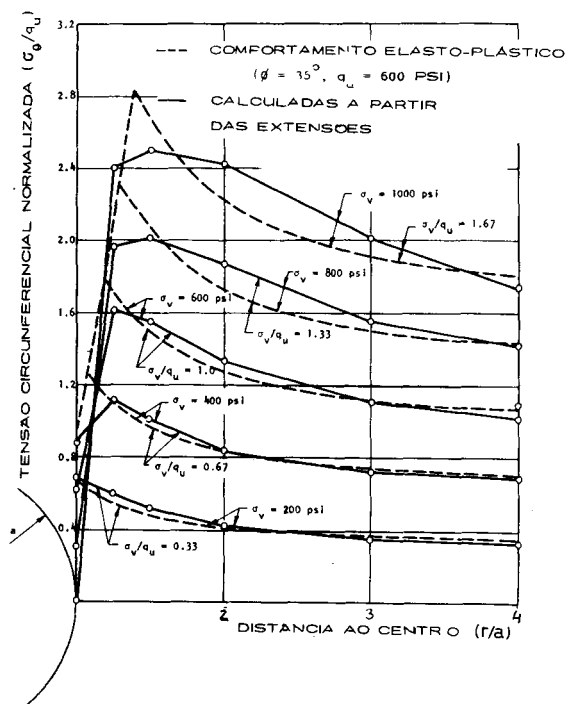


Fig. 23 - Tensões circunferenciais normalizadas em relação à resistência à compressão ( $\sigma_H/\sigma_V = 1$ )

Na Fig. 23, onde as tensões circunferenciais estão normalizadas em relação à resistência à compressão simples  $q_u$ , confirma-se o comportamento já notado em relação ao comportamento elasto-plástico.

A análise da variação do diâmetro, Fig. 24, mostra que, na parede do túnel ( $r/a = 1$ ), com o aumento da carga, os deslocamentos se afastam dos do comportamento elástico. No interior ( $r/a = 1,65$ ) os movimentos aumentam a taxa menor que junto à parede.

Na Fig. 25 podem ver-se aspectos das roturas conjugadas localizadas junto às paredes, só detectáveis com exame por raios X, atingindo 6 mm de profundidade. O ângulo entre as tangentes à parede e à fenda tem um valor médio de  $24^\circ$ , próximo do valor  $45^\circ - \phi/2 = 45^\circ - 35^\circ/2 = 27,5^\circ$ .

No ensaio com tensões aplicadas  $\sigma_H/\sigma_V = 1/4$  a simetria axial do ensaio anterior deixa de existir. Analisar-se-á o que se passa em três secções médias

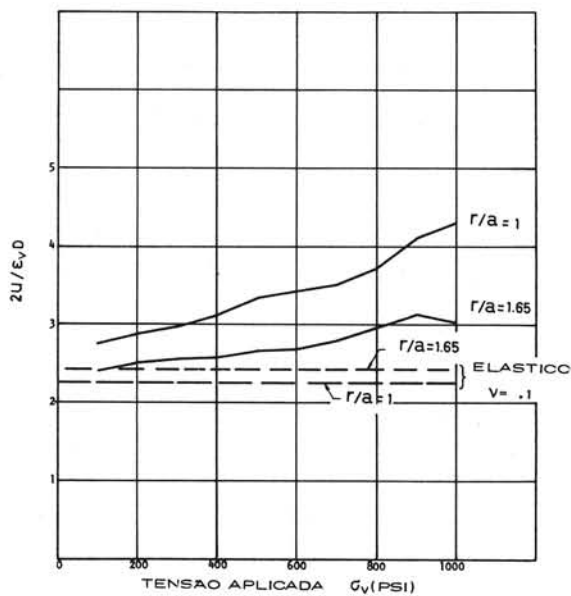


Fig. 24 - Variação do diâmetro com a tensão aplicada  $\sigma_v$  ( $\sigma_H/\sigma_v = 1$ )

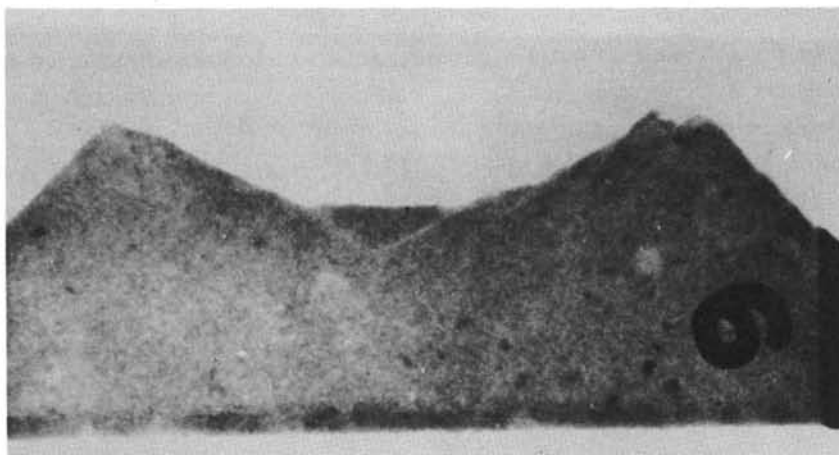


Fig. 25 - Fotografias por raios X das roturas nas paredes do túnel ( $\sigma_H/\sigma_v = 1$ )



Fig. 26 – Roturas nas paredes do túnel ( $\sigma_H/\sigma_V = 1/4$ )

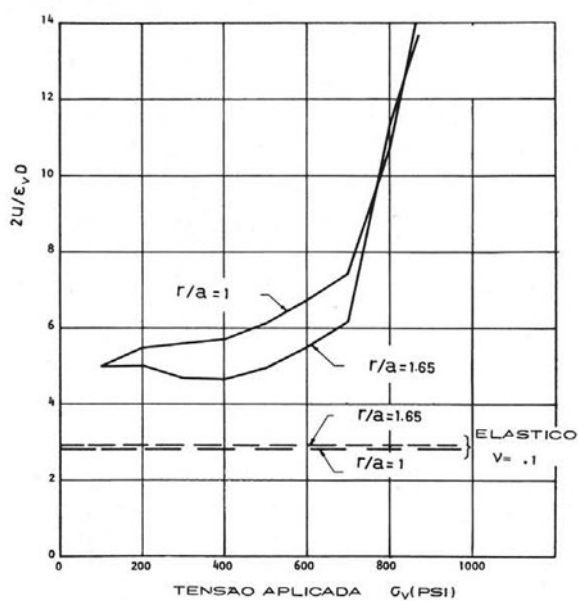


Fig. 27 – Variação do diâmetro com a tensão aplicada  $\sigma_v$  ( $\sigma_H/\sigma_v = 1/4$ ,  $\Theta = 0^\circ$ )

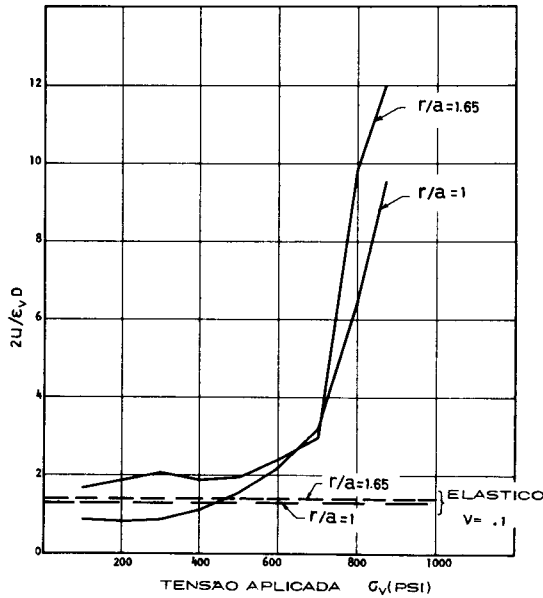


Fig. 28 - Variação do diâmetro com a tensão aplicada  $\sigma_v$  ( $\sigma_H/\sigma_v = 1/4$ ,  $\Theta = 45^\circ$ )

- vertical ( $\Theta = 0^\circ$ ), horizontal ( $\Theta = 90^\circ$ ) e inclinada ( $\Theta = 45^\circ$ ).

As roturas são agora visíveis a olho nu, Fig. 26, na secção  $\Theta = 90^\circ$ , onde se dão as concentrações de tensões.

As fracturas concentraram-se junto às paredes a meia altura do túnel e o ângulo entre os bordos das fracturas e as paredes do túnel mediu  $29^\circ$  e a profundidade das fracturas atingiu 1,34 raios. Estas fracturas prolongavam-se para os limites superior e inferior do bloco por 4 fracturas a  $15^\circ$  em relação à vertical.

Não se notaram roturas de tracção nos topos do túnel.

Os movimentos das paredes dos túneis estão representados nas Figs. 27, 28 e 29 para  $\Theta = 0^\circ$ ,  $\Theta = 45^\circ$  e  $\Theta = 90^\circ$ , respectivamente. Só depois de cerca de 400 psi de tensão aplicada  $\sigma_v$  se notam movimentos para o interior do túnel, que se acentuam após  $\sigma_v$  atingir 700 psi nas três posições medidas, quer na parede quer no interior. No entanto para  $\Theta = 90^\circ$ , Fig. 29, nota-se, para  $r/a = 1,65$ , um afastamento para o exterior contrariamente às outras posições.

A distribuição das tensões circunferenciais é apresentada na Fig. 30 para



$\Theta = 90^\circ$ . Até 200 psi o comportamento é elástico e até 600 psi é elasto-plástico. Para valores superiores há uma mudança de comportamento pois as tensões  $\sigma_\Theta$  anulam-se junto ao bordo, indicando a rotura da zona, instalando-se, para  $r/a > 1$ , um comportamento elasto-plástico. Nota-se especialmente uma transferência de tensões para o interior do maciço à medida que a tensão aplicada cresce.

Nas Figs. 31 e 32 apresentam-se esquemas dos aspectos mais significativos do comportamento do modelo durante a rotura. Para valores acima de 600 psi o comportamento descontínuo atrás referido está relacionado com a formação das roturas de corte que se propagam para o interior do maciço.

Comportamento semelhante foi obtido para um estado de tensão aplicado de  $\sigma_H/\sigma_V = 2/3$ ; no entanto as roturas ocupam uma região maior, como se vê na Fig. 33, e também não apareceram as roturas por corte propagando-se para o interior, o que é resultado da maior uniformidade do campo de tensões.

Heuer e Hendron fazem uma análise do comportamento observado em túneis durante a abertura e a principal diferença que encontram em relação ao

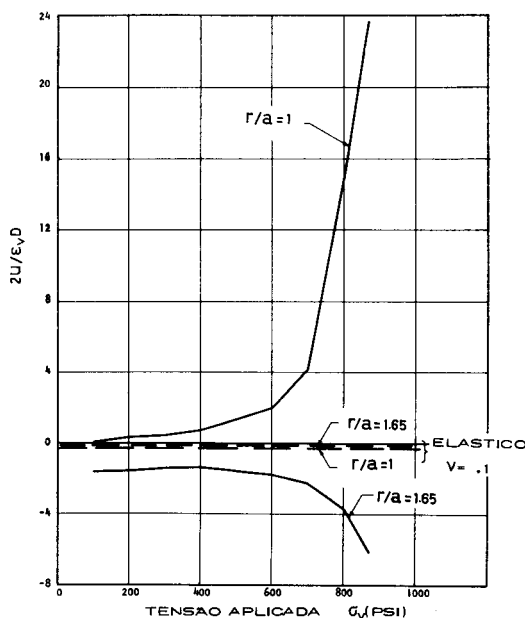


Fig. 29 - Variação do diâmetro com a tensão aplicada  $\sigma_v$  ( $\sigma_H/\sigma_v = 1/4$ ,  $\Theta = 90^\circ$ )

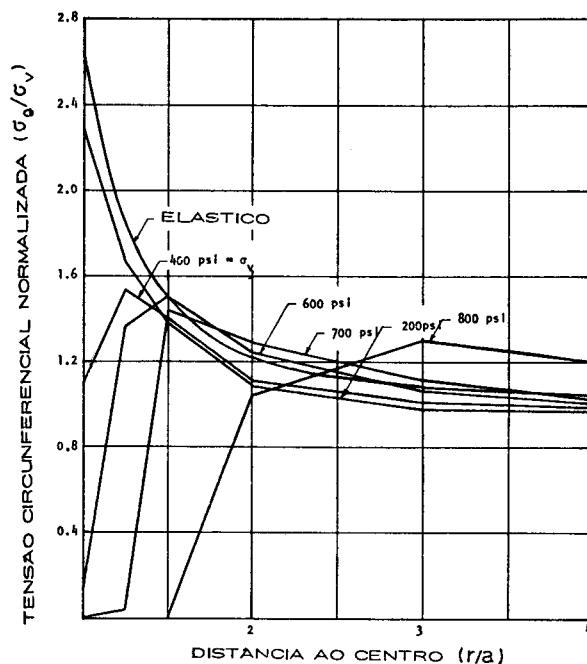


Fig. 30 – Tensão circunferencial normalizada em relação à tensão aplicada  $\sigma_v$  ( $\sigma_H/\sigma_v = 1/4$ ,  $\Theta = 90^\circ$ )

modelo é no tipo de rotura que, em alguns casos, se dá principalmente por lasqueamento ou separação e não por corte. Admitem que o material do modelo possa não ser suficientemente frágil, mas supõem também que a técnica de abertura por explosão possa influir também no tipo de rotura observado.

Posteriormente, num túnel circular aberto com máquina perfuradora, foi verificado (Sperry e Heuer, 1972), o mesmo tipo de rotura obtido no modelo com  $\sigma_H/\sigma_v = 1/4$ .

No terceiro estudo referido (Rouvray, 1970), o material é uma mistura de areia, pó de mica e parafina com 1 kgf/cm<sup>2</sup> de resistência à compressão e o campo de tensões foi aplicado numa máquina centrífuga, em estado de extensão plana.

Na Fig. 34 apresentam-se os tipos de modelos ensaiados. Variando a relação entre o diâmetro do furo e o afastamento das juntas verticais e horizontais e determinando a força por unidade de volume que provoca a rotura, é possível

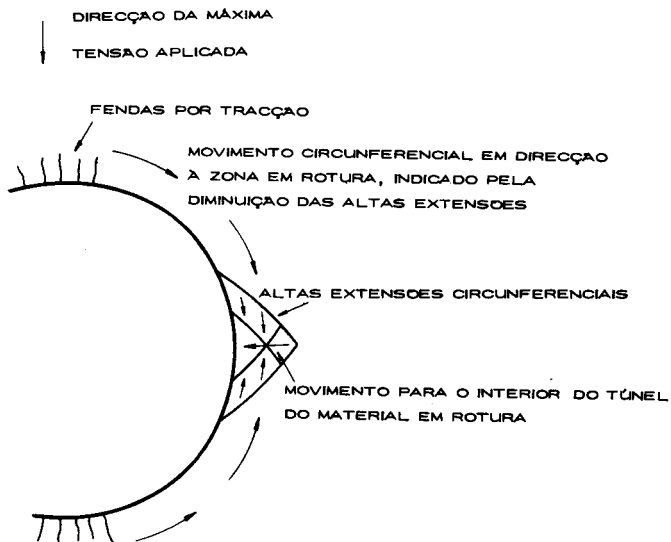


Fig. 31 - Aspectos significativos do comportamento para  $\sigma_H/\sigma_V = 1/4$  durante a fase inicial de rotura

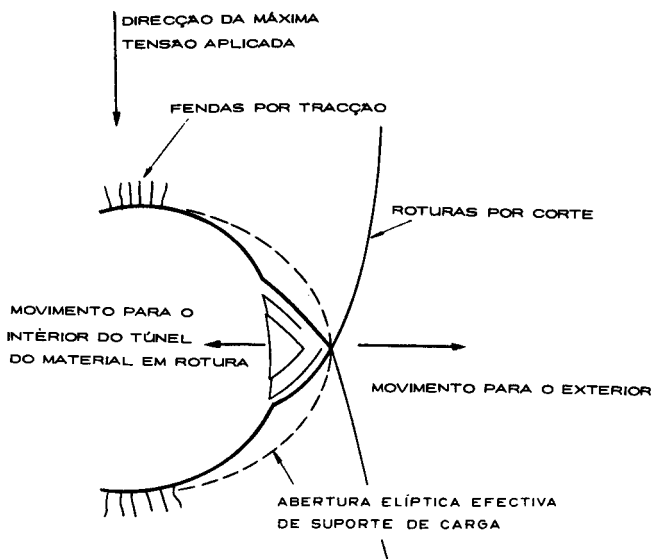


Fig. 32 - Aspectos significativos do comportamento para  $\sigma_H/\sigma_V = 1/4$  durante as fases finais de rotura



*Fig. 33 – Roturas nas paredes do túnel ( $\sigma_H/\sigma_V = 2/3$ )*

apreciar a influência do número de juntas na diminuição de resistência. É o que o factor  $\alpha$ , relação entre as forças que provocam a rotura em cada modelo e as do modelo I, aprecia.

Nota-se que à medida que  $2a/5$  aumenta, isto é, que o número de juntas interceptando o túnel aumenta, a resistência diminui, havendo porém nos ensaios 6 e 7 um aumento de resistência, ligada provavelmente à menor influência do efeito fatia, isto é, da pequena espessura entre a parede do túnel e a primeira vertical. O ensaio n.º 5 é uma excepção a esta explicação.

O quarto estudo em modelo de túneis não revestidos foi realizado por Ergun (1970) no Royal School of Mines do Imperial College of Science and Technology, de Londres, num trabalho de tese.

Estes estudos foram especialmente importantes por deles ter resultado um sistema de carga biaxial que permite aplicar cargas apreciáveis mesmo que se dêm deslocamentos localizados importantes, o que pode suceder no ensaio de modelos de túneis em meios diaclasados.

Ensaaiaram-se 5 modelos, com as características indicadas na Fig. 35.

O material era uma mistura de gesso-água com as seguintes propriedades:

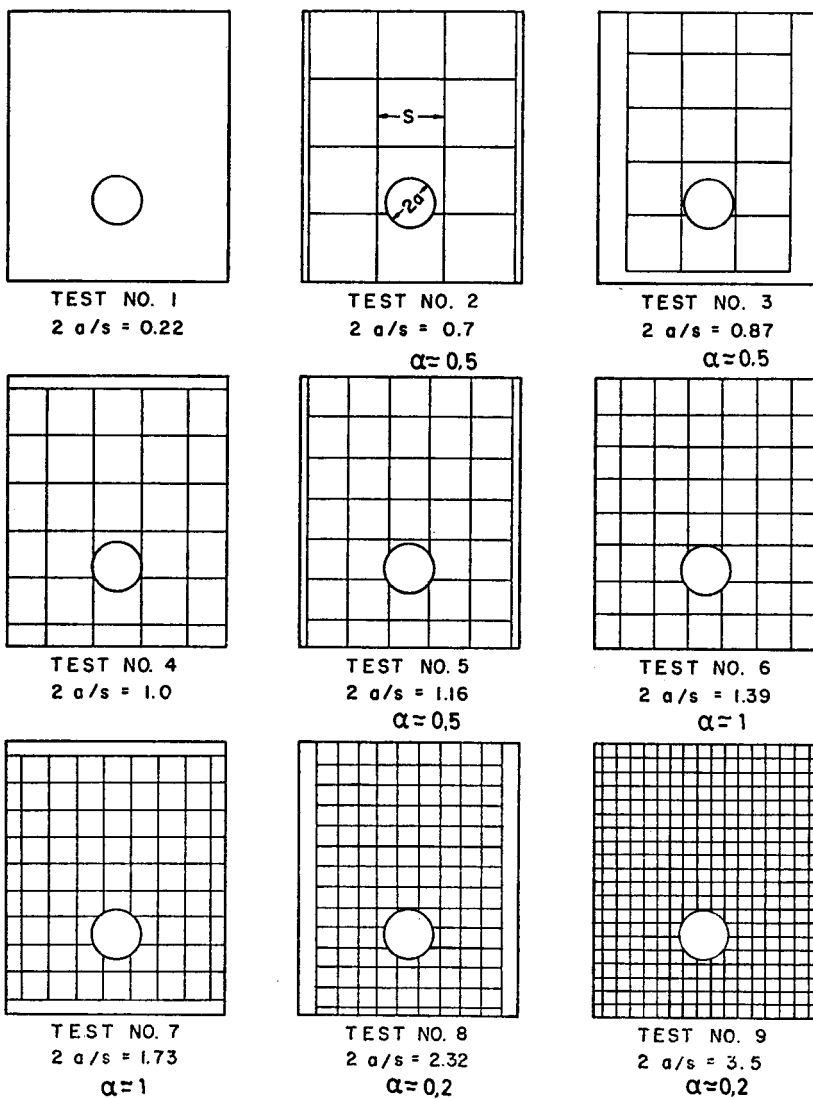


Fig. 34 – Modelos diaclasados ensaiados por centrifugação. Factor de resistência  $\alpha$  em relação ao ensaio 1

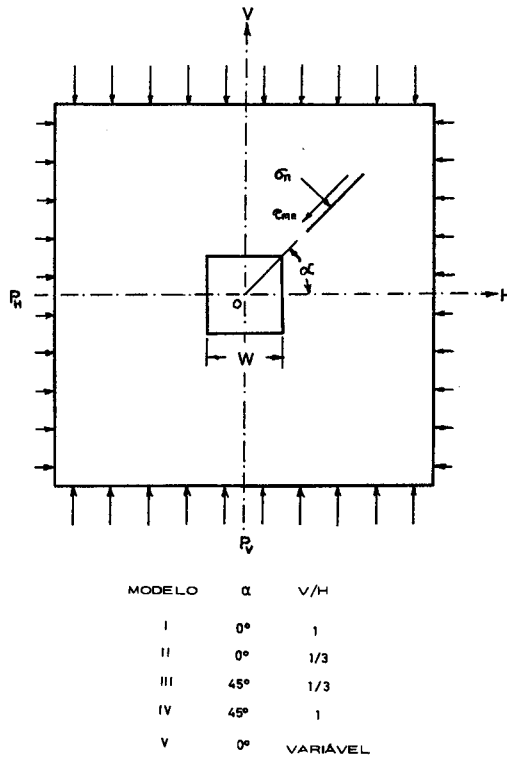


Fig. 35 – Características gerais do modelo diaclasado com túnel rectangular

resistência à compressão simples  $\sigma_c = 144 \text{ kgf/cm}^2 \pm 7 \text{ kgf/cm}^2$

resistência à tracção simples  $\sigma_t = 19 \text{ kgf/cm}^2 \pm 2 \text{ kgf/cm}^2$

módulo de elasticidade  $E = 88\,000 \text{ kgf/cm}^2 \pm 5\,000 \text{ kgf/cm}^2$

ângulo de atrito das juntas  $\approx 36^\circ \pm 4^\circ$ .

Neste modelo, contrariamente aos anteriores, a carga de ensaio era atingida com as deformações da abertura impedidas com tampões de perspex. A retirada destes materializava a abertura do túnel.

Do ensaio dos modelos I e II, com juntas horizontais e verticais, concluiu o autor que a estabilidade duma abertura quadrada numa rocha descontínua não é afectada pela presença de juntas horizontais e verticais, se a relação entre as tensões verticais e horizontais variar entre 1 e 1/3, para juntas com  $\phi \approx 46^\circ$ .

No entanto quando as juntas se inclinam a  $45^\circ$  a rotura é imediata à retirada dos tampões, Fig. 36, com escorregamento, criando uma segunda abertura quadrada com o seu eixo inclinado a  $45^\circ$ , isto é, criou-se outra vez o modelo I. Aumentando a carga o modelo comportou-se de facto como o modelo I sem mais escorregamentos e para grandes cargas hidrostáticas  $\sigma_V = \sigma_H = 1\,100 \text{ kgf/cm}^2$  rompeu por escorregamento de alguns blocos.

Além destes estudos devem referir-se, ainda que só os citando, os estudos, em modelos planos de maciços estratificados, de Trollope (1966) e os referentes à engenharia de minas de Hobbs (1969, 1970), e o estudo conduzido por Lögters (1974) sobre modelo tridimensional de gelatina de um túnel circular próximo da superfície, estudos feitos para apreciação de comportamentos deformacionais.

### 3.2 – Ensaio de túneis revestidos

Os estudos em modelo de cuja bibliografia temos conhecimento são relativamente poucos, pelo que referiremos apenas dois estudos de obras de engenharia civil:

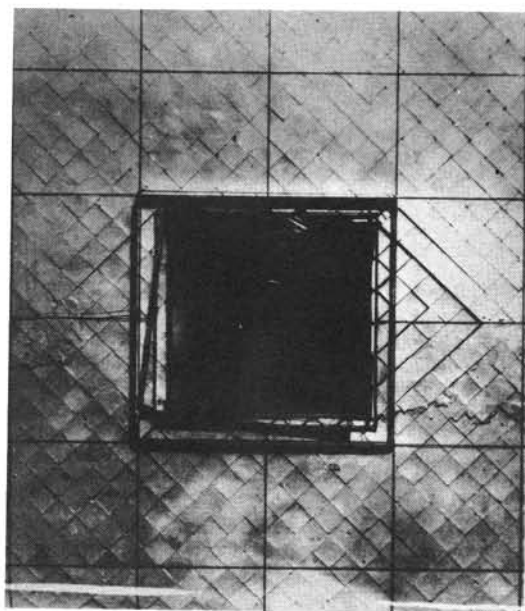
- 1 – Estudo em modelo numa galeria de fundo numa barragem de enrocamento realizado em Itália no ISMES;
- 2 – Estudo em modelo da influência da rigidez do revestimento no comportamento do conjunto revestimento-macizo. Este estudo foi realizado na Universidade de Gratz, na Áustria.

O primeiro, (Fumagalli, 1968), não é propriamente o estudo do revestimento numa galeria previamente aberta. No entanto, na medida em que estas estruturas se tornam necessárias não só no caso apresentado, como nos túneis de fraca cobertura, metropolitanos, etc., o exemplo tem muito interesse (Fig. 37).

Utilizou-se uma caixa elíptica para conter os materiais incoerentes que reproduziram o enrocamento, diminuindo, com a interposição de folhas de papel de estanho, untadas com bisulfureto de molibdénio, o atrito com as paredes.

Foram estudados os dois perfis que a Fig. 37 apresenta, tendo-se optado pelo perfil sem laje horizontal, dado se ter verificado que o funicular das pressões estava, para a forma ensaiada, apreciavelmente bem centrado.

O segundo estudo, realizado por Wiederhofer (1970) para uma tese de doutoramento, consistiu no ensaio de um macizo de areia compactada, de  $35^\circ$  de ângulo de atrito e  $0,1 \text{ kgf/cm}^2$  de coesão, contida numa caixa de  $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$  colocada horizontalmente. As tensões iniciais aplicadas segundo duas direcções



*Fig. 36 – Rotura dum modelo diaclasado com juntas orientadas a 45° em relação às faces do túnel rectangular*

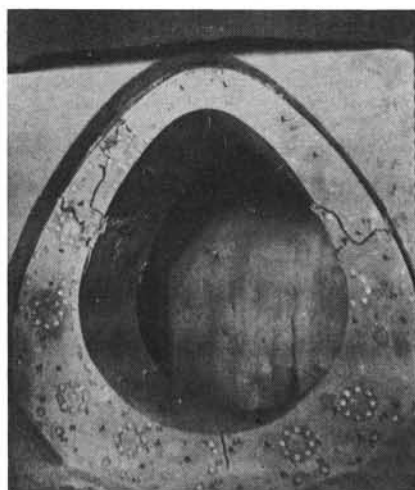
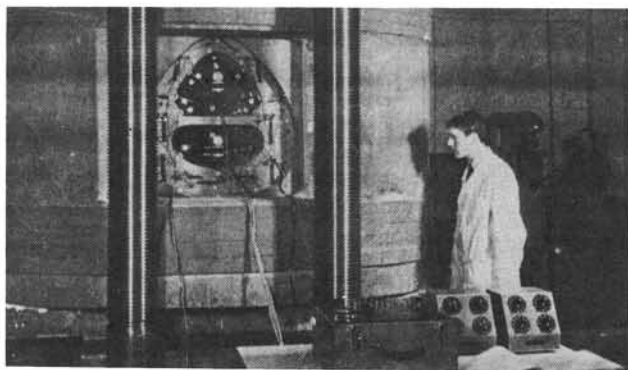
ortogonais tinham uma relação 0,4.

A finalidade do ensaio era obter experimentalmente as curvas características do maciço com uma galeria circular de 50 cm de diâmetro e de quatro revestimentos com vista a apreciar a sua interação.

Para tal começou por aplicar ao modelo, com a galeria revestida duma membrana de borracha, pressões exteriores, equivalentes às tensões iniciais, simultaneamente com uma pressão interior através da membrana, igual à máxima exterior aplicada e, em seguida, simulou o efeito da abertura duma cavidade num maciço com tensões iniciais, diminuindo progressivamente a pressão interior e calculando a variação do diâmetro correspondente.

Para caracterizar a rigidez dos revestimentos ensaiou no mesmo maciço cada um dos quatro revestimentos, aumentando a carga exterior e medindo a variação de diâmetro e, com células de pressão, as pressões radiais aplicadas ao revestimento em 8 pontos. Os 4 revestimentos ensaiados A, B, C e D tinham, os três primeiros 7 mm de espessura e o quarto 50 mm e resistências mecânicas





*Fig. 37 – Ensaio numa galeria de descarga de fundo numa barragem de enrocamento*

características de 160 kgf/cm<sup>2</sup>, 300 kgf/cm<sup>2</sup> e os dois últimos 400 kgf/cm<sup>2</sup>. Estabeleceu, assim, Fig. 18, 4 curvas pressões radiais médias – variação de diâmetro.

A rotura do revestimento foi obtida por corte nos revestimentos flexíveis A, B e C com apreciáveis deslocamentos (entre 6,2 e 7,5 mm) e para pressões crescentes; no revestimento rígido a rotura deu-se por flexão com um deslocamento de 0,5 mm, enquanto as pressões suportadas pelo revestimento eram mais altas que as anteriores.

A intercepção da curva característica do maciço com as dos revestimentos permite estabelecer estados de equilíbrio para cada um dos revestimentos, determinando as variações de comprimento permitidas e as pressões instaladas, tendo em conta a interação maciço-revestimento.

O revestimento capaz de permitir a maior mobilização de resistência do maciço é o revestimento A, suportando a pressão de  $1,1 \text{ kgf/cm}^2$ .

Estes ensaios, ainda que em estado plano de tensão, mostraram que as simulações analíticas atrás referidas são adequadas para o túnel longe da frente, desde que seja possível conhecer as características mecânicas do maciço rochoso.

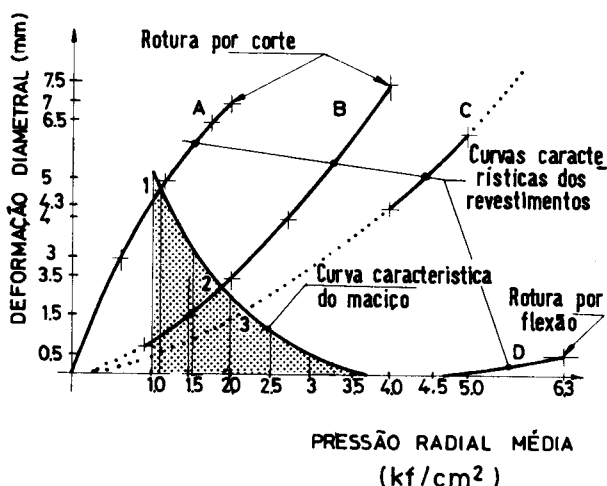


Fig. 38 – Dimensionamento experimental de revestimentos de túneis

## AGRADECIMENTO

Agradece-se ao colega C. A. Pereira da Costa a colaboração prestada na elaboração deste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARTON, N. R. – *A model study of the behaviour of steep excavated rock slopes*. Ph. D. Thesis. Imperial College of Science and Technology. London, 1971 (LNEC 62680).  
BIENIAWSKY, Z. T. – *Tunneling in rock*, Chap. 6 and 7. Pretoria, 1974 (LNEC 70451).

- BRAY, J. W. – *A study of jointed and fractured rock*. Part I and II. Felsmechanik and Ingenieurgeologie. Vol. V 2/3, 1967 and V/4, 1967.
- BROWN, E. T. – *Strength of models of rock with intermittent joints* – Proc. A.S.C.E., vol. 96, SM6, Nov. 1970.
- ERGUN, I. – *Stability of underground openings in jointed media*. Ph. D. Thesis. Imperial College of Science and Technology, 1970, Londres (LNEC, 67088).
- DAEMEN, J. J. K. and FAIRHURST, C. – *Rock Failure and Tunnel Support Loading* – International Symposium on Underground Openings, Luzern, 1972 (LNEC 67926).
- DEERE, D. U.; PECK, R. B.; MOUSEES, J. E. and SCHMIDT, B. – *Design of Tunnel liners and support systems*. February, 1969 (LNEC 64808).
- FUMAGALLI, E. – *Verification par models des revetements des tunnels*. Bulletin ISMES n.º 55, 1968. Bergamo. Italia.  
– *Model simulation of rock mechanics problems*. Rock Mechanics in Engineering Practice, London, J. Wiley. (LNEC 53629). Statical and Geomechanical Models, 1973, New York, Springer. Verlag.
- GOLSER, J. – *Praktische Beispiele empirischer Dimensionierung von tunnels*. Rock Mechanics, Supp. 2, 1973 (trad. n.º 578, LNEC).
- GOODMAN, R. E.; TAYLOR, R. L. and BREKKE, T. – *A model for the mechanics of jointed rock*. J. of Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, vol. 94, SM3, May 1968.
- HEUER, R. E. and HENDRON, A. J. – *Geomechanical model study of the behaviour of underground openings in rock subjected to static loads*. Rep. 2, Dpt. of Engineering, University of Illinois, 1971. (LNEC 64004-A).
- HOBBS, D. W. – *Strata Movement Around Mine Roadways: Results of Scale model studies*. The Mining Engineering, May 1969.  
– *Scale model studies of strata movement around mine roadways* – VI – Ribside support  
– International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V7, March 1970.
- HOPPER, R. C.; LANG, T. A. and MATEWS, A. A. – *Construction of straight Creek Tunnel, Colorado*. Proc. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Illinois, Vol. 1, 1972, (LNEC 66672).
- JOHN, K. W. – *Festigkeit und Verformbarkeit von druckfesten, regelmässig gefügten Diskontinuen*. Universität Karlsruhe Heft 37, 1969. (Resistência e deformabilidade de meios descontínuos resistentes à compressão com juntas regulares – Trad. n.º 449, LNEC).
- KRSMANOVIC, D. – *Initial and residual shear strength of hard rocks*. Geotechnique n.º 2, vol. 17, June 1967.
- KUZNEKOV, G. N. – *Grafische methode zur ermittlung der Greuzzustände des inhomogenen, Kluftigen gebirgs-Körpers*, Rock Mechanics, (2), n.º 2, August 1970. Trad. n.º 453, LNEC.
- LAJTAI, E. Z. – *Strength of discontinuous rocks in direct shear*. Geotechnique 19, n.º 2, 1969.
- LÓGTERS, G. – *Modellversuche zur Bestimmung räumlicher Verformungsvorgänge beim oberflächennahen tunnelbau*. Rock Mechanics, Supp. 3, 1974.

- LOMBARDI, G. - *The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities*. Tunnels and Tunneling, January, 1970.
- *Zur Messung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges*. Schweizerische Bauzeitung, 89, H32. August 1971. Trad. n.º 575, LNEC.
- *Diskussionsbeitrag zum Thema 2*. International Symposium on Underground Opening. Luzern, 1972 (LNEC 67926). Trad. n.º 534, LNEC.
- MASURE, P. H.; LOUIS, C. and FRANKLIN, J. A. - *Un ensayo para la definición del tipo de sostenimiento en los trabajos subterráneos en rocas*. Comunicaciones del 1.º simposio nacional sobre tuneles. Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Madrid, Diciembre, 1974.
- MULLER, L. and HOFFMAN, H. - *Selection, compilation and assessment of geological data for the slope problem*. Planning open pit mines, Johannesburg, 1970, (LNEC 62659).
- MÜLLER, L.; TEISS, C.; FECHER, E. and MÜLLER, K. - *Kriterien zur Erkennung der Bruchgefährdeter Medien - Ein Versuch*. Rock Mechanics, Supp. 2, 1973. Trad. n.º 580, LNEC.
- OBERT, L.; DUVAL, W. and MERRIL, R. - *Design of underground openings in competent rock*. Bulletin 587, Bureau of Mines, 1960, (LNEC 44263).
- PACHER, F. - *Erfahrungen mit Gebirgsdruckmessungen bei österreichischen Verkehrstunnelbauten*. International Symposium on Underground Opening. Luzern, 1972. (LNEC, 67926). Trad. n.º 586, LNEC.
- PITEAU, D. R. - *Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice*. Rock Mechanics, 1973, Supplementum 2 (Geomechanics - progress in theory and its effects in practice - 20th Geomechanical Colloquium).
- ROCHA, M. - *Mecânica das Rochas*. Lisboa, LNEC, 1971.
- ROUVRAY, A.; GOODMAN, R.; DROZD, K.; HEUZE, F. and BREKKE, T. - *Analysis and model studies of underground openings in jointed rock*. Dpt. of Civil Engineering. University of Illinois, 1970 (LNEC 62633).
- RUTSCHMANN, W. - *Vorschlag für ein System der Gebirgsklassifikation für Mechanischen Vortrieb*. Schweizerische Bauzeitung, 92, (18), Mai 1974. Trad. n.º 579, LNEC.
- SALVADOR FERNANDES, J.; ESTEVES FERREIRA, M. J. e MOLICO, A. A. - *Versatilidade do método dos elementos finitos para estados planos de tensão ou deformação*. Aplicações diversas no aproveitamento de Cabora Bassa. 3.ªs Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, 1971.
- SILVEIRA, A. F.; CRUZ AZEVEDO, M. e PEREIRA DA COSTA, C. - *Contribuição para o estudo da central subterrânea de Cabora Bassa*. Revista Electricidade, Abril 1973. Memória 430 do LNEC.
- SPERRY, P. E.; HEUER, R. E. - *Excavation and support of Navajo Tunnel no. 3*. - Proc. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Illinois, vol. 1, 1972 (LNEC 66672).
- TERZAGHI, K.; RICHART, F. E. - *Stresses in rock about cavities*. Géotechnique, III, n.º 2, June 1952.

TROLLOPE, D. H. – *The stability of trapezoidal openings in rock masses*. Felsmechanik and Ingenieurgeologie, vol. IV/3, 1966.

WIEDERHOFER – *Die Theorie der Plastischen Zonen in der Geomechanik; The Anwendung zu einer wirtschaftlichen Bemessung einer Tunnelauskleidung*. Proceedings of the 2nd Congress of the ISRM, Belgrado, 1970. Trad. n.º 571, LNEC.