

# A TEORIA E A PRÁTICA EM MECÂNICA DAS ROCHAS. REFLEXÕES SOBRE VINTE ANOS DE EXPERIÊNCIA PESSOAL\*

(2.<sup>a</sup> Parte)

Theory and Practice in Rock Mechanics. Reflections Upon Twenty Years of Personal Experience

por

FERNANDO DE MELLO MENDES\*\*

## 7 – COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS PILARES DE MINA

Nas explorações mineiras subterrâneas é prática corrente o abandono de pilares, quer com a finalidade específica de garantir sustimento, quer por não se mostrar economicamente justificável proceder ao arranque de zonas estéreis ou fracamente mineralizadas dos jazigos. O abandono desses pilares é, todavia, muitas vezes feito sem que se tomem na devida consideração as consequências mecânicas a que pode dar lugar a definição, nas zonas em exploração ou na sua vizinhança, de elementos do maciço em que passam a ocorrer concentrações de tensões por vezes muito importantes.

A aplicação, às explorações mineiras, dos conhecimentos da Mecânica das Rochas permitiu melhorar consideravelmente as técnicas de abandono de pilares. Em não poucos casos, principalmente em minas a grande profundidade, onde as

---

\* Palestras proferidas a convite da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em 7 e 8 de Novembro de 1979.

Trabalho recebido em Dezembro de 1979. A discussão do trabalho está aberta durante um período de três meses.

\*\* Professor do Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

tensões instaladas no terreno são muito elevadas, chegou-se claramente à conclusão de que a prática do abandono de pilares visando o sustimento era não só platónica como mesmo altamente perigosa. Noutros, como por exemplo em diversas minas de potassa da Alsácia, foi possível controlar a resistência de pilares de modo a utilizá-los temporariamente como elementos resistentes rígidos em explorações com desabamento. Finalmente, nos casos mais correntes caminhou-se no sentido de dimensionar pilares mais racionalmente, de modo a compatibilizar a segurança do sustimento, por eles proporcionada, com uma conveniente recuperação dos jazigos.

Sob o aspecto mecânico, há que considerar, antes de mais, que um pilar de mina é, salvo raras excepções, um elemento de maciço submetido a tensões mais elevadas que as que se encontravam instaladas no terreno antes de iniciados os trabalhos. Com efeito, uma vez aberto um vazio, como através deste não se transmitem tensões (a menos que se instalem unidades de sustimento de rigidez conveniente) estas concentram-se na respectiva periferia; se no interior do vazio se abandonam pilares, as tensões instaladas passam, simultaneamente, a transmitir-se através desses pilares e da rocha que rodeia a zona desmontada.

No caso mais geral, que será utilizado para uma melhor esquematização do problema, os trabalhos mineiros em que se abandonam pilares podem considerar-se como explorações tabulares, isto é, como explorações em que as dimensões da respectiva área são muito superiores à da sua espessura. Sendo assim, ao criarem-se os vazios, são geralmente muito mais importantes as concentrações de tensões com direcção normal à área de desenvolvimento dos trabalhos (área esta que, no que se vai seguir, se pode admitir ter uma inclinação qualquer) do que as de tensões com direcções paralelas à mesma área.

Atendendo a este facto, podem considerar-se, numa primeira análise, apenas a influência das tensões normais à área dos trabalhos e as distribuições respectivas.

Seja  $z$  a direcção de tais tensões e  $x$  uma direcção perpendicular, paralela portanto à área dos vazios, cujas secções se apresentarão, por conseguinte, alongadas segundo a direcção  $x$  nos planos  $(x, z)$ . Admita-se que, antes de se iniciarem as escavações mineiras, o campo das tensões  $\sigma_z$  instaladas no terreno era uniforme, podendo por isso ser representado por um conjunto paralelo de trajectórias equidistantes, perpendiculares a um eixo  $x$  (Fig. 20-a), que se supõe corresponder ao futuro desenvolvimento de um dos lados maiores da secção geral do trabalho a abrir.

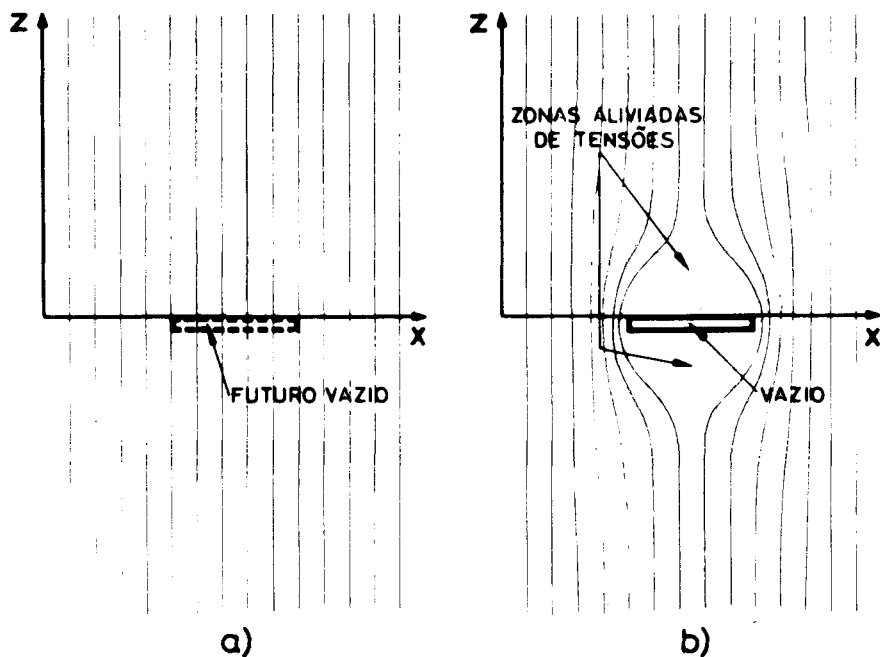


Fig. 20

Se tal trabalho corresponder a um simples vazio, sem qualquer sustimento ou pilar abandonado, uma vez ele aberto as trajectórias das tensões passarão a apresentar concentrações junto aos lados menores da secção considerada (Fig. 20-b), ficando aliviadas de tensões as zonas do maciço vizinhas dos lados maiores da mesma. Este facto corresponde, no plano da secção e em relação ao eixo  $x$  passando por um dos seus lados maiores, a uma distribuição de tensões  $\sigma_z$  como a representada esquematicamente a tracejado na Fig. 21-a; nesta figura, a ordenada  $\sigma_{z(0)}$  representa o valor de  $\sigma_z$  antes da abertura da escavação. Por razões de conservação do campo de forças segundo a direcção  $z$ , deverá, neste diagrama de distribuição de tensões, haver compensação entre as áreas  $A$ ,  $B_1$  e  $B_2$  representadas a tracejado oblíquo na Fig. 21-b e correspondentes, respectivamente, à zona do eixo  $x$  em que as tensões  $\sigma_z$  se anularam e às zonas do mesmo eixo em que as tensões aumentaram em relação às pré-existentes.

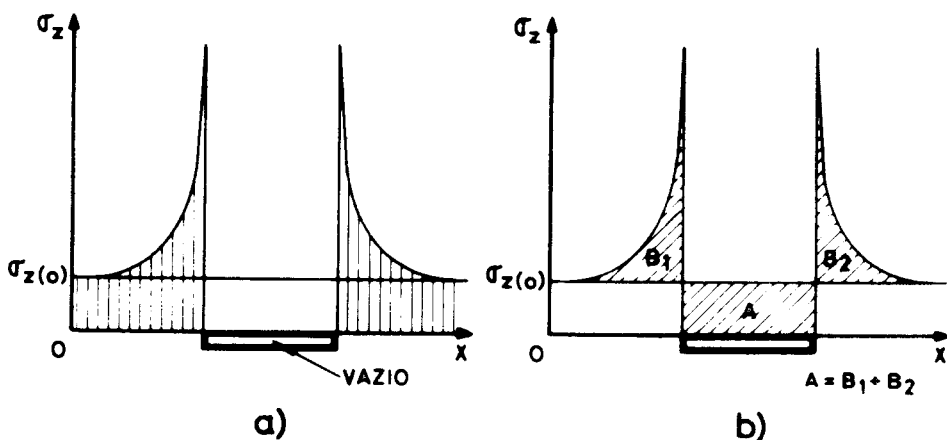


Fig. 21

Se, em vez dum completo vazio, se trata duma escavação em que se abandonou um pilar, num plano  $(x, z)$  que corte esse pilar a secção do trabalho apresentar-se-á, como se mostra na Fig. 22-a, constituída por dois vãos isolados, cada um dos quais terá tendência para originar uma distribuição de tensões análoga à referida a propósito do caso anterior (linhas a ponteados); sobre o pilar haverá, todavia, adição das concentrações de tensões devidas aos dois vãos (linha a traço-ponto) e, por outro lado, os acréscimos de tensão que cada um dos vãos tende a originar sobre o outro terão que distribuir-se ainda sobre a rocha vizinha dos lados menores da secção geral do trabalho e sobre o pilar; resultará assim um diagrama de distribuição de tensões  $\sigma_z$  como o que limita a zona tracejada verticalmente na Fig. 22-a, ao qual corresponderá a compensação das áreas tracejadas obliquamente na Fig. 22-b.

Na citada Fig. 22 apresentou-se uma secção dum trabalho em que um pilar definia dois vãos iguais. Se tal não suceder, o diagrama correspondente de distribuição das tensões  $\sigma_z$  será assimétrico, como no exemplo esquemático da Fig. 23.

Sobre os pilares de mina, todavia, as maiores concentrações de tensões não se verificam, em regra, em correspondência com as suas faces, tal como até aqui foi sugerido. Com efeito, devido não só à acção dos explosivos como ao próprio valor das tensões que tenderiam a concentrar-se nas faces dos pilares, a rocha constituinte destas faces (assim como a que define os extremos da zona trabalhada) apresenta-se quase sempre mais ou menos frac-

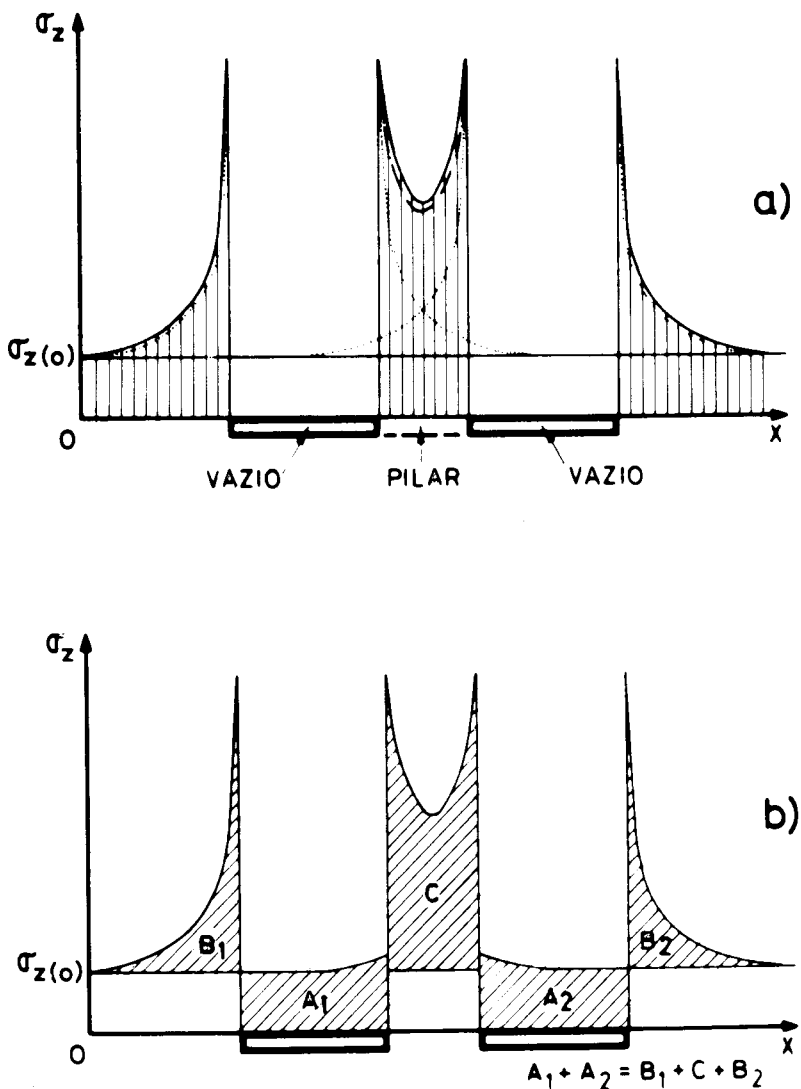


Fig. 22

turada, o que lhe reduz a capacidade para transmitir tensões. Por esta razão, os máximos de tensões tendem a deslocar-se no sentido da rocha não fracturada, tal como esquematicamente se mostra no diagrama da Fig. 24-a (ao qual deverá corresponder compensação das áreas indicadas a tracejado oblíquo na Fig. 24-b).

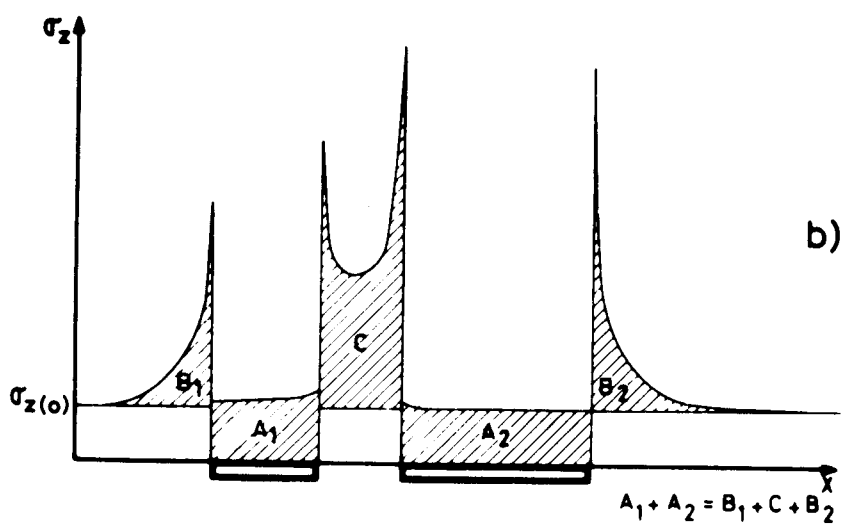
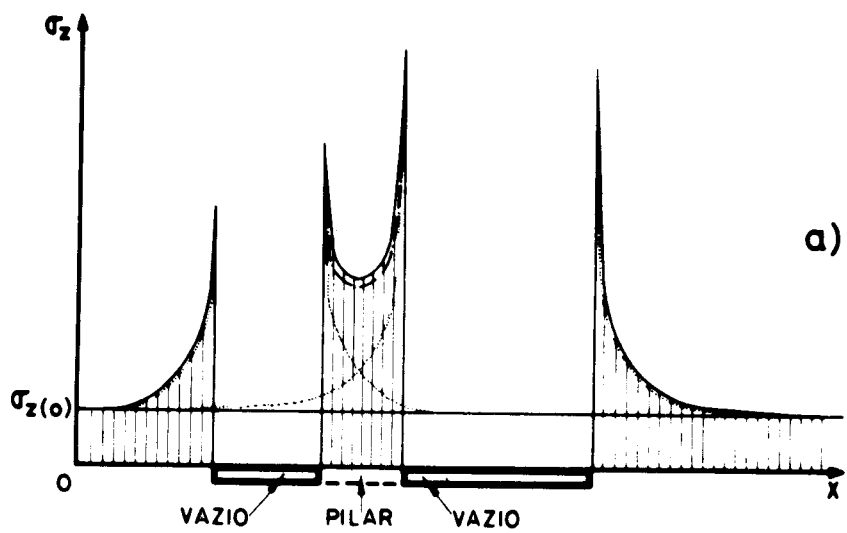


Fig. 23

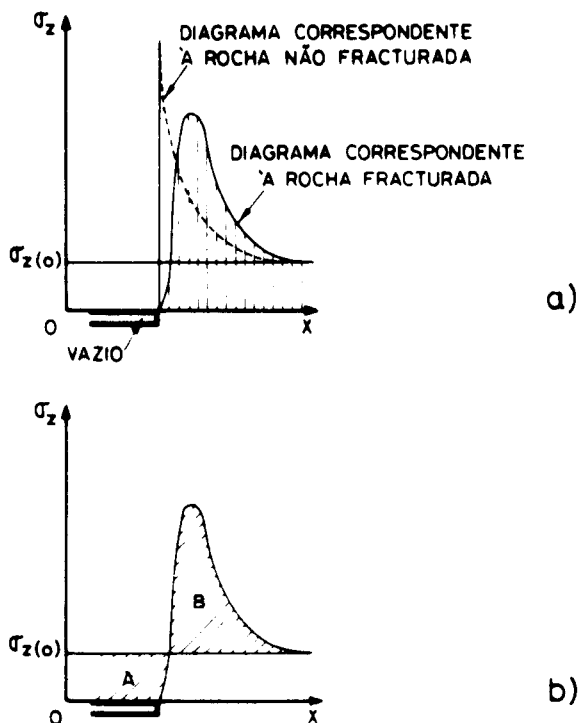


Fig. 24

Devido a este facto, os máximos de concentração das tensões incidentes nos pilares podem situar-se sobre o seu interior (Fig. 25-a) e até fundir-se num único máximo (Fig. 25-b).

Os primeiros aspectos a ter em conta no que respeita ao comportamento mecânico dos pilares de mina são, pelo que acaba de dizer-se, o estado de compressão não uniforme a que, em regra, se encontram submetidos e a dificuldade em se conhecer antecipadamente sobre que pontos das respectivas secções se situam as máximas tensões de compressão.

Se as alturas dos pilares são grandes em relação às dimensões das suas secções rectas, pode chegar a verificar-se, nas respectivas zonas intermédias, uma tendência sensível para uniformização do estado de compressão a que estão sujeitos, com o correspondente melhor aproveitamento do material constituinte dessas zonas; nos casos mais correntes, todavia, a esbelteza necessária para que tal uniformização se verifique é incompatível com a segurança

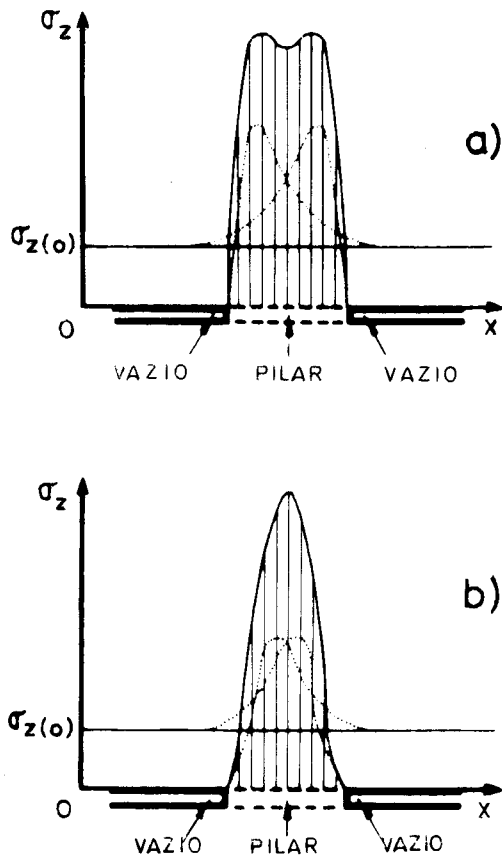


Fig. 25

dos pilares, pelo que nas respectivas secções rectas é sempre de admitir uma irregular distribuição de tensões.

Sob a acção das tensões de compressão a que estão sujeitos, os pilares de mina tendem a deformar-se de acordo com as características da rocha que os constitui e com as sujeições nos seus topos. Devido a estas sujeições, que contrariam a deformação transversal nas regiões vizinhas dos mesmos topos, os pilares de mina, dum modo geral, deformam-se preferencialmente nas suas zonas médias, tomando, quando de secção aproximadamente circular, a forma de “barril”, isto se as suas características de resistência são suficientes para que tal configuração se evidencie antes de ocorrerem roturas.



A sujeição dos topos dos pilares é consequência da existência de estados de compressão nos planos correspondentes às secções rectas desses topos. Mesmo que no terreno, antes da abertura dos trabalhos, não existam estados de tensão apreciáveis normalmente aos eixos dos futuros pilares (caso até aqui considerado), a definição de vazios na sua vizinhança conduz ao aparecimento de concentrações de tensões normais tangentes aos contornos desses vazios e, consequentemente, à definição daquelas sujeições. Se no terreno virgem existiam já apreciáveis estados de tensão perpendiculares aos eixos dos futuros pilares, é evidente que as sujeições serão mais importantes. Por outro lado, se os topos dos pilares correspondem a planos de descontinuidade ou de menor resistência do maciço (caso frequente nas explorações mineiras abertas em terrenos estratificados), as sujeições respectivas poderão perder um pouco da sua importância, mas ficarão sempre condicionadas pelo atrito em tais planos, o qual é geralmente muito elevado dados os valores dos esforços, normais a eles, postos em jogo.

Gama, ao estudar pelo método dos elementos finitos o comportamento de provetes de rocha submetidos a ensaios de compressão uniaxial, notou que se os topos dos provetes se encontram perfeitamente sujeitos definem-se, junto desses topos (qualquer que seja a esbeltez dos provetes), zonas em que todas as tensões principais são de compressão, ao passo que se os provetes apresentam os topos idealmente livres ocorrem tensões principais de tracção normais aos respectivos eixos, qualquer que seja a secção recta considerada; estas tensões de tracção, tanto no caso dos provetes com topos sujeitos (nos quais ocorrem nas zonas intermédias) como no caso dos provetes com topos livres, são sempre de importância crescente da periferia para o centro dos provetes, no caso de os respectivos topos serem uniformemente carregados.

Embora à primeira vista discutíveis, do ponto de vista do comportamento clássico previsto para peças sujeitas a regime uniaxial de compressão, estas tensões de tracção normais aos eixos dos provetes, que são certamente uma consequência do comportamento elástico tridimensional dos diversos elementos de volume constituintes dos sólidos considerados, permitem explicar numerosos casos de ruína de pilares de mina.

Com efeito, os pilares rompem por vezes segundo mecanismos nítidos de tracção, quer por progressiva escamação exterior, paralela aos seus eixos, quer por roturas, também paralelas aos mesmos eixos, que praticamente subdividem os pilares, embora sem necessariamente os destruir. A localização dos

planos em que as mais elevadas tensões de tracção originam roturas depende, logicamente, da distribuição, sobre as secções rectas dos pilares, dos esforços de compressão aplicados.

Uma vez afectado por uma rotura longitudinal de tracção, um pilar passa a comportar-se geralmente como tratando-se de dois pilares em paralelo, cada um deles mais esbelto e por isso mesmo mais susceptível que o pilar inicial de ser influenciado por fenómenos de encurvadura. A ruína pode prosseguir quer por roturas secundárias resultantes destes fenómenos de encurvadura quer por novas fracturas longitudinais de tracção, consequência da redistribuição dos esforços longitudinais de compressão sobre os pilares elementares a que o pilar inicial deu lugar. Estas redistribuições de esforços, todavia, não se processam, geralmente, de modo praticamente instantâneo, pelo que as ruínas dos pilares devidas principalmente a fenómenos de tracção são em regra progressivas, raramente tendo carácter “explosivo” como o que corresponde à rotura, por mecanismo análogo, de provetes submetidos em laboratório a ensaios clássicos de compressão.

As ruínas de pilares por fenómenos de tracção são, de resto, relativamente pouco frequentes, só se verificando quando as rochas são particularmente pouco resistentes a esse tipo de solicitação, ou quando os pilares são bastante esbeltos (o que não é muito usual em minas), ou ainda quando as sujeições dos seus topos são pequenas, quer por os mesmos topos coincidirem com superfícies de descontinuidade caracterizadas por atrito invulgarmente baixo, quer por as componentes dos estados de tensão que originam tais sujeições serem anormalmente pequenas; em regra, estas condições de fraca sujeição dos topos dos pilares só se encontram em explorações mineiras de muito pequena profundidade.

No caso mais geral, a ruína dos pilares de mina é principalmente motivada por acções de corte. Quando os esforços actuantes são suficientes, as roturas por corte têm tendência para se começar a manifestar junto das faces dos pilares onde, antes de qualquer fracturação, são máximas as tensões que se transmitem através dos pilares e praticamente nulas as tensões perpendiculares àquelas faces (Fig. 26-a); tais roturas costumam ocorrer, de acordo com o previsto pela teoria de Mohr-Coulomb, fazendo ângulos de menos de  $45^\circ$  com as faces dos pilares, sendo frequente que as fracturas pertencentes às duas famílias possíveis se intersectem fazendo destacar fragmentos de rocha e levando os pilares a tomar formas mais adelgaçadas a meio (Fig. 26-b).

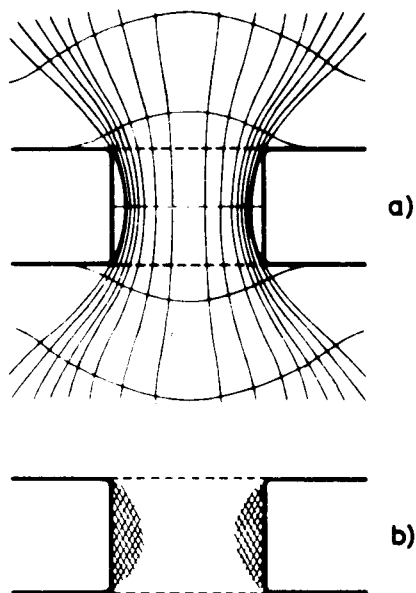
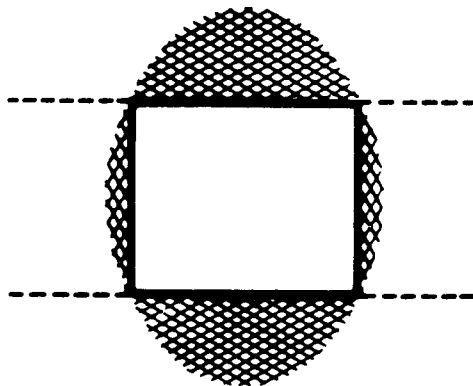


Fig. 26

É de notar que este último facto corresponde também à tendência da rocha firme comprimida que rodeia os vãos entre pilares (ou entre pilares e extremos das cavidades) para evoluir para configurações elípticas correspondentes às condições de máxima estabilidade, como esquematicamente se representa na Fig. 27. Tais configurações serão tanto mais alongadas segundo os vãos dos vazios (ou seja, os pilares serão tanto mais afectados) quanto maiores forem as tensões pré-existentes no terreno perpendicularmente aos eixos dos pilares.

Às fracturações iniciais por corte associam-se muitas vezes roturas secundárias de tracção que concorrem para o enfraquecimento da rocha junto das faces dos pilares, principalmente nas zonas médias destes.

À medida que, devido à fracturação, as partes exteriores dum pilar vão perdendo capacidade para transmitir tensões, os máximos destas, como atrás se disse, vão-se deslocando, tendendo para constituir um único máximo no interior do pilar. Sendo assim, é lógico admitir (e a experiência confirma-o) que a ruína final dum pilar venha a resultar quer de uma rotura por corte,



*Fig. 27*

que afecte toda a zona de rocha ainda resistente, quer de uma rotura longitudinal de tracção (possível por aumento de esbeltez do pilar), que origine dois elementos não susceptíveis de suportar encurvadura, quer pelos dois mecanismos associados.

A ruína dos pilares causada principalmente pelas acções de corte, acabadas de descrever, é também quase sempre de carácter progressivo e lento. Felizmente, são relativamente raros os casos em que assume características de golpe de terreno e, quando tal se verifica, o fenómeno é geralmente devido a destruição em cadeia de sucessivos pilares, pelo facto de a rotura de um primeiro pilar iniciar um processo de transferência de carga de pilar para pilar, cada um dos quais vai rompendo em menos tempo que os anteriores por ser maior a carga que recebe.

De qualquer modo, a rotura dos pilares de mina, quer por acções de corte, quer por acções de tracção, quer pelos dois mecanismos associados, nunca tem o carácter explosivo das roturas de provetes de rocha submetidos, em laboratório, a ensaios clássicos de compressão axial.

É óbvio o interesse da previsão do comportamento dos pilares de mina. Dela depende o respectivo dimensionamento racional, de modo a poder compatibilizar-se a segurança com a adopção de secções que permitam boas recuperações dos jazigos.

Dadas as características particulares dos maciços rochosos, tal previsão só é possível mediante o recurso a dados da experiência obtidos em casos análogos ou com base em resultados de ensaios convenientemente planeados.

Quando aquela experiência falta e não é aconselhável adquiri-la à custa de tentativas, sempre dispensosas e nem sempre isentas de perigo, a realização de programas racionais de ensaios apresenta-se geralmente como uma lógica necessidade.

O primeiro problema que então surge é o da fixação da escala a que os ensaios devem ser feitos. É fora de dúvida que o recurso a ensaios à escala natural, em zonas representativas dos maciços a estudar, elimina grande número de incertezas respeitantes à influência de superfícies de descontinuidade ou de menor resistência desses maciços. Tais ensaios, no entanto, além de muito caros, são geralmente de realização técnica difícil, pelo menos se se pretende reproduzir com fidelidade as condições de solitação a que os pilares reais ficarão submetidos.

Por isso, o procedimento corrente consiste em recorrer a ensaios a escala laboratorial. A segurança da extrapolação, para a mina, dos resultados obtidos em laboratório depende, todavia, do conhecimento, que importa sempre ter, do chamado *efeito de escala*, principalmente no que respeita à menor resistência introduzida pelas superfícies naturais de descontinuidade ou de fraqueza dos maciços.

Acerca da importância deste efeito, é de interesse citar os estudos estatísticos de Protodyakonov e Koifman e os trabalhos experimentais de Bieniawski, ambos referentes à resistência à compressão uniaxial, bem como as investigações de Peres Rodrigues, respeitantes à resistência ao corte. Tanto Protodyakonov e Koifman como Bieniawski obtiveram, para espécimes cúbicos, curvas de variação da tensão  $\sigma_c$  de rotura à compressão uniaxial com o comprimento  $d$  da aresta como a esquematicamente representada na Fig. 28-a; o exame de tais curvas permite avaliar, pelo menos numa primeira aproximação, qual a dimensão mínima dos espécimes que, ensaiados em laboratório, permitem extrapolação dos resultados obtidos para a escala dos trabalhos mineiros, dentro de condições aceitáveis de erro. Peres Rodrigues, por seu lado, estabelece curvas de igual significado para o coeficiente de atrito  $\mu$  e a coesão  $c$  que caracterizam a resistência ao corte do material rochoso constituinte dos maciços; recorrendo simultaneamente a curvas de variação dos mesmos parâmetros, mas respeitantes às características de deslizamento das superfícies de descontinuidade, chega, de maneira mais judiciosa e segura, à determinação da dimensão mínima das amostras que, em laboratório, permitem prever, sem influência importante do efeito de escala, a resistência ao corte dos maciços (Fig. 28-b).

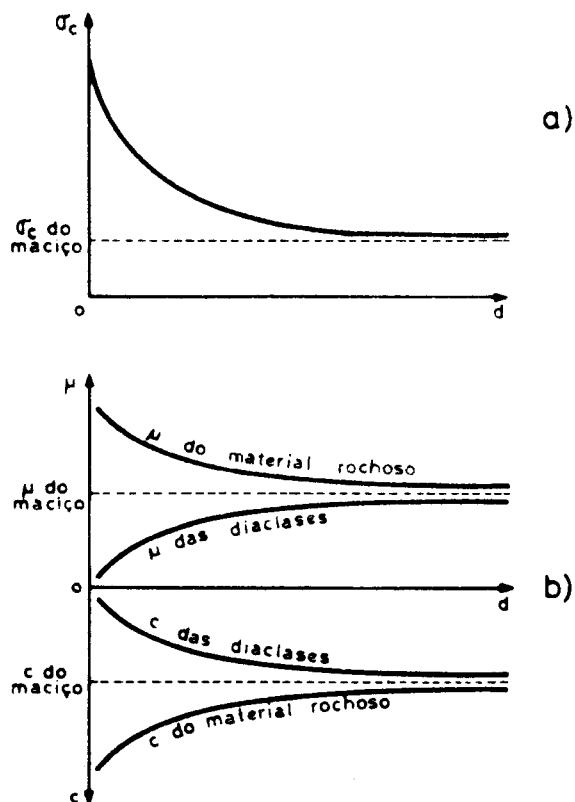


Fig. 28

Desde que os ensaios laboratoriais sejam realizados sobre provetes sem as dimensões mínimas convenientes, a extrapolação dos respectivos resultados tem que ser feita com muita prudência e sempre sob reserva. Todavia, mesmo em casos de falta de confiança nessas extrapolações, as informações qualitativas, que é muitas vezes possível conseguir, podem ser bastante valiosas.

Uma das grandes dificuldades da previsão, por meio de ensaios laboratoriais, do comportamento de pilares de mina consiste na criação de condições de experimentação semelhantes às condições reais de solicitação dos pilares. Em particular, o ritmo lento de aplicação das cargas e a redistribuição das tensões nas secções resistentes, à medida que aquelas cargas variam e os pilares se vão progressivamente arruinando, dificilmente se simulam em laboratório, sendo,

no caso mais geral, completamente enganadores os resultados conseguidos por meio de ensaios clássicos de compressão uniaxial.

Neste tipo de ensaios, o ritmo de aplicação das cargas é em regra relativamente rápido, pouca possibilidade é consequentemente dada às características anelásticas do material rochoso para se manifestarem, e as roturas que se obtêm são geralmente de tipo explosivo, não permitindo ajuizar do comportamento mecânico de pilares após terem sido submetidos às cargas máximas que são susceptíveis de suportar. As informações que com tais ensaios se conseguem apenas se aplicam, na maior parte dos casos, à fase inicial de comportamento praticamente elástico dos pilares, antes de neles ocorrer qualquer fracturação. Esta situação, como é bem sabido, é rara nos pilares de mina.

Com efeito, os pilares das explorações mineiras, a menos que sejam muito folgadoamente dimensionados (o que poucas vezes se verifica por razões de bom aproveitamento dos jazigos), apresentam sempre uma certa fracturação, pelo menos correspondente ao mecanismo de distribuição de cargas pelos pilares e encontros firmes vizinhos e à tendência para criação, nas estruturas de material rochoso de que fazem parte, de condições de máxima estabilidade. Isto significa que, nas minas, os pilares se encontram, geralmente, quanto ao seu estado carga-deformação, numa situação mais avançada do que a correspondente à máxima carga que inicialmente poderiam suportar. Sendo assim, para prever convenientemente o comportamento mecânico dos pilares de mina por meio de ensaios laboratoriais torna-se necessário estudar, da melhor maneira possível, as curvas completas carga-deformação dos provetes por meio dos quais se pretende simular esses pilares.

Como é sabido, para se conseguir obter em laboratório a curva completa tensão-deformação unitária dum provete, submetido a uma compressão axial, é necessário recorrer a um dispositivo de carga mais rígido que aquele. Só assim se consegue evitar que seja transferida para o provete, após nele se atingir a tensão máxima, a energia de deformação armazenada no sistema de carga, que impossibilita a detecção da resistência residual do provete.

Esta resistência residual (ou seja, a capacidade de suportar após ter sido submetido à máxima carga possível) é, pelo que atrás se disse, das características mais importantes e mais merecedoras de atento estudo quando, por meio de ensaios laboratoriais, se pretende prever o comportamento real dum pilar de mina.

De resto, é de frisar que, nas minas, a carga é transmitida aos pilares por zonas dos maciços que, por estarem geralmente menos fracturadas que aqueles (quanto mais não seja por terem sido menos afectadas pela acção dos explosivos), funcionam como dispositivos mais rígidos que os elementos a carregar. Sendo assim, não parece aceitável que, ao realizarem-se em laboratório estudos visando avaliar o comportamento de pilares de mina, não se tente reproduzir tal situação.

Deverá, pois, ser nas condições referidas que se deverá, em laboratório, proceder ao estudo dos variados parâmetros influentes na resistência dos pilares (relação entre a altura e as dimensões da secção recta, forma desta, confinamento nos topos) e que se deverá averiguar da importância do factor tempo no respectivo comportamento (ritmos de carga, características de fluência).

No Departamento de Engenharia de Minas da Universidade de Luanda iniciámos com Gama, em 1971, um programa de investigação sobre o comportamento mecânico de pilares de mina. A experimentação começou por incidir sobre calcários e grés.

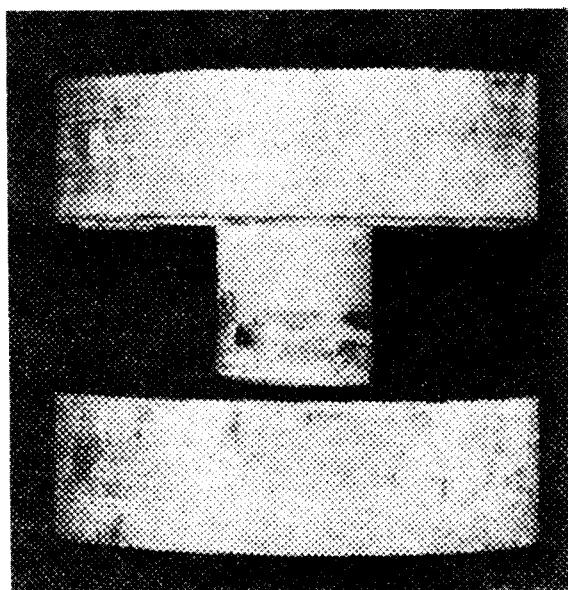
Para simulação de pilares, usaram-se, de início, cilindros de rocha com 40 mm de diâmetro e 40 mm de altura.

Em ensaios clássicos de compressão uniaxial, obtiveram-se roturas de tipo explosivo, com influência nítida de acções de corte; tais roturas eram, de resto, previsíveis atendendo ao tipo de ensaio, à forma pouco esbelta dos provetes e ao elevado atrito nas zonas de carga, efectuada por meio de pratos de aço.

Numa segunda etapa, destinada a obter comportamentos mais próximos dos que se observam nos pilares de mina, ensaiaram-se provetes, ainda das mesmas dimensões, no interior de uma célula rudimentar de rigidez constituída por um simples troço de tubo de aço de parede espessa, com comprimento exactamente igual ao dos provetes e com eles carregado em paralelo; com este dispositivo foi já possível controlar a deformação após o início da rotura dos provetes, e interromper a ruína destes antes de se atingir a rotura franca. Verificou-se todavia que, na maior parte dos casos, a rotura ocorria por intervenção nítida de tensões de tracção que originavam subdivisões dos provetes paralelamente aos respectivos eixos, comportamento não de acordo com o ocorrente em pilares reais, de análoga esbeltez.



Começou-se, por isso, a prestar especial atenção às condições de confinamento nos topos dos pilares, as quais não estavam a ser respeitadas nos modelos utilizados. Como consequência, foi pensado integrar cilindros de rocha, ainda com as mesmas dimensões, em provetes com forma de haltere (Fig. 29) em



*Fig. 29*

que as bases, com 40 mm de altura e 120 mm de diâmetro, poderiam, para simular várias condições de confinamento, vir a ser envolvidas por cintas de aço com diferentes espessuras. Melhorou-se igualmente a célula de rigidez utilizada, incorporando-lhe um dispositivo de rótula (Fig. 30).

Ensaçando modelos naquele novo tipo na célula de rigidez, obtiveram-se, na maioria dos casos, roturas nítidas que se prolongavam para as bases, arruinando-as antes que se verificasse o colapso das partes centrais, que simulavam os pilares; tais mecanismos não correspondiam ao correntemente observado nos pilares reais.

Em contrapartida, com os provetes em forma de haltere, mas sem câmara de rigidez, conseguiam-se configurações de rotura análogas às que

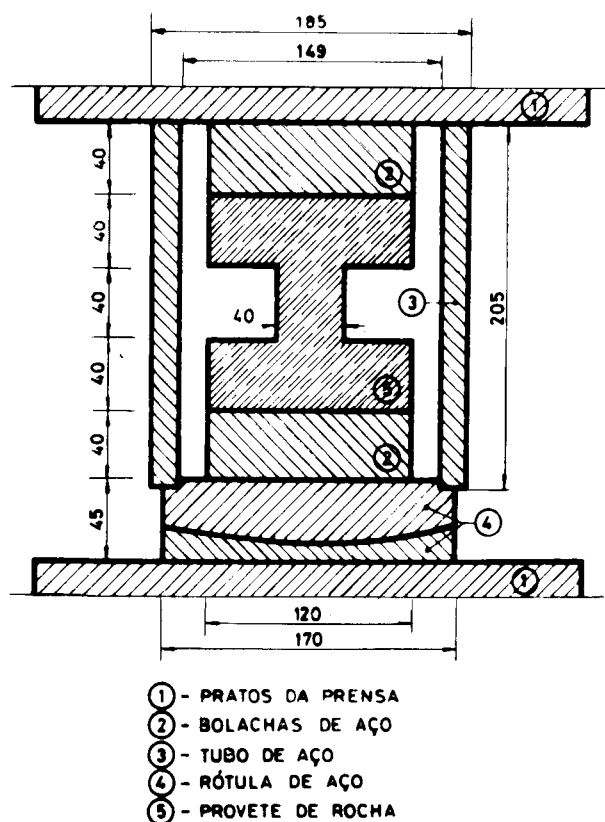


Fig. 30

ocorrem nos pilares reais de mina, mas sempre em fenómenos com carácter explosivo, sem aproveitamento da resistência residual, também não correspondentes aos casos mineiros.

A investigação atingira, assim, um ponto em que, com a célula de rigidez, tinha-se conseguido simular o carácter não instantâneo das roturas, com a configuração em haltere, tinha-se conseguido que o corpo do modelo rompesse (embora violentamente) originando configurações análogas às reais, mas com a sobreposição das duas técnicas não se conseguia uma simulação aceitável da realidade. Por outro lado, como a experimentação era conduzida, em paralelo, sobre dois tipos de rocha bastante diferentes, obtendo-se com ambos resultados

análogos, não havia motivos para atribuir as contradições encontradas a influências de índole petrográfica.

Para se conseguir uma interpretação racional dos fenómenos observados, que não estivesse em desacordo com o que se verifica com os pilares reais de mina, optou-se então por uma análise detalhada da distribuição de tensões nos modelos ensaiados. O conhecimento dessa distribuição mostrava-se, de resto, indispensável para a averiguação da aplicabilidade dum mecanismo de rotura coerente.

Após tentativas de recurso a técnicas foto-elásticas e de analogia eléctrica, que se mostraram de difícil aplicação e com reduzida precisão para o estudo a realizar, exploraram-se as potencialidades do método dos elementos finitos.

Dentro desta linha de estudo, admitiu-se comportamento elástico do material (caracterizado pelas constantes que previamente se tinham determinado para o calcário utilizado) e consideraram-se condições axi-simétricas de carga, com sujeição completa das bases dos modelos (para simulação do atrito nos ensaios de compressão) mas sem confinamento lateral nas cabeças respectivas.

Como característica geométrica dos modelos, considerou-se, como até então, igualdade entre o diâmetro da parte central, a altura da parte central e o vão da consola das respectivas cabeças. Tendo estas a espessura de 40 mm, correspondente àquela dimensão comum, a configuração geométrica do modelo foi designada por 120 mm de diâmetro  $\times$  120 mm de altura ou, simplesmente, por 120 mm  $\times$  120 mm.

Após uma escolha criteriosa da malha de elementos finitos a utilizar e a partir da distribuição de tensões obtida para um plano axial do modelo, determinaram-se, para tal plano, as zonas sucessivas de rotura potencial, com o crescimento da carga, para três critérios eventualmente aplicáveis, o da tensão de tracção máxima, o de Tresca (tensão de corte máxima) e o de Mohr-Coulomb, tal como se mostra na Fig. 31, para um quarto de secção diametral.

Ressalta desta figura que, para a configuração 120 mm  $\times$  120 mm considerada, o critério da tracção máxima apresenta-se como o mais ajustável às constatações experimentais, uma vez que a zona de ocorrência de tracções vem a atravessar as bases do modelo, dum lado ao outro, e é de admitir que a resistência da rocha seja mais crítica à tracção que ao corte.

Aceitou-se, assim, que a geometria dos modelos podia ter uma influência importante nos mecanismos de rotura postos em jogo nos ensaios, os quais diferi-

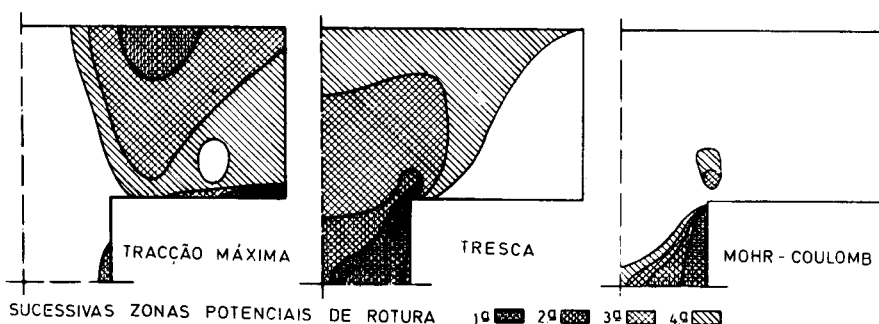


Fig. 31

riam dos mecanismos ocorrentes nos pilares reais por, em relação a estes, não haver possibilidades físicas de se manifestarem decisivamente as acções de tracção. Consequentemente, foi decidido ensaiar outras geometrias de modelos, de modo a impossibilitar a manifestação daquele tipo de roturas.

A aplicação do método dos elementos finitos facilitou a procura de geometrias adequadas. Considerando fixa, por razões relacionadas com o equipamento de ensaio existente, a altura total a conferir aos modelos (120 mm), manteve-se também a igualdade entre o diâmetro da parte central, a altura da parte central e o vão em consola das bases. Nestas condições, concluiu-se facilmente que só havia tracções atravessando as bases dos modelos quando a espessura destas era de menos de 2,75 vezes a característica equidimensional considerada (altura da parte central = diâmetro da parte central = vãos em consola). Consequentemente, passaram a utilizar-se, com a mesma célula de rigidez, modelos de 50 mm  $\times$  120 mm (Fig. 32), correspondentes àquela relação ser de cerca de 3.

Com esta geometria melhorada, as isobáricas de tensão normal mínima apresentam-se, para o modelo de pilar do calcário em estudo, nas condições de carga consideradas, tal como se mostra na Fig. 33, onde as diversas curvas estão graduadas em unidades de tensão aplicada nos topos. As zonas de ocorrência de tracções já não atravessam as bases do modelo, atingindo as faces onde se aplicam as cargas; não há, assim, possibilidade física de ocorrerem roturas por tracção nessas bases, tal como se verificava com a geometria de 120 mm  $\times$  120 mm.

As zonas sucessivas de rotura potencial, com o crescimento da carga aplicada, são, para o caso agora em estudo, as que se apresentam na Fig. 34,

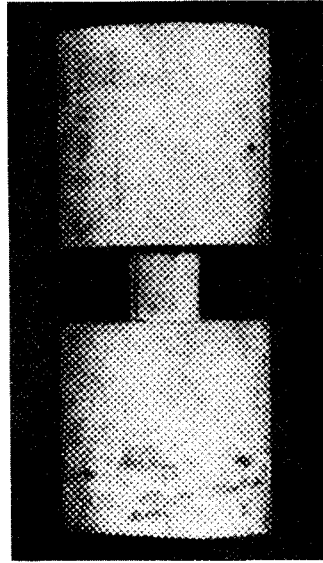


Fig. 32

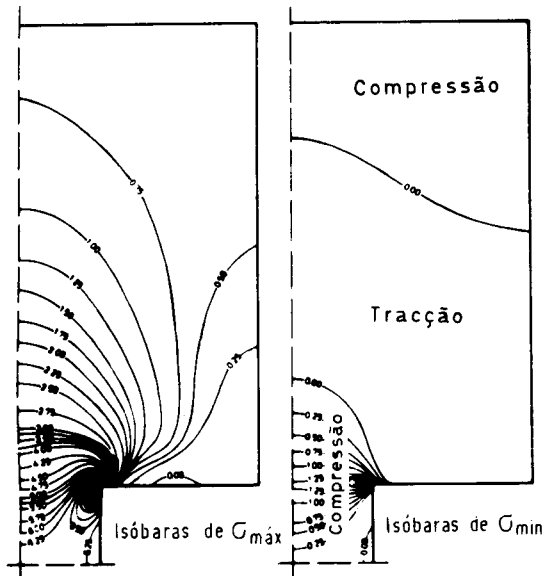


Fig. 33

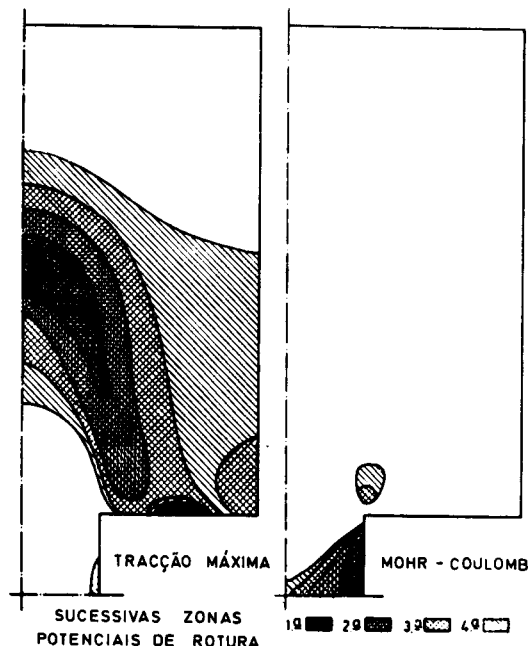
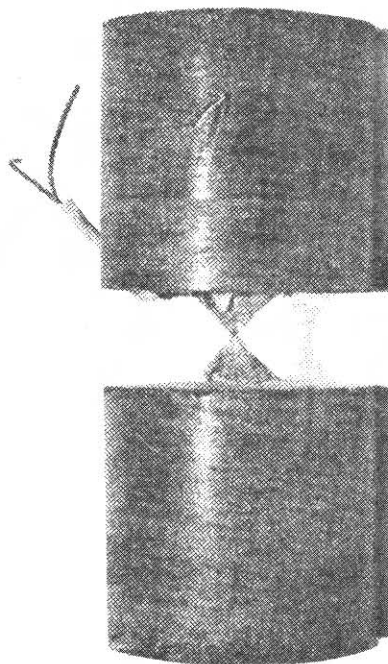


Fig. 34

a qual mostra bem que as roturas que levarão o pilar à ruína serão necessariamente, para conveniente nível de carga, as que se verificarão no corpo do pilar, por corte, segundo o critério de Mohr-Coulomb.

Este critério, todavia, deverá ser, pelo que foi dito, considerado como válido na sua forma generalizada, isto é, deverá admitir-se que a rocha poderá romper quer por tracção quer por corte, consoante a situação que se apresentar como mais crítica. No caso dos modelos em apreço, a respectiva geometria é que pode, tal como normalmente acontece com os pilares reais, impedir que o mecanismo de tracção se manifeste.

Os ensaios realizados com modelos de geometrias 50 mm  $\times$  120 mm confirmaram plenamente as previsões a que se chegara recorrendo ao método dos elementos finitos. Não mais se constatarem fracturas nas bases dos modelos e conseguiram-se, com a célula de rigidez, roturas típicas, como a apresentada na Fig. 35, em concordância com o que se constata nos pilares reais.



*Fig. 35*

Por outro lado, controlando as deformações, foi perfeitamente possível, com a mesma simples célula, obter curvas praticamente completas tensão-extensão, conforme se mostra na Fig. 36-B. Na Fig. 36-A apresentam-se as curvas carga-extensão da célula, com e sem o modelo de pilar no seu interior, assim como a curva correspondente ao pilar, obtida por diferença daquelas.

O interesse dos estudos acabados de referir é evidente, por exemplo, para o dimensionamento de pilares. A introdução de condições de confinamento lateral, traduzindo a existência de tensões horizontais no terreno virgem, visualiza-se como sendo fácil, tanto na análise pelo método dos elementos finitos como na experimentação com modelos da própria rocha. Necessário é, todavia, que se consigam resultados que não estejam em desacordo com os comportamentos reais; para o verificar, os dois métodos expostos apresentam, como se viu, uma prometedora complementaridade.

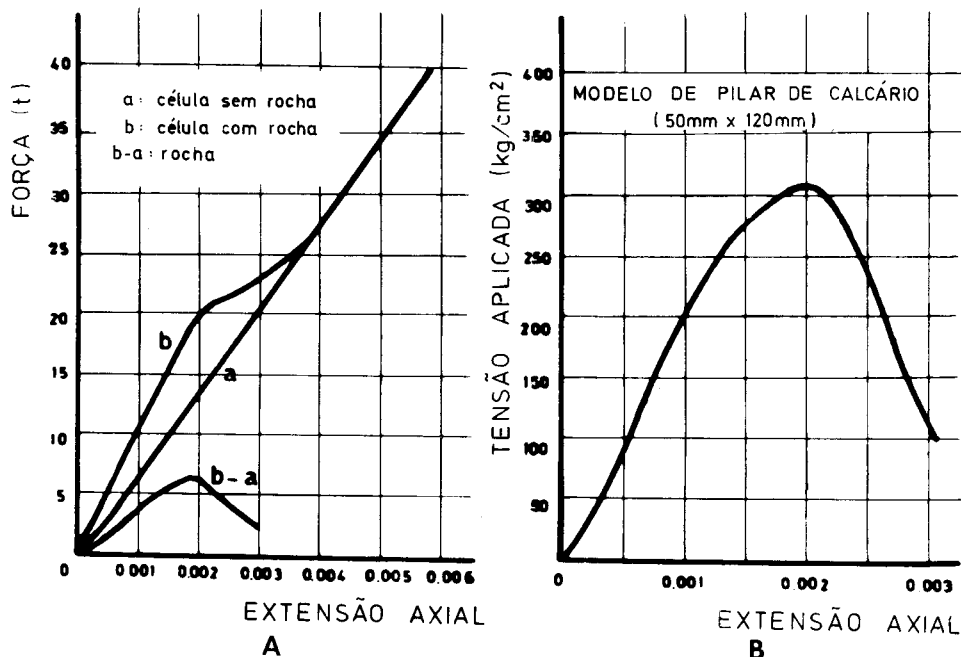


Fig. 36

## 8 - DEFORMAÇÃO E RUÍNA DE CAVIDADES MINEIRAS TABULARES

O abandono de pilares, cujo comportamento mecânico foi abordado no número anterior, constitui, como é sabido, um dos processos de tratamento dos vazios deixados pela exploração mineira. Outros processos obrigam, como igualmente se conhece, ao enchimento, total ou parcial, das cavidades que vão sendo criadas e ao desabamento controlado da rocha vizinha das zonas exploradas.

De entre as muito variadas geometrias dos vazios criados pelos desmontes mineiros, as de tipo tabular, isto é, com a ordem de grandeza de uma das dimensões (a espessura) bastante inferior à ordem de grandeza das restantes, são, não só as mais frequentes como as que mais facilmente permitem analisar a essência dos fenómenos envolvidos na deformação e na ruína da rocha que rodeia as cavidades.

As cavidades tabulares podem ter inclinações muito diversas, desde a horizontal à vertical, e serem abertas em maciços com todas as possíveis distribuições de tensões naturais. Daí poderem resultar comportamentos muito



diferentes para a rocha que rodeia tais cavidades, comportamentos esses que, ainda por cima, são muito dependentes das características intrínsecas da rocha ou, mais propriamente, do maciço rochoso em que a exploração se desenvolve.

No caso mais geral, pode considerar-se, como já se referiu no número anterior, que, devido à pequena espessura (em relação às restantes dimensões) das cavidades tabulares, são muito mais influentes sobre os comportamentos destas as componentes das tensões que são concordantes com aquela espessura; as componentes paralelas ao desenvolvimento tabular das escavações apenas têm, em regra, uma pequena importância complementar, que será tanto mais reduzida quanto mais a orientação da componente considerada se aproximar da orientação da tensão principal mínima correspondente ao terreno virgem.

A análise do comportamento numa cavidade deste tipo, quanto à deformação e à rotura da respectiva periferia, pode em regra fazer-se bidimensionalmente, considerando uma secção rectangular paralela à espessura e situada a meio do vazio, de modo a poder admitir-se que não é influenciada pelas acções que lhe são perpendiculares.

Conforme também já se recordou no número anterior, as tensões que, antes da abertura numa secção deste tipo, actuavam perpendicularmente à respectiva dimensão maior, deixaram de poder transmitir-se através do vazio e, por isso, concentraram-se na vizinhança dos lados menores deste, originando aí, também, as maiores tensões de corte. Nas vizinhanças dos lados maiores da secção há, assim, tendência para se instalarem zonas aliviadas de tensões segundo aquela direcção.

Para maior simplicidade da exposição, considere-se que a cavidade tabular em apreço é horizontal e que o mesmo se verifica, por isso, para a maior dimensão da secção rectangular a estudar. Neste caso as maiores deformações ocorrerão nas partes centrais do tecto e do piso, principalmente daquele porque, ali, a descompressão facilita a manifestação de acções de peso que, como é lógico, não podem fisicamente ter lugar no piso. Aquelas acções de peso evidenciar-se-ão tanto mais facilmente quanto menores forem as componentes horizontais do estado natural de tensão.

Com efeito, as tensões horizontais pré-existent, correspondentes à altura da secção, deixaram também de poder transmitir-se através do vazio e concentraram-se nas zonas vizinhas do tecto e do piso, contrariando, junto àquele, as referidas tendências para manifestação das acções de peso.

No que respeita à ruína das secções, será preferencialmente de esperar que a mesma ocorra por acções de corte, onde estas se manifestarem com maior intensidade no contorno rochoso. Sobre este, sendo nulas as tensões normais que lhe são perpendiculares, as maiores tensões de corte verificar-se-ão onde forem mais elevadas as tensões normais que lhe são tangentes. Tal ocorre, pelo que já foi dito, junto dos cantos da secção, manifestando-se mais claramente nos superiores, visto que aí as roturas podem fisicamente dar lugar a queda de blocos ou, pelo menos, a escorregamentos relativos de zonas vizinhas do maciço. De acordo com a teoria de Mohr-Coulomb, tais roturas deverão fazer, com os lados da secção, ângulos menores que  $45^\circ$ .

A ruína das secções pode também ocorrer por roturas de tracção, a meio dos vãos, roturas essas normais à superfície rochosa.

É de notar que, praticamente, a previsão da rotura das secções resulta a mesma quer, como fizémos, se proceda a uma análise simplificada por sobreposição dos efeitos, em meio contínuo, das diversas componentes dos estados de tensão instalados quer se faça uma análise bidimensional do estado de tensão, também em meio contínuo, em torno do vazio quer ainda se estudem os tectos das cavidades como vigas ou como placas encastradas, pelos processos da Resistência de Materiais.

O verificar-se, ou não, a ruína duma secção deste tipo depende da respectiva geometria, do estado de tensão natural pré-existente e ainda das características de resistência e de deformabilidade do maciço rochoso em que o vazio é aberto.

Dum modo geral (não considerando os casos, relativamente raros e só ocorrentes em circunstâncias muito peculiares, de roturas de tracção a meio dos vãos), pode dizer-se que as roturas constatadas correspondem à tendência para transformação das secções rectangulares em secções de geometria mais estável, em face das características do maciço e do campo de tensões instalado.

Para uma dada altura de cavidade, aberta num dado maciço, a ruína da secção inicia-se geralmente apenas quando se atinge uma certa largura mínima, isto é, quando se estabelece um determinado *vão crítico*. A partir das primeiras roturas por corte, nos extremos da secção, o prolongamento destas tende a criar uma "abóbada" de rocha firme, comprimida, sobreposta ao vão, passando a existir entre essa abóbada e o tecto da cavidade uma zona descomprimida, mais ou menos fracturada, apta a desabar sobre a cavidade ou a exercer

acções de peso sobre o respectivo sistema de sustimento. A altura desta zona de aluimento depende, como se acabou de dizer, do vão da cavidade, das características do maciço e do estado de tensão instalado.

Se, como acontece nos desmontes mineiros, o vão da cavidade aumenta sucessivamente, à medida que a mineração progride, após a ultrapassagem do vão crítico e a ocorrência das primeiras roturas, a abóbada sobreposta ao vazio vai aumentando de vão e, correspondentemente, de altura, à medida que novas roturas vão ocorrendo.

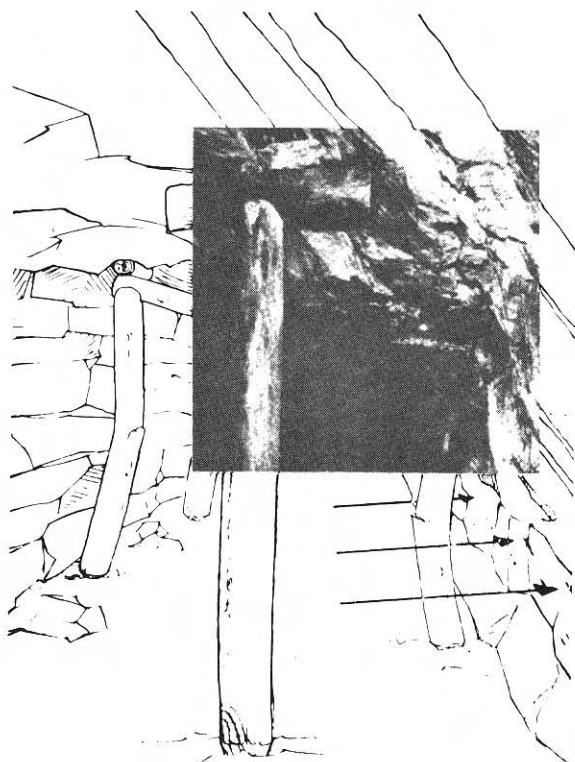
Em todos estes fenómenos, as características anelásticas dos maciços podem interferir de maneira bem marcada, introduzindo atrasos consideráveis nos mecanismos de deformabilidade e de rotura e tornando os respectivos efeitos práticos dependentes das velocidades de aumento das dimensões dos vazios.

Na Mina da Panasqueira, os desmontes que estudámos em 1960 podiam considerar-se como cavidades tabulares sub-horizontais, com espessuras da ordem de 1,7 m e recobrimentos de 250 a 300 m. As frentes de ataque, corridas, paralelas ou, mais correntemente, divergindo radialmente a partir de locais de carregamento, progrediam lentamente, com velocidades de avanço que raramente ultrapassavam 0,5 m/dia, isto principalmente pela necessidade de garantir uma boa recuperação dos finos de volframite. O tratamento dos vazios fazia-se, na maior parte dos casos, por entulhamento parcial com blocos da rocha encaixante dos filões, embora também se ensaiassem outros sistemas de sustimento susceptíveis de proporcionar idêntico controle dos tectos.

Devido à sua elevada rigidez, os tectos, de início, exerciam pequena ou nenhuma carga sobre o entulhamento, comportando-se as cavidades, praticamente, como desmontes abertos. Desde que, porém, se ultrapassasse um vão livre da ordem de 50 a 70 m, verificava-se um importante golpe de terreno, que se processava durante várias horas e que levava à fracturação do tecto, numa área limitada, junto de um dos extremos da cavidade, com manifestação, na zona vizinha do desmonte, de intensa acção de peso do material fracturado suprajacente, que esmagava o entulhamento. Num destes golpes de terreno, uma área apreciável de desmonte passou duma altura da ordem de 1,7 m para 0,4 m, em cerca de 24 horas.

As fracturas a que estes golpes de terreno davam lugar apresentavam-se paralelas aos extremos dos desmontes e fazendo ângulos de menos de  $45^\circ$  com os tectos (Fig. 37), tal como seria de esperar, pela teoria de Mohr-Coulomb, se o maciço rochoso fosse contínuo, homogéneo e isótropo. Tem bastante interesse

apontar este facto, pois o terreno, além de bem marcada xistosidade praticamente vertical (com a direcção da qual só por acaso os limites dos vazios coincidiam) e de juntas de sedimentação muito intensamente dobradas (embora raramente detectáveis), apresentava-se afectado por bem nítidos sistemas de diaclasamento



*Fig. 37*

e cortado por variadas falhas (diversas das quais recentes, relacionadas com a orogenia alpina); nenhuma destas realidades geológicas se mostrou, todavia, influente na ocorrência dos golpes de terreno, que só evidenciaram dependência da ultrapassagem de vãos críticos.

A importância da ocorrência dos golpes de terreno descritos, tanto sob o aspecto da segurança como sob o da perturbação que causavam ao regular desenvolvimento dos trabalhos mineiros, levou-nos a procurar investigar se seria possível prever quando e onde teriam lugar. Para tal, empreendemos uma campanha

sistemática de medições da convergência tecto-piso, em locais acessíveis de alguns desmontes.

As medições efectuadas, que normalmente apenas acusavam um progressivo mas pouco intenso efeito de flexão dos tectos, evidenciaram por vezes um apreciável aumento das velocidades de convergência junto das frentes de ataque. Num caso, em que aquelas velocidades ultrapassaram 0,1 mm/h, foi possível começar a definir linhas de igual velocidade de convergência, que passaram a ser sucessivamente traçadas até que, após se terem feito leituras correspondentes a velocidades de 0,7 mm/h, ocorreu um golpe de terreno importante, com fracturação principal concordando bem com o que aquelas linhas faziam prever (Fig. 38). O acompanhamento do processo, desde as primeiras determinações de velocidades superiores a 0,1 mm/h até às roturas, demorou mais de 12 horas.

Noutros casos, porém, ultrapassaram-se velocidades de 0,1 mm/h e começaram a poder esboçar-se linhas de igual velocidade de convergência, mas os fenómenos não evoluíram até à ocorrência de golpes de terreno, voltando as velocidades a descer abaixo daquele valor.

As observações efectuadas mostraram, assim, sem sombra de dúvida, que se estava em presença de fenómenos em que, nos mecanismos de redistribuição de tensões, tinham influência bem nítida os retardamentos, entre causas e efeitos, devidos às características anelásticas do maciço rochoso. A intervenção dessas características manifestava-se, de resto, pelo facto de não se ter iniciado qualquer golpe de terreno quando do rebentamento de pegas de fogo nas frentes de ataque e pela duração, relativamente prolongada, dos golpes de terreno.

À parte estes factos, as roturas do material rochoso, durante os golpes de terreno, apresentavam-se como típicas de rocha frágil, sujeita a acções de corte. A associação desta constatação ao conjunto das observações atrás mencionadas conduziu, então, a que se tentasse interpretar o processo em estudo por meio do mecanismo de rotura frágil de Bieniawsky.

O bom ajuste conseguido em relação aos fenómenos observados teve inegável interesse, pois permitiu, explicando os crescentes aumentos de velocidades de convergência junto das frentes, que antecediaam os golpes de terreno, extrapolar para os maciços rochosos, considerados à escala das escavações dos desmontes, a aplicabilidade dum mecanismo até então apenas considerado válido para a interpretação de resultados de ensaios laboratoriais.

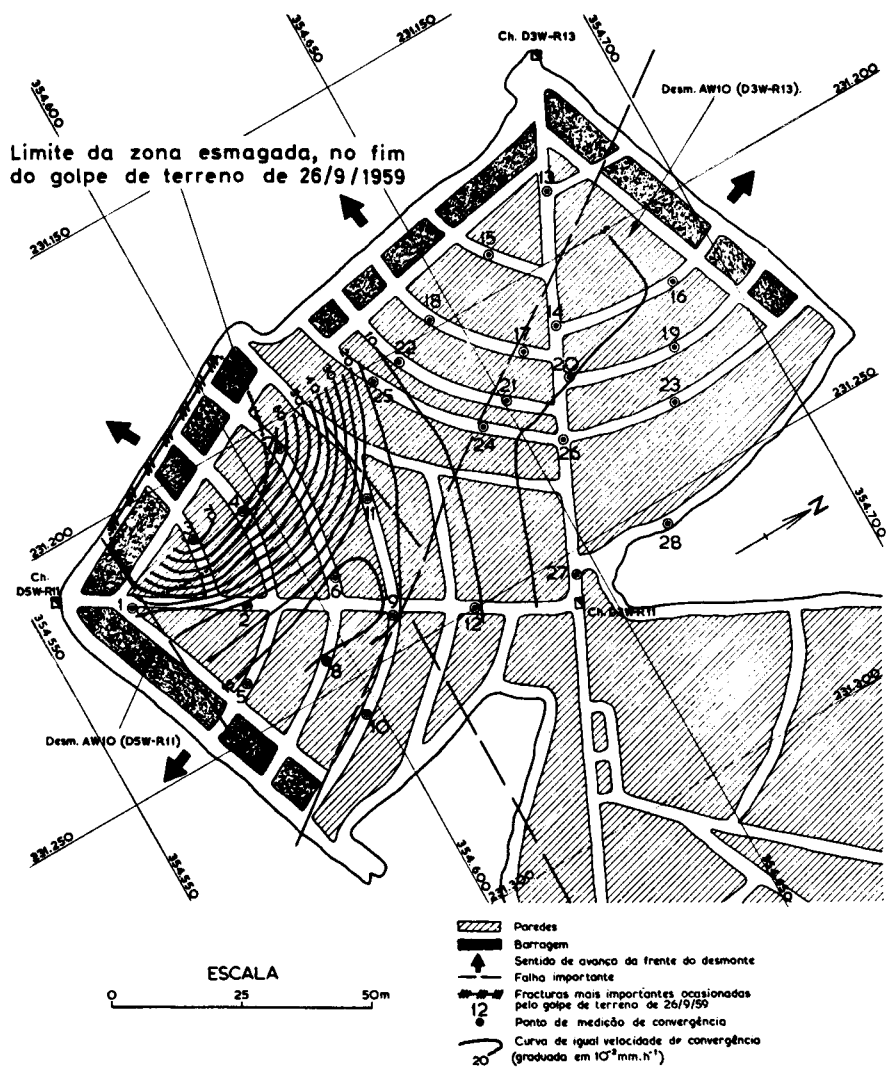


Fig. 38

A aplicação do mecanismo de Bieniawsky mostrou-se, de resto, convincente. Com efeito, admitindo que, na vizinhança duma frente, o tecto se encontra sujeito a uma tensão normal de compressão, perpendicular a essa frente (o que é lógico, de acordo com tudo o que mais atrás foi dito, a propósito da redistribuição de tensões devida à abertura do vazio), verificar-se-á expansão da rocha, na direcção perpendicular ao tecto, por efeito de Poisson; aumentando a tensão de compressão no tecto, haverá aumento de expansão no sentido do vazio, originando um efeito de convergência mais acentuado.

Supondo, à luz do mecanismo de Bieniawsky, que o progressivo aumento do vão do vazio, devido ao avanço do desmonte, dá lugar à instalação, no tecto, de uma tensão de compressão, perpendicular à frente, inferior à correspondente ao início da fracturação da rocha, esta comportar-se-á quase elasticamente, mantendo um valor de coeficiente de Poisson praticamente constante; a convergência será pequena e, por outro lado, uma vez que a redistribuição de tensões se processa lentamente, após cada pega de fogo, a velocidade de convergência será baixa.

Se, todavia, durante a redistribuição de tensões, a tensão de compressão instalada no tecto, perpendicularmente à frente, ultrapassar o valor correspondente ao início de fractura mas não atingir o nível mínimo correspondente à propagação instável desta, o coeficiente de Poisson aumentará e, logicamente, para um ritmo de redistribuição de tensões igual ao do caso anterior, a velocidade de convergência aumentará também. Este ritmo, todavia, tenderá a estabilizar quando o mesmo suceder ao estado de tensão.

Finalmente, se a redistribuição de tensões der lugar a uma compressão de valor superior ao correspondente à mobilização da energia crítica, o coeficiente de Poisson crescerá mais ainda, o mesmo se verificando com o ritmo de convergência e, tendo-se entrado no estado de propagação instável da fractura, um e outro continuarão inevitavelmente a aumentar até à destruição da resistência da rocha, dando lugar à rotura franca desta.

De acordo com esta interpretação e atendendo à observação efectuada, considerámos que a velocidade de convergência de 0,1 mm/h correspondia a ter-se iniciado a fracturação, mas sem se ter atingido um estado correspondente à propagação instável da mesma. Por outro lado, a velocidade de convergência de 0,7 mm/h corresponderia já a este último estado, sendo por isso, praticamente, prenúncio quase certo de ocorrência de um golpe de terreno.

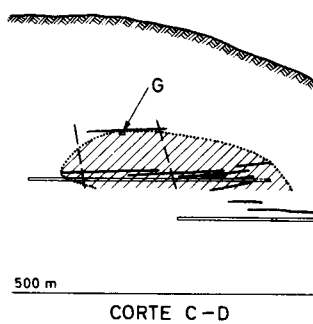
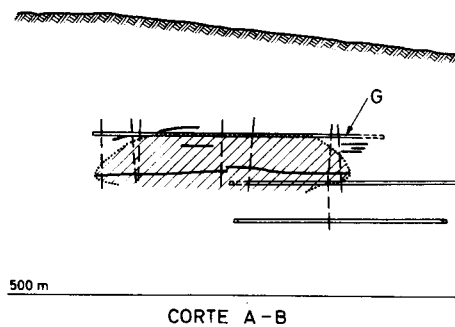
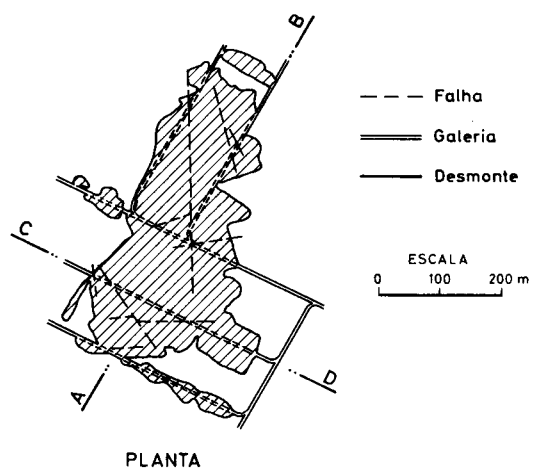


Fig. 39



Em apoio da interpretação feita, pode ainda dizer-se que, nos ensaios laboratoriais de compressão realizados sobre as rochas do maciço de Panasqueira, determinaram-se, para níveis baixos de carga, coeficientes de Poisson da ordem de 0,25 e que, antes das roturas, tais coeficientes chegaram a ultrapassar o valor 0,5 (limite teórico para comportamento elástico).

Tivemos ainda ocasião, na Mina da Panasqueira, de apreciar a zona aluída que, em 1960, se sobrepunha ao “plano” em que se situava a maioria dos desmontes então em exploração, plano esse onde o conjunto de vazios, correspondentes a desmontes mais ou menos contíguos, já explorados, tinha a configuração geral representada a tracejado na planta da Fig. 39.

Pouco tempo após a ocorrência de um golpe de terreno, que originou fracturação de corte no limite esquerdo daquela área, começaram a definir-se, nos hasteais duma galeria (G, na Fig. 39), situada cerca de 80 m acima do referido plano, fendas importantes, praticamente contínuas, numa extensão de cerca de 200 m; entre o respectivo aparecimento e o seu desenho franco (Fig. 40) não passaram mais de 4 dias.

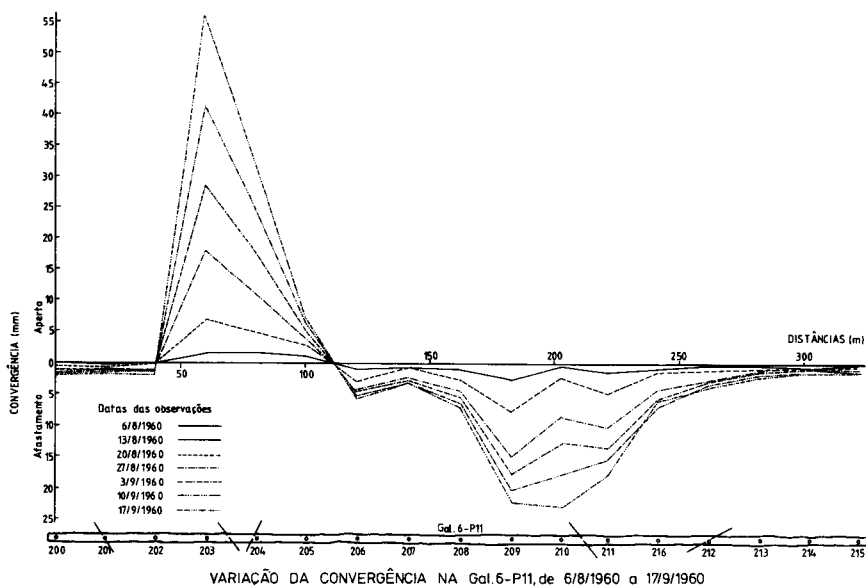


*Fig. 40*

O exame dessas fendas, em correspondência perfeita num e noutro hasteal da galeria, mostrou tratar-se duma importante fractura, que suspeitámos limitar o terreno aluído que se sobrepunha à área explorada. Para o confirmar, instalámos,

na galeria referida, uma série de estações para medição de convergências tecto-piso, as quais vieram corroborar aquela suposição; com efeito (Fig. 41), na zona em que ocorria a fractura, o piso afastava-se progressivamente do tecto, ao passo que acima da rotura as convergências tinham sinal contrário, traduzindo crescente compressão da região do maciço que constituía a abóbada firme sobreposta ao vazio.

A zona aluída, de terreno fracturado, limitada superiormente por aquela abóbada, devia então ter uma forma a que correspondiam, aproximadamente, as partes tracejadas dos cortes A-B e C-D da Fig. 39. A observação de trabalhos antigos, situados no seu interior, não desmentia tal suposição.



*Fig. 41*

Antes de terminar estas considerações, relativas a controle do comportamento de cavidades mineiras, notaremos que, nos estudos que efectuámos na Panasqueira, as medições de convergências se apresentaram como um meio de investigação fácil de utilizar e cheio de potencialidades. Além das aplicações já referidas, empregámo-las também no estudo da deformabilidade dos contornos de galerias abertas em terrenos xistosos.

No caso de serem abertas na direcção da xistosidade (a qual, como já referimos, se apresenta vertical), as secções das galerias estudadas começaram por apresentar, à medida que se afastavam as frentes em avanço regular, primeiro, aumento de dimensão na direcção vertical, só mais tarde, passados alguns dias, acusando diminuição daquela dimensão (Fig. 42-a), como desde o início sempre se verificava na direcção horizontal. O modelo reológico que idealizámos para as rochas xistosas e que atrás descrevemos adapta-se bem à explicação deste comportamento, como esquematicamente se mostra na Fig. 42-b: sendo a xistosidade vertical e paralela ao eixo da galeria (1), haverá primeiro tendência para expansão, no sentido do vazio, segundo a direcção horizontal, de maior deformabilidade, obrigando a um certo retraimento do terreno na direcção vertical (2), só mais tarde se manifestando, pelo mecanismo referido de sucessivas redistribuições de tensões, escorregamentos de grupos de "lâminas" de rocha, susceptíveis de vir a provocar encurtamentos de distâncias nesta direcção (3).

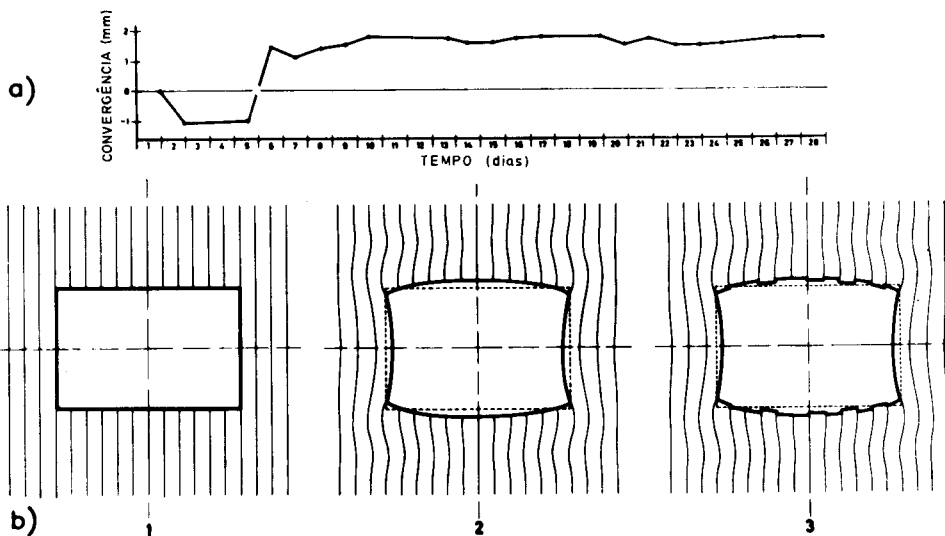


Fig. 42

Também actualmente, num importante túnel cuja abertura estamos a acompanhar, as medições de convergências estão a fornecer resultados muito valiosos. O maciço rochoso, constituído por xistos e grauvaques do Carbónico marinho, tem muitas zonas em que a rocha se degrada com grande faci-

lidade uma vez exposta, reagindo também de maneira vinculada às alternâncias sazonais de secura e humidade; nesses casos, as velocidades de convergência permitem controlar o comportamento do terreno, alertando, quando ultrapassam determinados valores, para a necessidade de instalação ou de reforço do sustimento provisório.

## 9 – COMPORTAMENTO DE ZONAS SUPERFICIAIS DE MACIÇOS ROCHOSOS

Nos casos, até aqui abordados, referentes a comportamentos de maciços rochosos na vizinhança de trabalhos subterrâneos, a ocorrência de superfícies de descontinuidade poucas vezes se manifestou com importância preponderante nos fenómenos observados; também a anisotropia, resultante da existência de xistosidade, na maior parte das situações apenas se evidenciou a escalas de observação pouco influentes nos resultados práticos que interessava considerar. Nas zonas superficiais, porém, os comportamentos dos maciços podem tornar-se diferentes, por vezes mesmo espetacularmente diferentes, dos que caracterizam os mesmos maciços em profundidade.

Os motivos encontram-se facilmente na descompressão (possível pela proximidade da superfície) e na alteração (devida à meteorização), fenómenos que, geralmente, actuam de acordo com um mecanismo sucessivo de causa e efeito: a descompressão favorece a alteração e esta acelera a descompressão. Como consequência, a importância das superfícies de descontinuidade dos maciços torna-se marcante, as anisotropias acentuam-se (normalmente as devidas a xistosidade), o próprio material rochoso degrada as suas características de resistência e aumenta as de deformabilidade.

Perto da superfície, deixa em regra de ser admissível continuar a estudar os maciços rochosos como meios contínuos, sendo necessário considerá-los como meios compartimentados, nos quais blocos de material rochoso, geralmente mais ou menos alterado, são limitados, pelo menos parcialmente, pelas superfícies de descontinuidade ocorrentes. A deformabilidade e a resistência dos maciços deixa então de ser quase exclusivamente dominada pelas características de deformabilidade e de resistência do material rochoso: a deformabilidade e a resistência das superfícies de compartimentação torna-se importante, por vezes mesmo preponderante.

Sendo assim, em relação às zonas superficiais dos maciços rochosos, apresentam-se problemas específicos, que em regra não se colocam quando se trata de zonas profundas: os referentes às variações das propriedades do material rochoso com o correspondente grau de alteração e os respeitantes à caracterização dos sistemas de superfícies de compartimentação dos maciços. Por outro lado, para as zonas superficiais, outras questões, já atrás abordadas, aumentam de importância: a do chamado efeito de escala e a da anisotropia. Sobre todos estes assuntos tivemos oportunidade de realizar alguns trabalhos, que conduziram a resultados que julgamos de interesse referir.

Para a caracterização do grau de alteração das rochas e avaliação da respectiva influência nas propriedades geomecânicas do material rochoso, é bem conhecido o interesse da procura dos chamados *índices de qualidade*, de fácil determinação e numericamente correlacionáveis com tais propriedades. Destes índices são correntes os que se baseiam na capacidade de absorção de água ou na porosidade aparente.

Tratando-se de rochas não granulares e, sobretudo, de rochas muito anisótropas, principalmente do tipo xistoso, os índices daquele género tornam-se geralmente inaplicáveis, uma vez que os seus valores não são facilmente correlacionáveis com as características geomecânicas de deformabilidade e de resistência, as quais dependem fundamentalmente da orientação das solicitações em relação aos planos de xistosidade, ao passo que a alteração se processa preferencialmente, como já notámos, segundo esses planos. Para vencer esta dificuldade e, ao mesmo tempo, conseguir uma melhor compreensão dos fenómenos em jogo, pensámos recorrer a índices de natureza micropetrográfica.

Em 1966, juntamente com Aires-Barros e Peres Rodrigues, estabelecemos, utilizando a análise modal, um índice de qualidade micropetrográfico, K, calculado por meio da expressão

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n p_i X_i}{\sum_{j=1}^m p_j Y_j} \quad (9)$$

em que os  $n$  valores de  $X_i$  são as percentagens de minerais sãos ou de minerais com influência favorável no comportamento mecânico da rocha em estudo, ao passo que os  $m$  valores de  $Y_j$  dizem respeito às percentagens dos minerais alterados, dos minerais que, apesar de sãos, têm influência perniciosa nas propriedades mecânicas e, ainda, dos vazios e fissuras não preenchidos;  $p_i$  e  $p_j$  são os pesos das influências, nas características mecânicas da rocha, dos minerais, fissuras e vazios indicados.

No estudo dum maciço granítico, de fundação duma barragem, este índice micropetrográfico  $K$  mostrou-se bem correlacionável com o módulo de elasticidade,  $E$ , obtido em ensaios laboratoriais de compressão de provetes resultantes de tarolos de sondagens, tal como se apresenta na Fig. 43; neste caso, a correlação, de tipo exponencial, apresentou um desvio padrão de  $\pm 60 \text{ t/cm}^2$ .

Peres Rodrigues e Aires-Barros, em trabalhos posteriores, aplicaram com êxito este mesmo índice ao estudo de maciços anisotrópicos, mostrando que a procura de índices de qualidade, por esta via, se apresenta como promissora, merecendo mais intensa exploração.

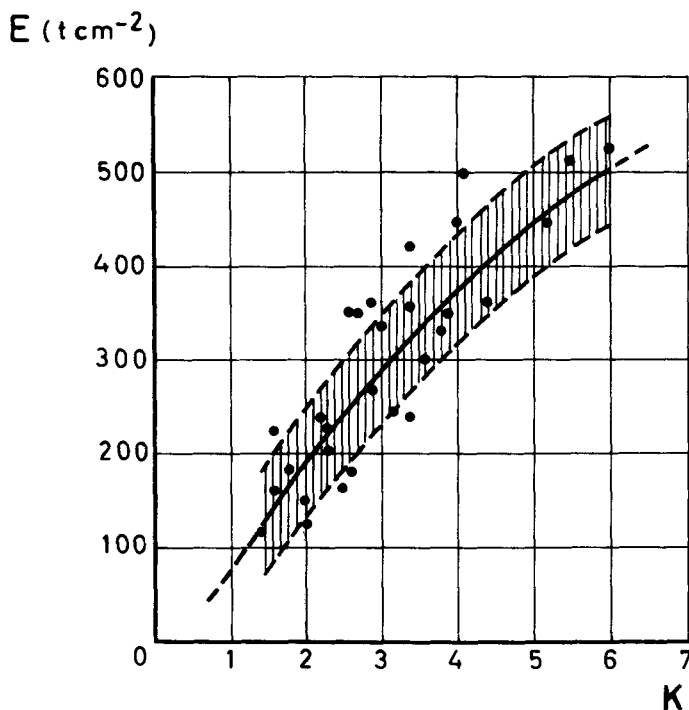


Fig. 43

No que respeita à caracterização dos sistemas de superfícies de compartimentação dos maciços rochosos, cedo notámos, como colaboradores do Laboratório Nacional de Engenharia Civil para o estudo de fundações de barragens, que importava que tal caracterização conduzisse a resultados de índole quantitativa; com efeito, só assim seria possível que esses resultados fossem convenientemente aproveitados pelos técnicos projectistas, estabelecendo-se uma útil contribuição da Geomecânica para a resolução dos problemas da Engenharia Civil. A partir de 1965, acompanhámos e colaborámos por isso, com muito interesse, nos estudos que, no LNEC, se começaram a desenvolver neste domínio, principalmente por parte de Grossmann, o qual, anos mais tarde, se viria a tornar o primeiro especialista português na matéria.

Para o estudo da compartimentação dos maciços rochosos, pretendeu-se caracterizar os diversos *sistemas* (ou *famílias*) de *diaclasses* ocorrentes (isto é, os diversos conjuntos de diaclasses subparalelas, com modo de formação e tipo de enchimento semelhantes) por intermédio das respectivas direcção média, inclinação média, área média, espessura média e *espaçamento*. Este último, conforme definição devida a Grossmann, passou a ser considerado como o quociente de um dado volume de maciço pela soma das áreas das diaclasses, do sistema em estudo, contidas nesse volume; com tal definição, ultrapassou-se a dificuldade da consideração de *diaclasses sucessivas*, noção de difícil aplicação quando as diaclasses não têm áreas suficientemente grandes para atravessarem completamente os volumes de maciço em apreço.

Com base nesta definição, e a partir do estudo de superfícies de observação em que ocorrem intersecções de diaclasses dum dado sistema, Grossmann estabeleceu fórmulas para o cálculo do respectivo espaçamento, partindo das hipóteses, aceitáveis do ponto de vista estatístico e que a prática não negou, de que: a) todas as diaclasses são planas; b) todas as diaclasses são circulares; c) todas as diaclasses dum sistema são paralelas entre si; d) a intersecção média real das diaclasses dum sistema com uma superfície de observação qualquer é igual à intersecção mais provável, com essa superfície, de uma diaclasse paralela às diaclasses do sistema e com área igual à média das áreas reais dessas diaclasses.

Para a definição dos diversos sistemas de diaclasses dum maciço, os dados relativos às diaclasses existentes em zonas de observação nele seleccionadas de acordo com um conveniente critério de amostragem são, primeiro, classificados de acordo com o tipo geral de diaclasse (origem, qualidade, maior ou

menor percentagem de enchimento, etc.) e, depois, distribuídos consoante as respectivas atitudes (directão mais inclinação). Para esta última operação recorre-se a representações planas do tipo equiárea de projecções esféricas polares azimutais (no hemisfério superior) dos pólos das diaclases e, também, a projecções equatoriais cilíndricas (estas para as diaclases com inclinações maiores que 60°, cujos pólos caem em zonas já muito distorcidas das projecções polares azimutais); a partir de tais projecções, em que a densidade de ocorrência dos pólos indica a frequência de ocorrência das atitudes das correspondentes diaclases, traçam-se curvas graduadas em densidades relativas de diaclasamento, as quais definem máximos correspondentes aos vários sistemas.

No desenvolvimento posterior dos seus estudos, Grossmann “automatizou” a técnica cuja metodologia inicial acabamos de descrever, desenvolvendo programas que permitem, com o recurso ao computador, não só implantar e contar os pólos das diaclases estudadas mas igualmente traçar as curvas de igual densidade relativa de diaclasamento e determinar os máximos correspondentes às atitudes procuradas dos diversos sistemas de diaclases. Hoje em dia, pode dizer-se que este tipo de investigação é praticamente indispensável como “pano de fundo” de qualquer estudo de zona superficial de maciço rochoso que seja necessário desenvolver tendo em vista a consideração desse maciço como fundação duma obra importante de engenharia.

Já em 1968, porém, praticamente no início dos seus trabalhos sobre a compartimentação dos maciços rochosos, Grossmann tinha estabelecido um *índice de influência do diaclasamento*,  $i_d$ , dado por

$$i_d = \sum \frac{t_c}{e_c} \cos \alpha_c \quad (10)$$

em que  $t_c$  é a espessura média das diaclases observadas dum dado sistema,  $e_c$  o correspondente espaçamento e  $\alpha_c$  o ângulo formado pela normal a esse sistema com a directão dos esforços aplicados. Este índice, tal como se mostra, na Fig. 44, para resultados obtidos num maciço granítico, apresentou-se correlacionável com as máximas deformações,  $\delta$ , verificadas em ensaios de deformabilidade *in situ*, efectuados com macacos hidráulicos de grande área, exibindo a correlação a característica assaz notável de, na ausência de diaclasamento (ponto A da figura, correspondente a  $i_d = 0$ ), fornecer um valor de módulo de elasticidade,  $E$ , com uma ordem de grandeza igual à dos módulos de



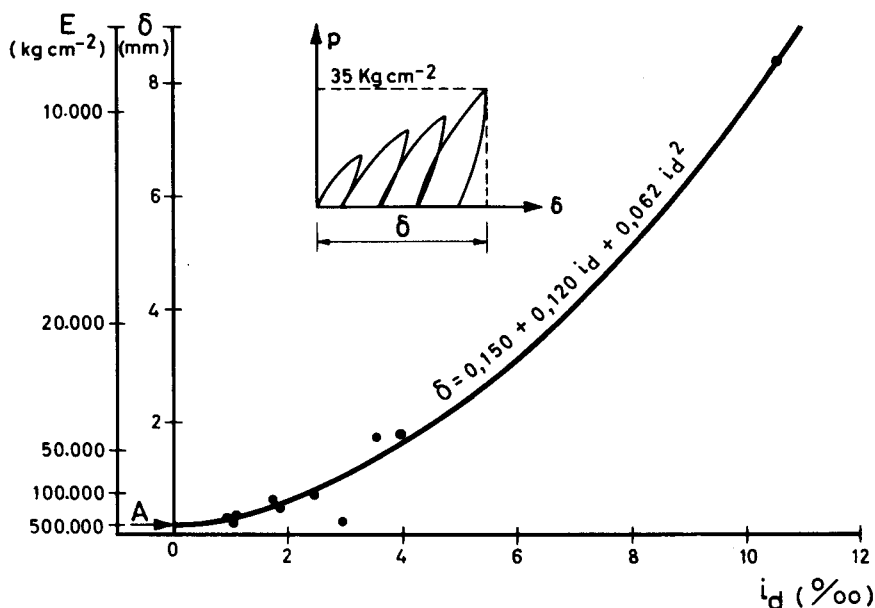


Fig. 44

elasticidade de tarolos de material rochoso do mesmo maciço determinados em laboratório por meio de ensaios de compressão uniaxial.

Grossmann admitiu, de resto, que na sua curva de correlação, de tipo parabólico, o termo independente correspondia à deformabilidade do material rochoso são, o termo linear ao fecho das diaclases do maciço e o termo do segundo grau à degradação da deformabilidade deste, devida à alteração, facilitada principalmente pelo diaclasamento.

A existência destes três termos é, pelo menos no caso geral, de considerar. Com efeito, nos ensaios de deformabilidade *in situ*, com macacos hidráulicos, raro é verificarem-se primeiros ciclos pressões-deslocamentos (primeiros ciclos carga-descarga) como o apresentado na Fig. 45-a, com o ramo ascendente correspondente ao carregamento de um material homogêneo com características praticamente elásticas; são frequentes ciclos como o da Fig. 45-b (traduzindo fecho progressivo de diaclases e compactação crescente do respectivo enchimento argiloso), como o da Fig. 45-c (geralmente correspondente a fecho de diaclases parcialmente preenchidas com materiais argilosos e apresentando contactos dos seus lábios em pequenas áreas, os quais vão sendo esmagados à

medida que as cargas progridem, permitindo transferências destas para os materiais argilosos, que assim se tornam cada vez mais participantes nas deformabilidades dos maciços) e ainda como o representado na Fig. 45-d (que traduz, geralmente, o aparecimento de novos contactos resistentes de rocha, após deformações do material argiloso de enchimento de diaclases, consoante o mecanismo do caso anterior).

A necessidade de, nos estudos geomecânicos dos maciços, considerar, por um lado, as características do material rochoso e, por outro, as da correspondente compartimentação, não sendo conveniente sobre-estimar ou sub-estimar qualquer dos aspectos, levou a que, quanto a classificação geotécnica de rochas, contribuíssemos, em 1963, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, para

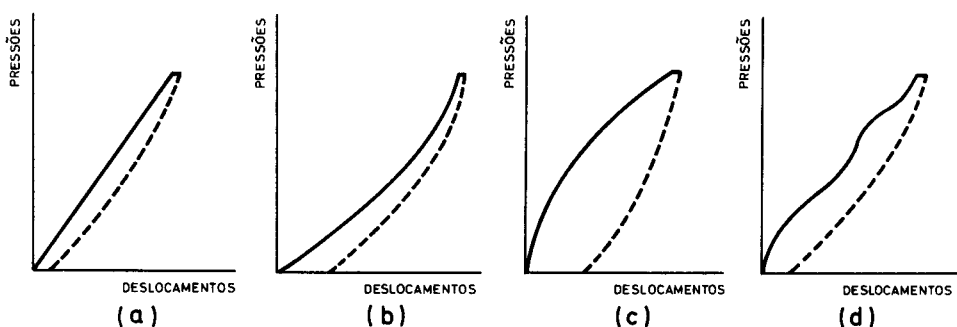


Fig. 45

o estabelecimento daquilo que consideramos um aperfeiçoamento da classificação elaborada por Coates. Em tal aperfeiçoamento, transferiram-se todas as características do maciço para o respectivo material rochoso, que se identificou sob os seguintes aspectos:

- 1) Quanto à resistência à compressão uniaxial: a) fraco (menor que  $350 \text{ kg/cm}^2$ ); b) forte (entre  $350 \text{ kg/cm}^2$  e  $1750 \text{ kg/cm}^2$ ); muito forte (maior que  $1750 \text{ kg/cm}^2$ ).
- 2) Quanto à deformabilidade antes da rotura: a) elástico; b) anelástico (velocidade de extensão superior a  $2 \times 10^{-6}/\text{h}$ , sob uma tensão constante equivalente a 50% da tensão de rotura à compressão uniaxial).
- 3) Quanto às características de rotura: a) frágil; b) dúctil (mais do que 25% da extensão verificada antes da rotura é permanente).

- 4) Quanto à existência de direcções privilegiadas: a) isotrópico (sem direcções privilegiadas); b) ortotrópico (com uma direcção privilegiada); c) anisotrópico (com mais de uma direcção privilegiada).
- 5) Quanto à comparticipação na resistência do maciço de que faz parte: a) preponderante (compartimentação do maciço tal que a rotura respectiva implica, necessariamente, a rotura do material rochoso); b) cooperante (quando se pode admitir que, em certos casos, o material rochoso contribua para a resistência do maciço); c) não influente (quando não seja de admitir contribuição do material rochoso para a resistência do maciço).

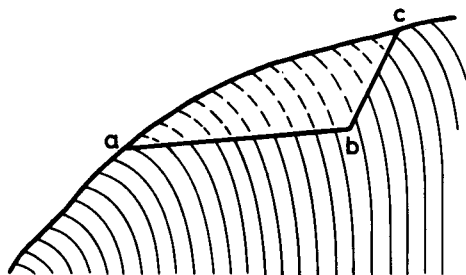
O estudo da influência da compartimentação dos maciços rochosos nos respectivos comportamentos mecânicos passa, logicamente, pela consideração do chamado efeito de escala, a que já aludimos, a propósito da fixação da dimensão mínima a partir da qual um modelo de material ou de maciço rochoso pode ser representativo dum protótipo constituído pelo próprio maciço.

Ao analisar, por exemplo, a compartimentação dum maciço rochoso a utilizar como fundação, só podem considerar-se, genericamente, como sistemas de superfícies de compartimentação aqueles cujo espaçamento é pequeno em relação às dimensões da obra a instalar. Se tal espaçamento se verificar a uma escala próxima ou claramente superior à escala da obra (como sucede, geralmente, com falhas geológicas importantes), cada uma das superfícies tem que ser investigada isoladamente, para ajuizar da influência que pode ter na estabilidade do conjunto obra-maciço de fundação. Por outro lado, se o espaçamento é muito pequeno em relação à escala da obra, interessa mais considerar as correspondentes superfícies não como constituindo um sistema de compartimentação mas como tratando-se de uma característica intrínseca do material rochoso, a qual, dum modo geral, lhe confere anisotropia.

É este o caso da xistosidade, de que já nos ocupámos anteriormente mas cuja importância não é demais realçar ao tratar de zonas superficiais, onde a descompressão e a meteorização contribuem para acentuar a anisotropia conferida aos maciços rochosos.

Um caso típico, que interessa referir para marcar bem essa importância, é o das encostas xistosas em que, se a topografia é favorável, se manifestam fenómenos de arrepiamento, como o esquematicamente representado na Fig. 46, onde igualmente se mostra como uma escavação, ali aberta, pode apresentar no seu piso variações importantes de inclinação da xistosidade e, consequente-

mente, de deformabilidade; um elemento estrutural (por exemplo, um contra-forte de barragem), que a esse piso se solidarize e que tenda a ficar submetido a deformações diferenciais, pode vir a ser afectado por tensões de tracção, que cheguem a obrigar à instalação de armaduras que as absorvam.



*Fig. 46*

Outro aspecto, ainda relacionado com a xistosidade, sobre que convém chamar a atenção, diz respeito à aptidão para melhoria de qualidade dos maciços xistosos, quando tratados por injeção; com efeito, nalguns desses casos, o tratamento pode não só não introduzir vantagens mas até piorar o terreno.

No exemplo, referente a um maciço xistoso de fundação, a que corresponde a Fig. 47, o coeficiente de anisotropia quanto à deformabilidade (quociente entre os módulos de deformabilidade, respectivamente, paralela e perpendicularmente à xistosidade) aumentou com o tratamento por injeção de cimento, não obstante, dum modo geral, tenha diminuído a deformabilidade do maciço. Como se tratava dum maciço onde se pretendia fundar uma barragem de contra-fortes, numa situação análoga à referida no exemplo anterior, pode considerar-se que o tratamento, em vez de benéfico, foi prejudicial.

Neste caso, o sucedido foi fácil de interpretar. Com efeito, a observação visual de zonas tratadas do terreno mostrou claramente que a calda de injeção tinha penetrado com relativa facilidade nas diaclases dos diferentes sistemas que compartimentavam o maciço, mas não tinha conseguido penetrar nos planos de xistosidade, possuídos dum certo grau de alteração; sendo assim, verificou-se diminuição de deformabilidade do maciço em todas as direcções, com excepção das normais à xistosidade, donde o aumento de anisotropia constatado.

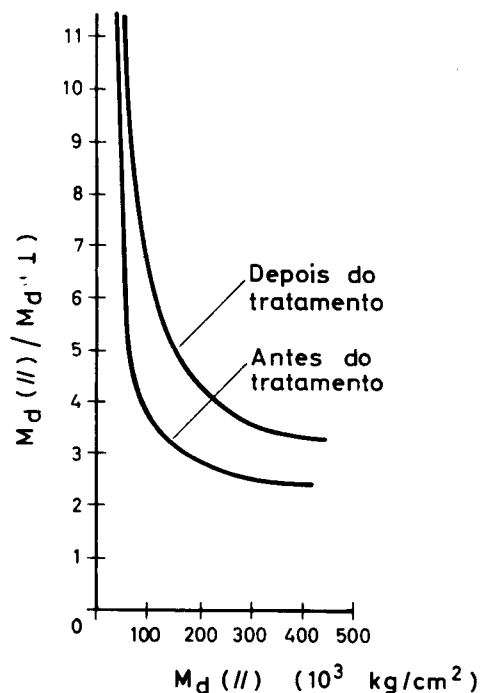


Fig. 47

Há ainda que notar que, em casos como este, as pressões utilizadas para a lavagem que precede a injeção podem ter como consequência, se ultrapassam determinado valor, “abrir” algumas famílias de superfícies de descontinuidade (juntas de sedimentação, xistosidade) sem no entanto criarem a possibilidade de penetração, nessas superfícies, das caldas de injeção. Se tal sucede, o tratamento pode ser francamente indesejável.

## 10 – TRABALHABILIDADE DE ROCHAS

Para terminar as referências aos assuntos de que nos ocupámos dentro da Mecânica das Rochas, referiremos alguns estudos que efectuámos quanto à trabalhabilidade do material rochoso.

Trata-se dum campo complexo, relativamente pouco explorado, em que a teoria é de difícil aplicação e se exige um grande número de simplificações para poder assimilar os fenómenos a estudar a acções susceptíveis de serem enquadradas em esquemas quantificáveis.

Em 1961, ao abordarmos aspectos tecnológicos da perfuração de maciços rochosos, preocupámo-nos com a caracterização da perfurabilidade das rochas.

Sob o aspecto teórico, esta perfurabilidade deve corresponder a uma energia específica, qualquer que seja o tipo de perfuração que se encare. Na prática, todavia, é impossível deixar de considerar a tecnologia utilizada pois se, por um lado, interessam as velocidades de penetração que se conseguem, por outro, não podem ignorar-se os desgastes que as rochas provocam nas ferramentas que as atacam.

Com efeito, na Indústria, verifica-se que a velocidade de penetração varia, de maneira muito bem marcada, com o estado de aguço das ferramentas utilizadas, estado que, logicamente, se degrada com maior ou menor velocidade consoante a rocha a perfurar é mais ou menos abrasiva. Estando os cortantes bem aguçados (como é regra habitual nos inícios das operações) as perfurações por rotação permitem velocidade de penetração bastante mais elevada do que as perfurações por percussão; nas perfurações segundo este último processo, todavia, as velocidades de penetração são muito menos influenciadas pelo desgaste dos cortantes (Fig. 48).

Estes factos levam a que se considere desejável, na prática, que a perfurabilidade duma rocha seja uma noção que atenda, simultaneamente, à velocidade de penetração que essa rocha permite e ao desgaste que ocasiona nas ferramentas utilizadas. Uma noção de perfurabilidade deste tipo é, de resto, indispensável para servir de base à escolha do tipo de perfuração (percussão ou rotação) mais aconselhável para uma dada rocha.

A este propósito, tem interesse referir o método de caracterização da perfurabilidade das rochas preconizado por Sievers. Neste método, a perfurabilidade duma rocha é determinada em laboratório, sendo definida por intermédio de um par coeficientes, J e C, o primeiro dos quais traduz a velocidade de penetração que a rocha proporciona e o segundo o desgaste que a rocha ocasiona nos cortantes utilizados para a respectiva perfuração. Para a determinação destes coeficientes actua-se, com equipamento e em condições normalizadas, quer com uma broca quer com pernos de aço macio, que se desgastam contra a rocha.

Na Fig. 49 apresentam-se, num sistema de eixos (J, C), pontos representativos das perfurabilidades de diversas rochas, estabelecidas por este método.

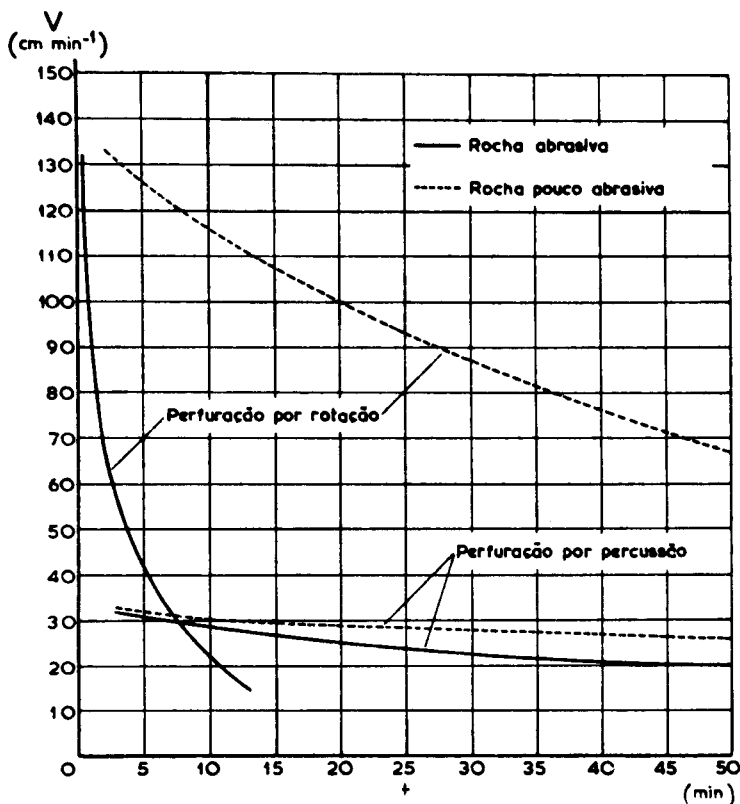


Fig. 48

É interessante notar que, na mesma figura, foi possível traçar uma curva (1) que separa as rochas que, na prática industrial actual, são de preferência perfuradas por rotação (pontos situados acima da curva) das que exigem perfuração por percussão (pontos situados abaixo da curva). É de esperar que os aperfeiçoamentos tecnológicos dos processos de perfuração, nomeadamente no que respeita à possibilidade de aplicar maiores esforços de avanço, venham, de futuro, a alargar o campo de aplicação da perfuração por rotação, o que corresponderá a deslocar a curva (1) para uma outra posição (2), aumentando-lhe a concavidade.

O grande interesse da determinação de perfurabilidades pelo método exposto é o de possibilitar que se estabeleçam correlações entre os coeficientes  $J$  e  $C$  e as velocidades de penetração e os desgastes que se verificam com os equipamentos de perfuração correntes e com os cortantes que esses equipamentos utilizam para o ataque das rochas. Tais correlações, que se podem

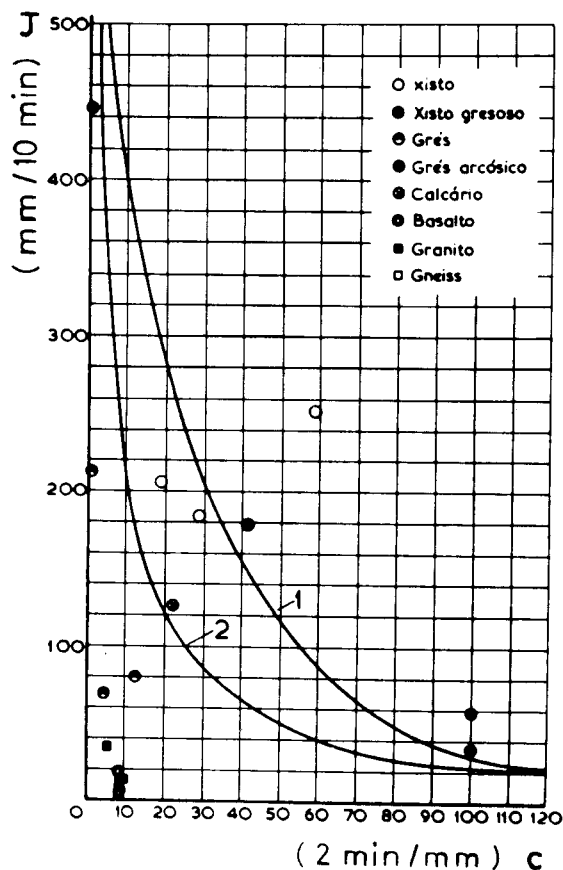


Fig. 49

determinar em laboratório para tipos normalizados das várias categorias de equipamentos industriais correntes, admitem, por seu lado, a possibilidade de serem adaptadas, também por correlação, a quaisquer outros equipamentos.

A noção de perfurabilidade acabada de referir equivale a que, sob o aspecto prático, se considerem como influentes na perfuração duma rocha não só as correspondentes resistências ao corte ou à tracção mas também um conjunto de outras propriedades, de difícil expressão quantitativa, tais como a dureza, a compacidade, a friabilidade, a homogeneidade, a fissibilidade, etc., as quais, no seu conjunto, concorrem para a abrasividade respectiva. Trata-se



de uma noção que, embora com grande interesse prático, não é fácil de integrar num mecanismo teórico explicativo da acção de perfuração.

Bastantes anos mais tarde, em 1974, tivemos oportunidade de nos ocupar, juntamente com Aires-Barros e Mouraz Miranda, de outra operação tecnológica – a serragem de rochas – onde já se apresentou como possível uma análise teórica, embora evidentemente simplificada, dos fenómenos ocorrentes. O tipo de serragem estudado foi o que se realiza em engenhos equipados com lâminas diamantadas; as acções envolvidas são, todavia, as mesmas que intervêm na serragem com abrasivos em engenhos de lâminas de aço ou em sistemas de fio, no corte por discos diamantados e, ainda, nas operações de desgaste e de polimento com abrasivos a granel ou incorporados em ferramentas.

Nas operações de serragem, exige-se que os fenómenos de rotura se localizem ao longo de “planos” pré-determinados, o que implica, necessariamente, que tais fenómenos ocorram sob condições de confinamento certamente com influência muito importante. Numa primeira aproximação, porém, esse confinamento pode deixar de ser considerado, admitindo-se apenas que as operações industriais em estudo incluem a sobreposição das acções de um número elevado de elementos (no caso em questão, diamantes sobressaindo duma matriz ligante). Cada um destes elementos actuará por duas acções conjugadas: a) penetração no material rochoso segundo a direcção em que se pretende fazer avançar a acção de serragem; b) escamação da rocha, provocada pela deslocação desse elemento, já mais ou menos cravado no material, segundo uma direcção perpendicular àquela. Sob esta óptica, a indentação de cada um dos elementos considerados é indispensável para que a serragem se realize.

É lógico considerar que o processo será tanto mais fácil quanto mais a acção de escamação se aproximar de condições que originem rotura frágil do material, aproveitando a energia disponível, tanto quanto possível, para romper as ligações do mesmo e não para produzir deformações. Por outro lado, para que se obtenha uma boa eficiência na progressão dos cortes, as escamas deverão ter razoáveis dimensões, o que exige convenientes profundidades de indentação e, consequentemente, apreciável deformação do material, tanto mais fácil de conseguir quanto melhor se mobilizarem as respectivas características de plasticidade. Sendo assim, para que a operação se realize a contento, a acção de indentação deverá ter características quase-estáticas comparada com a de escamação, a qual deverá ser tanto quanto possível predominantemente dinâmica.

Este raciocínio está de acordo com o que se verifica na prática industrial, na qual as velocidades de translação das lâminas dos engenhos são bastante elevadas em comparação com as velocidades de progressão das superfícies de corte.

Nas operações industriais, a melhor eficiência consegue-se à custa de um conveniente balanço entre a acção dinâmica que provoca a escamação e o esforço que origina as indentações. As velocidades associadas àquela acção são, em geral, limitadas por razões de índole tecnológica (resistência mecânica dos equipamentos, necessidade de se evitarem vibrações inconvenientes e, sobretudo, condições de arrefecimento dos elementos de corte); na maior parte dos casos, poucas possibilidades possui a maquinaria no que respeita a poder actuar-se por variação dessas velocidades, o que, de resto, pelo que ficou exposto, não parece apresentar-se como factor importante. Em contrapartida, a velocidade de progressão dos planos de corte, condicionando a maior ou menor profundidade de indentação, é fundamental para a obtenção dos melhores rendimentos, dependendo logicamente, para uma dada máquina, das características da rocha a serrar.

O acabado de referir levou a que considerássemos a serrabilidade das rochas principalmente dependente da respectiva aptidão para a indentação, conduzindo-nos à adopção de ensaios de índole micropetrográfica para determinar tal aptidão. Escolheu-se o ensaio de microdureza Vickers, efectuado por microdurímetro equipado com ponta de diamante, procedendo-se a séries de indentações segundo linhas correspondentes às direcções de serragem industrial dos tipos de rocha estudados.

Por se tratar duma fase inicial de investigação, apenas se operou sobre rochas com composição mineralógica relativamente monótona, de modo a não ser necessária a “pesagem” dos valores obtidos, correspondentes a diferentes minerais ocorrentes. Ensaaiaram-se diversos tipos de mármore, sob cargas de, respectivamente, 1g e 5g, mantidas constantes durante 15s, procurando-se depois correlacionar as microdurezas Vickers,  $H_V$ , determinadas com as velocidades médias industriais,  $v$ , de descida de engenhos rápidos de serragem por lâminas diamantadas.

Não obstante a grande dispersão dos valores individuais obtidos, foi possível, à custa das respectivas médias, traçar, para a carga de 5g no microdurímetro, a curva de correlação que se apresenta na Fig. 50.

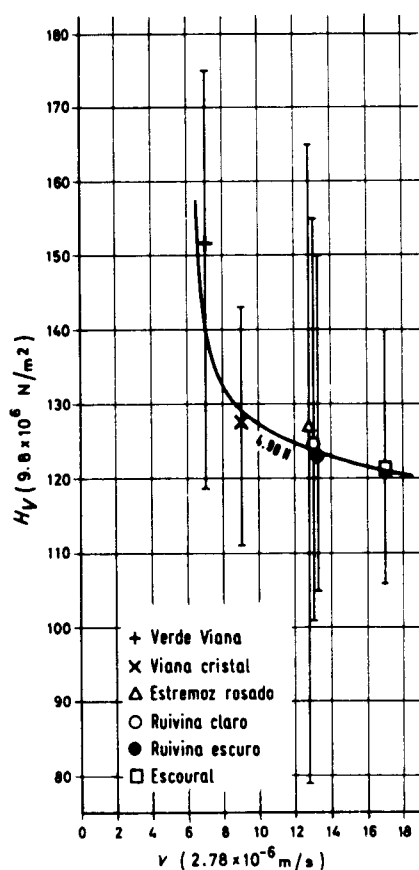


Fig. 50

Com a carga de 1 g no microdurímetro, não se evidencia, como pode ver-se na Fig. 51, uma curva contínua de correlação mas, aparentemente, dois troços de curva. É de notar, todavia, que num mecanismo de indentação tal como o utilizado, intervêm certamente, sobrepondo-se, fenómenos de deformação elástica e de deformação plástica; a deformação elástica desaparecerá logo que se retira a carga, apenas permanecendo a deformação plástica, a qual, como é sabido, só é relevante se o esforço aplicado ultrapassa

determinado valor. Dentro desta maneira de ver, o primeiro troço de curva, correspondente à carga 1g, apresentado na Fig. 51, traduzirá situações em que a rocha não foi convenientemente “mordida” pelo diamante do microdurímetro, por insuficiência do esforço aplicado.

Posteriormente, com Mouraz Miranda, voltámos a explorar a microdureza Vickers, tentando correlacioná-la com a velocidade de penetração obtida em

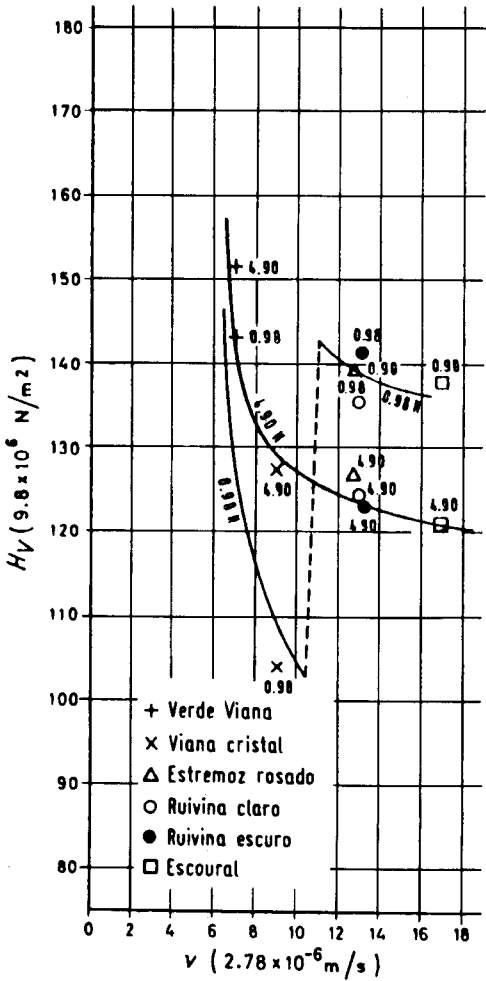


Fig. 51

perfurações industriais. Em relação a calcários, conseguiu-se obter uma razoável correlação, que se apresenta na Fig. 52.

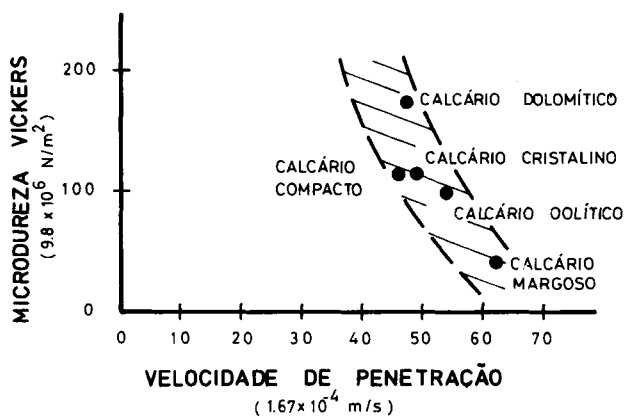


Fig. 52

Dado que a microdureza é, ainda, um índice de obtenção relativamente trabalhosa, pensámos substituí-la, quando possível, pela reflectividade. Os primeiros resultados conseguidos, que se apresentam na Fig. 53, mostraram-se deveras promissores, pois evidenciam claramente a possibilidade de se estabelecerem boas correlações entre as duas propriedades, desde que o tipo de rocha seja devidamente considerado.

A trabalhabilidade das rochas é dos domínios geomecânicos em que a Mecânica das Rochas e a Geologia de Engenharia se interpenetram. Podendo uma e outra considerar-se como ramos científicos recentes, as respectivas fronteiras não estão ainda bem estabelecidas, pelo que existem diversos campos de estudo sobre que igualmente incidem os interesses de ambas.

Sem querer entrar na discussão deste assunto, apenas pretendemos referir, para finalizar, que diversos estudos geotécnicos, por exemplo referentes a pedreiras de rochas ornamentais, não podem ficar completos sem que aos aspectos geológico-estruturais, nitidamente da competência da Geologia de Engenharia, se adicionem outros, mais do âmbito da Mecânica das Rochas, tendentes a permitir que se façam previsões quanto ao valor do material a extrair, o qual, para além do que é inerente à beleza e à

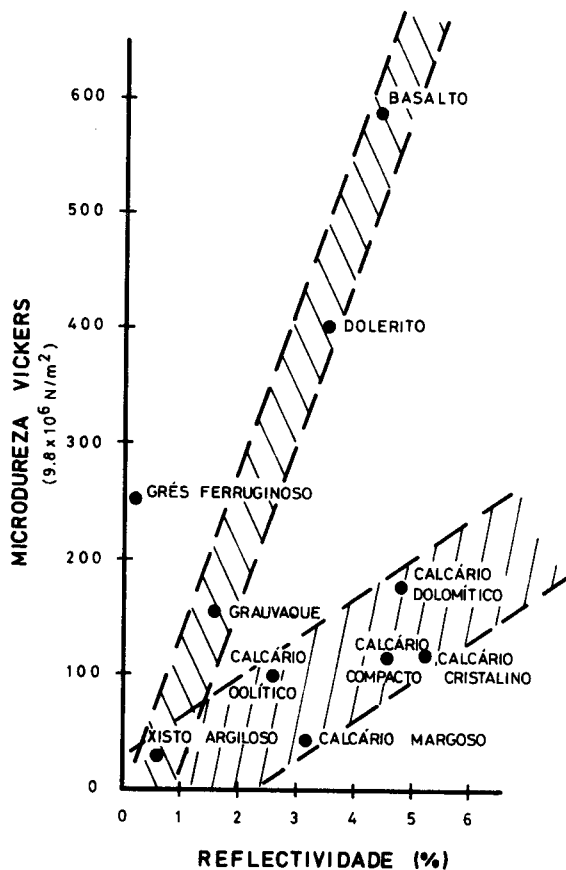


Fig. 53

raridade intrínseca da rocha, é função da aptidão do maciço para originar blocos de dimensões convenientes e com boas características de trabalhabilidade.

## 11 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

De tudo o que foi dito ressalta bem o interesse da Mecânica das Rochas, a diversidade dos seus campos de aplicação, a multiplicidade dos métodos de

estudo a que recorre e as dificuldades que se apresentam para a estruturar como um corpo científico coerente, facilmente assimilável.

Se, por um lado, exige a aplicação de conhecimentos científicos de índole físico-matemática, por outro, nunca pode abandonar os métodos naturalistas próprios das ciências geológicas, métodos esses indispensáveis para que sejam tomadas na devida consideração as heterogeneidades, anisotropias, descontinuidades e anelasticidades das rochas e dos maciços rochosos e para que não se menosprezem situações, por vezes importantíssimas, de confinamento, de sujeição a acções tectónicas actuais, de armazenamento de tensões, de possibilidade de descompressão, de alterabilidade.

No correcto equilíbrio, que exige seja mantido na aplicação duma metodologia que tem que ser, ao mesmo tempo, positiva e naturalista, residem, a nosso ver, as maiores dificuldades e, também, os maiores atractivos da Mecânica das Rochas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIRES-BARROS, L., MELLO MENDES, F. & MOURAZ MIRANDA, A. (1974) – Micro-indentation hardness in the characterization of rock sawing. *Advances in Rock Mechanics. Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*. Vol. II-2, pp. 1471-1475. Denver.
- GAMA, C. D. (1970) – Análise da compressão uniaxial de provetes de rocha pelo método dos elementos finitos. *Técnica*, N.º 403, pp. 143-156. Lisboa.
- GAMA, C. D. (1971) – Características pós-rotura de rochas em compressão uniaxial numa prensa com aumento artificial de rigidez. Prova complementar de doutoramento. Universidade de Luanda. Luanda.
- GROSSMANN, N. F. (1967) – Contribuição para o estudo da compartimentação dos maciços rochosos. Tese apresentada a concurso para especialista. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. (Relatório interno).
- MELLO MENDES, F. (1960) – Comportamento mecânico de rochas xistosas. Contribuição para o estudo da influência da pressão do terreno na exploração do campo filoneano da Panasqueira. (Dissertação apresentada a concurso para professor catedrático do Instituto Superior Técnico). Imprensa Portuguesa. Porto.
- MELLO MENDES, F. (1961) – Perfurabilidade de rochas. *Técnica*, N.º 316, pp. 75-86. Lisboa.

- MELLO MENDES, F. (1966) – About the anisotropy of schistose rocks. *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. I, pp. 607-611. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. (Também publicado em 1967 como *Memória* N.º 302 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil).
- MELLO MENDES, F. (1968) – Mecânica das Rochas. Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- MELLO MENDES, F. (1970) – Contribuição para a discussão do Tema 1. *Bericht über das 10. Ländertreffen des Internationalen Büros für Gebirgsmechanik*. (Leipzig, 1968). Berlim.
- MELLO MENDES, F. (1970) – Contribuição para a discussão do Tema 4. *Bericht über das 10. Ländertreffen des Internationalen Büros für Gebirgsmechanik*. (Leipzig, 1968). Berlim.
- MELLO MENDES, F. (1970) – Application of the Bieniawsky brittle fracture mechanism to the interpretation of rockbursts in tabular stopes. *Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. 2. Beograd.
- MELLO MENDES, F. (1971) – On the forecasting of natural stresses in rock-masses. *Proc. Int. Symp. on the determination of stresses in rock masses* (Lisboa, 1969), pp. 480-490. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. (Também publicado em 1971 como *Memória* MI-5 da Universidade de Luanda).
- MELLO MENDES, F. (1971) – Acerca da previsão da resistência de pilares de mina. *1.º Cong. Hispano-Luso-Americano de Geologia Económica*, Secção 5, pp. 307-319. Madrid-Lisboa. (Também publicado em 1971 como *Memória* MI-7 da Universidade de Luanda).
- MELLO MENDES, F. (1971) – About the anisotropy of uniaxial compressive strength in schistose rocks. *Symp. Soc. Int. Mécanique des Roches*. Nancy.
- MELLO MENDES, F. (1978) – A Geologia de Engenharia e o planeamento racional das explorações de rochas de construção e ornamentais. *Anais 2.º Cong. Brasileiro de Geologia de Engenharia*, Vol. 2, pp. 253-261. São Paulo.
- MELLO MENDES, F. (1978) – Exposição como coordenador (Tema III). *Anais 2.º Cong. Brasileiro de Geologia de Engenharia*, Vol. 3. São Paulo. (Em publicação).
- MELLO MENDES, F., AIRES-BARROS, L. & PERES RODRIGUES, F. (1966) – The use of modal analysis in the mechanical characterization of rock masses. *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. I, pp. 217-223. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. (Também publicado em 1969 como *Memória* N.º 340 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil).
- MELLO MENDES, F. & GAMA, C. D. (1973) – Laboratory simulation of mine pillar behavior. *New Horizons in Rock Mechanics. Proc. 14th Symp. Rock Mechanics (Pennsylvania, 1972) ed. by H. R. Hardy Jr. and R. Stefanko*. New York. (Igualmente publicado em 1972 como *Memória* MI-9 da Universidade de Luanda, sob o título "Laboratory simulation of mine pillars mechanical behavior").



- MELLO MENDES, F. & MOURAZ MIRANDA, A. (1979) – Correlation of rock properties with a bearing on workability. *Proc. 4th Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. 2, pp. 429-431. Montreux.
- PERES RODRIGUES, F. (1966) – Anisotropy of granites. Modulus of elasticity and ultimate strength ellipsoids, joint systems, slope attitudes, and their correlations. *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. I, pp. 721-732. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.
- PERES RODRIGUES, F. (1970) – Anisotropy of rocks. Most probable surfaces of the ultimate stresses and of the moduli of elasticity. *Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. 1. Beograd.
- PERES RODRIGUES, F. (1974) – Influence of the scale effect over rock mass safety against deformability. *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. II-A, pp. 202-208. Denver.
- PERES RODRIGUES, F. (1977) – Anisotropia das rochas e dos maciços rochosos. Aplicação de quárticas fechadas ao estudo da deformabilidade e da rotura. Vol. I. *Memória* N.º 483, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.
- PERES RODRIGUES, F. & AIRES-BARROS, L. (1970) – Anisotropy of endogenetic rocks. Correlation between micropetrographic index, ultimate strength and modulus of elasticity ellipsoids. *Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. 1. Beograd.
- ROCHA, M., SILVEIRA, A. F., PERES RODRIGUES, F., MELLO MENDES, F., BAPTISTA LOPES, J. J., LEIRIA, C. S. & BARROSO, M. G. (1963) – Carta dirigida a A. Ignatieff, Department of Mines and Technical Surveys, Ottawa, acerca da Classificação de Rochas para Mecânica das Rochas proposta por D. F. Coates. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. (Não publicada).
- SILVEIRA, A. F. (1966) – Contribution to the discussion of Theme 2. *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. III, pp. 237-239. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.
- SILVEIRA, A. F., PERES RODRIGUES, F., GROSSMANN, N. F. & MELLO MENDES, F. (1966) – Quantitative characterization of the geometric parameters of jointing in rock masses. *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. I, pp. 225-233. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. (Também publicado em 1969 como *Memória* N.º 330 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil).