

POSSIBILIDADES PRESENTES DE ESTUDO DAS FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO*

Present Possibilities of Studying Foundations of Concrete Dams

por
MANUEL ROCHA**

RESUMO – É apresentada a metodologia que se considera dever ser seguida na caracterização dos maciços de fundação das barragens de betão, expondo-se as técnicas a seguir e a maneira de exprimir os resultados com vista à sua utilização no projecto.

O trabalho começa por tratar o problema da caracterização da estrutura dos maciços (Cap. 2), em particular da sua fracturação, referindo-se o papel de relevo que cabe aos métodos geofísicos, numa primeira fase da caracterização, e à amostragem integral na fase final.

Quanto à deformabilidade (Cap.3), após discussão do problema da sensibilidade das barragens de betão às variações do módulo de deformabilidade da fundação, é exposta doutrina sobre a maneira de conduzir a caracterização dum maciço, são apresentadas as técnicas consideradas aconselháveis, em especial o ensaio em fenda que permite caracterizar grandes volumes não perturbados, e o ensaio com dilatómetro, e finalmente é tratada em pormenor a interpretação dos resultados dos ensaios *in situ*.

No que se refere à resistência das fundações (Cap. 4), são discutidos os mecanismos de rotura e o conceito de segurança, e referidas as técnicas de ensaio adequadas, considerado o efeito escala. É ainda tratado o problema da caracterização da resistência, em especial por via estatística.

Finalmente, é referido o interesse do conhecimento do estado de tensão inicial dos maciços de fundação (Cap. 5).

SYNOPSIS – The paper presents the methods thought advisable for characterizing foundation rock-masses of concrete dams, the procedures to be followed and how to express the results for their application in the design.

* Relato Suplementar do Tema III, Trabalhos de Superfície, do 3.º Congresso da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, Denver, 1974.

** Presidente do Conselho Superior dos Laboratórios de Engenharia Civil; Professor de Mecânica das Rochas da Universidade Técnica de Lisboa.

The problem of characterizing the structure of rock-masses (Chap. 2), particularly the fracturing, is dealt with first, the important roles of geophysical methods in the first stage of characterization, and of integral sampling in the final stage, being emphasized.

Deformability is considered in Chapter 3, which, after a discussion of the sensitivity of concrete dams to changes in the modulus of deformability of the foundations, presents the principles advisable for characterizing rock-masses, the procedure recommended – especially the slot test which allows the characterization of large undisturbed volumes, and the dilatometer test –, and finally discusses in detail the interpretation of the results of *in-situ* tests.

As regards the strength of the foundations (Chap. 4), the mechanisms of rupture and the concept of safety are discussed, and adequate testing procedures considering the scale effect are dealt with. The problem of strength characterization, especially by statistical methods, is also discussed.

Finally the advantage of knowing the initial state of stress in rock-masses is indicated (Chap. 5).

1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho visa dar a conhecer a maneira como considero que deve presentemente ser realizado o estudo de um maciço rochoso de fundação de uma barragem de betão. Referirei não só as técnicas de ensaio que se me afiguram mais adequadas mas também o caminho a ser seguido na interpretação dos resultados, com vista a obter os valores das características do maciço a adoptar no dimensionamento do conjunto estrutural barragem-fundação. Tenho em mente especialmente as obras que, pela sua importância ou pelas dificuldades levantadas pelo maciço de fundação, aconselham estudo mais aprofundado, podendo o programa de investigações ser simplificado em situações de menor responsabilidade, a julgar pelo projectista.

No decorrer do trabalho terei ocasião de ir ao encontro do desejo formulado pelos relatores gerais do tema III do presente Congresso* debatendo em especial os pontos sobre os quais tomo posição diferente. Desejo manifestar o meu grande apreço pelo relato geral, o qual marca um passo importante na síntese dos conhecimentos sobre os problemas de fundações e de taludes.

2 – ESTRUTURA DO MACIÇO ROCHOSO

2.1 – *Introdução*

A caracterização da estrutura de um maciço rochoso implica a identificação dos limites das camadas, isto é, das zonas com propriedades diferenciadas,

* Trata-se do tema “Trabalhos de Superfície” do 3.º Congresso da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, Denver, 1974.

do ponto de vista do problema a resolver, a caracterização petrográfica de cada zona e ainda a definição das discontinuidades, em especial diaclases e falhas.

No estudo de fundações a primeira fase da caracterização é feita a partir da observação dos afloramentos. Esta caracterização de superfície não é, salvo casos especiais, suficiente em virtude da escassez ou da não representatividade das informações fornecidas pelos afloramentos, tanto mais que é muitas vezes necessário caracterizar o maciço até profundidades importantes.

Segundo a vasta experiência do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), os trabalhos de prospecção a realizar após a caracterização de superfície, e com base nela, devem em regra iniciar-se com a aplicação de métodos geofísicos, os quais têm as seguintes grandes virtudes: i) permitem, de maneira expedita e económica, uma apreciação de áreas extensas, o que lhes confere grande interesse na fase de selecção da localização da barragem; ii) permitem obter certa informação sobre o volume do maciço rochoso e não somente segundo certas linhas, como é o caso da informação dada por sondagens, galerias e trincheiras, o que contribui para evitar as situações, tão frequentes, da ocorrência de feições relevantes do maciço rochoso que não são detectadas pelos trabalhos de prospecção mecânica; e iii) contribuem para a escolha da localização mais conveniente dos trabalhos de prospecção mecânica, o que se repercute na redução da sua duração e custo, para um dado nível de informação desejada.

2.2 – Caracterização geofísica

A nossa experiência mostra que é muitas vezes aconselhável iniciar a caracterização geofísica com a obtenção de cartas de resistividade e complementar a informação assim obtida por meio de sondagens geoelectricas e perfis sísmicos.

Uma carta de resistividade (Fig. 1), é um conjunto de curvas de igual resistividade aparente, obtidas a partir de uma série de perfis de resistividade, de preferência paralelos e equidistantes, cobrindo a área em estudo (Esteves, 1970). A carta fornece informação acerca da diferenciação, paralelamente à superfície do terreno, das propriedades médias duma camada de terreno com espessura de cerca de $\frac{1}{3}$ da distância AB (Fig 1) entre os eléctrodos de injeção da corrente. Podem obter-se cartas para diversos valores de AB, por exemplo dois, a fim de colher informação sobre a diferenciação do terreno em profundidade. Em face da caracterização do maciço por uma série de perfis sísmicos,

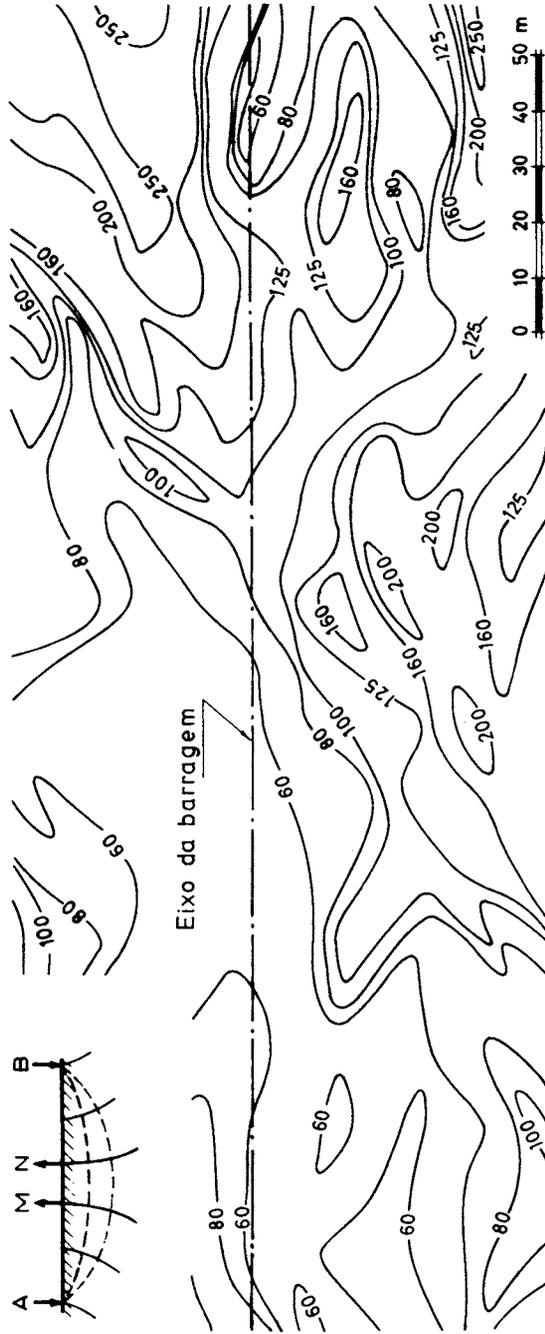


Fig. 1 – Carta de resistividade aparente do local da barragem de Odivelas, Portugal. Curvas de igual resistividade, em Ωm .

as cartas de resistividade apresentam a vantagem de a gama de valores da resistividade exibidos correntemente pelas formações rochosas ser muito mais vasta do que a dos valores das velocidades de propagação consideradas nos perfis sísmicos, donde resulta a possibilidade de uma detecção mais fina de diferenciação de zonas do terreno com propriedades diferentes.

Como as cartas de resistividade se prestam sobretudo para detectar diferenciações nas direcções paralelas à superfície do terreno, melhora-se a informação em profundidade mediante a realização de sondagens geoelectricas e perfis sísmicos. A definição dos valores das distâncias AB entre eléctrodos de injeção a adoptar é mesmo em regra feita a partir de algumas sondagens geoelectricas iniciais.

Os perfis sísmicos têm o grande interesse de fornecer informação sobre uma dada camada, enquanto que a carta de resistividade fornece valores globais correspondentes a uma certa espessura do terreno. Além disso, a velocidade de propagação fornecida pelo método sísmico é grandeza melhor correlacionada com as propriedades mecánicas do maciço do que a resistividade.

2.3 – *Amostragem dos maciços rochosos*

Apesar do papel muito relevante desempenhado pelos métodos geofísicos no estudo de fundações, a informação que fornecem não é suficiente, salvo casos de espécie, para o projecto das barragens de betão. Mesmo no respeitante à selecção de locais de implantação, a informação dos métodos geofísicos é muitas vezes insuficiente, o que depende da natureza e do grau de conhecimento das formações envolvidas, em particular da relevância que possam assumir as descontinuidades do maciço rochoso, as quais frequentemente nem são detectadas.

A amostragem do maciço mediante furos de sondagem é universalmente reconhecida como necessária para se obter informação sobre a natureza petrográfica das formações, sobre as suas propriedades mecánicas, em particular das zonas mais fracas, e sobre as descontinuidades. Observa-se que na fase de selecção de locais de implantação das barragens a realização de diagrafia de resistividade e(ou) sísmica ao longo de alguns furos poderá constituir passo de grande importância, uma vez que, a partir de tarolos, seja estabelecida correlação entre a resistividade e(ou) a velocidade e características mecánicas das rochas, o que é especialmente importante em relação a camadas não representadas nos afloramentos.

Quanto à amostragem em furos de sondagem, existe acordo unânime sobre a precaridade da técnica comum, situação que tem vindo a agravar-se com o desenvolvimento dos conhecimentos sobre o comportamento dos maciços rochosos. Na verdade, a mecânica das rochas tem vindo a pôr cada vez mais em evidência o papel decisivo desempenhado pelas descontinuidades e pelas camadas de fraca resistência, feições estas que não estão em regra devidamente representadas nas amostras comuns. Existe um vasto corpo de conhecimentos e de teorias acerca do comportamento dos maciços mas a sua aplicação à solução dos problemas concretos, em particular os respeitantes a fundações, tem sido muitíssimo prejudicada pela insuficiência de informação sobre a estrutura do maciço.

2.4 – Método da amostragem integral

Deste modo, fomos levados ao desenvolvimento do método de amostragem integral o qual estamos usando cada vez com maior frequência (Rocha, 1971), (Rocha e Barroso, 1971). O método consiste essencialmente na obtenção de amostra orientada de maciço rochoso previamente armado com barra que garante a integridade do material amostrado. Para isso, é em primeiro lugar aberto furo de sondagem com diâmetro D até à profundidade à qual se deseja obter a amostra integral (Fig. 2a); depois é aberto furo com o diâmetro d , coaxial com o anterior e com comprimento l igual ao da amostra a obter (Fig. 2b), destinado a alojar a armadura, cujo azimute é definido por meio de sistema de varas de colocação (Fig. 2c), através das quais é introduzido, na fase seguinte, aglutinante para ligação da barra ao maciço rochoso (Fig. 2d). Após endurecimento do aglutinante é retomada a abertura do furo de diâmetro D , pelos métodos correntes, sendo obtida a amostra integral (Fig. 2e).

O método tem sido aplicado com êxito a formações de natureza muito diversa, constituídas por rochas duras até profundamente decompostas, mesmo solos residuais, fornecendo informação completa sobre os maciços rochosos, em particular sobre a orientação, abertura e enchimento das descontinuidades. Na Fig. 3 apresentam-se amostras integrais de formação basáltica, com comprimento que atinge cerca de $l = 3$ m, extraídas de furos com $D = 86$ mm, e na Fig. 4 comparam-se amostras comuns e amostras integrais extraídas de furos a distância muito pequena. O confronto destas amostras permite evidenciar quanto

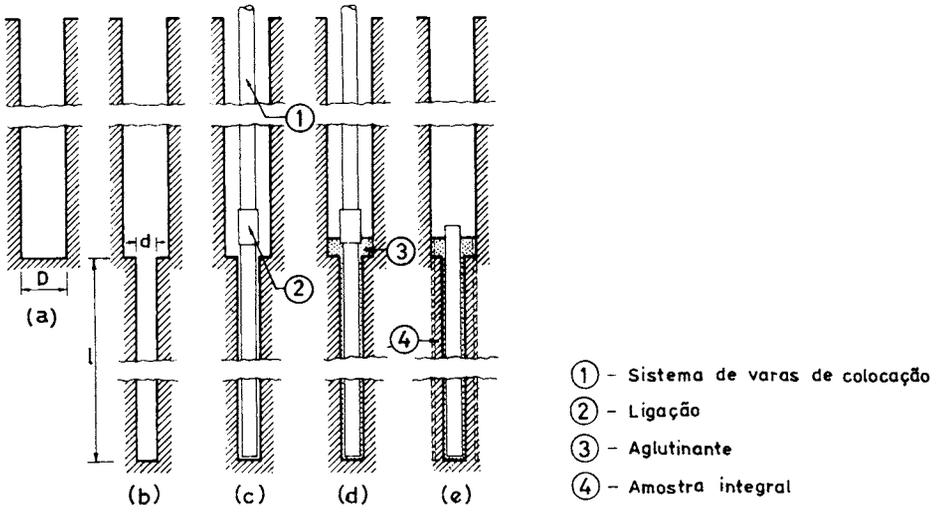


Fig. 2 – Fases do método de amostragem integral

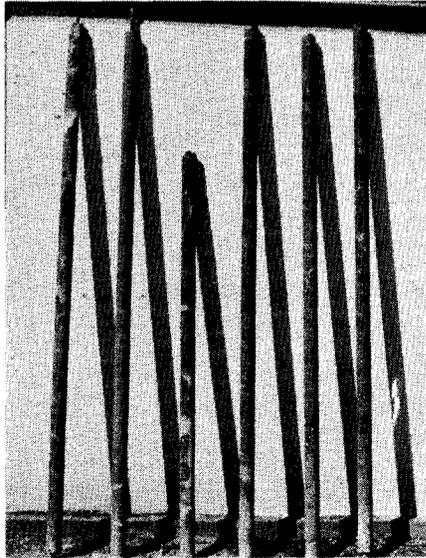


Fig. 3 – Amostras integrais

é diferente a qualidade da informação fornecida pelas duas técnicas, acrescentando que as amostras integrais são orientadas.

A experiência até agora colhida com a utilização da amostragem integral mostra que a compacidade dos maciços rochosos é muito mais elevada do que a que se pode inferir da observação não só das amostras comuns mas também das paredes de galerias e poços. Tal melhor condição dos maciços rochosos constituirá uma justificação para o comportamento satisfatório da maior parte das estruturas apesar do tão limitado conhecimento do maciço rochoso de que em regra se dispõe. Por outro lado, a adopção, com base na amostragem integral, de um modelo do maciço rochoso mais próximo da realidade permitirá ao projectista tirar um mais amplo partido das propriedades do maciço.



Fig. 4 – Amostras comuns e amostras integrais do mesmo material

Os relatores do tema III, apesar de reconhecerem o “great potential” do método de amostragem integral receiam que a sua utilização só possa generalizar-se quando a técnica básica de furação com coroa diamantada melhore substancialmente. Certamente que a qualidade da furação é importante mas a nossa experiência mostra que uma técnica de boa qualidade corrente permite obter amostras integrais perfeitamente satisfatórias, após apropriação das técnicas inerentes à amostragem integral. Deve mesmo notar-se que a solidarização que o varão de reforço confere ao maciço torna a qualidade da amostra menos sensível a certas deficiências frequentes na amostragem comum, como a rotação relativa de partes da amostra com a consequente destruição de zonas menos resistentes. Em relação ao problema levantado pelos relatores da qualidade da amostragem a exigir nos contratos para execução de sondagens o problema simplifica-se com a amostragem integral pois é possível exigir uma recuperação de 100%.

Uma questão que não pode deixar de ser considerada é a do custo e do tempo de execução da amostragem integral, os quais variam com numerosos factores, em especial com o grau de desenvolvimento do programa de amostragem, a coordenação das fases da amostragem e o tempo de endurecimento do aglutinante. Uma vez adquirida a técnica, o custo é cerca de 1,5 a 2 vezes o da amostragem comum e o tempo de execução pode ser duplo.

2.5 – *Exploração das amostras integrais*

O maior interesse das amostras integrais reside na possibilidade de perfeito reconhecimento das descontinuidades dos maciços rochosos, incluídos os seus enchimentos. A atitude das fracturas é representada em estereogramas os quais podem ser também aproveitados para representar a abertura de cada fractura, tal como se vê na Fig. 5.

As amostras integrais permitem também determinar a distribuição dos espaçamentos das fracturas, segundo dada direcção no espaço, podendo ser conveniente dispor de amostras extraídas segundo mais de uma direcção. Na Fig. 6 apresentam-se as curvas de distribuição (percentagens acumuladas) dos espaçamentos *e* das diaclases das três famílias dum maciço sedimentar, composto por grés e xisto argiloso; as curvas, que têm um andamento log-normal, foram obtidas a partir de 560 diaclases observadas em amostras integrais com o comprimento total de cerca de 70 m.

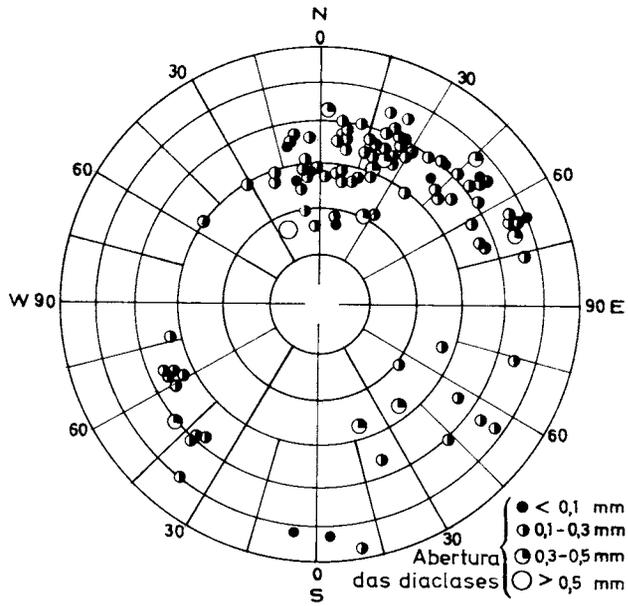


Fig. 5 – Atitudes e aberturas de diaclases numa formação xistosa, do local da barragem da Aguieira, Portugal

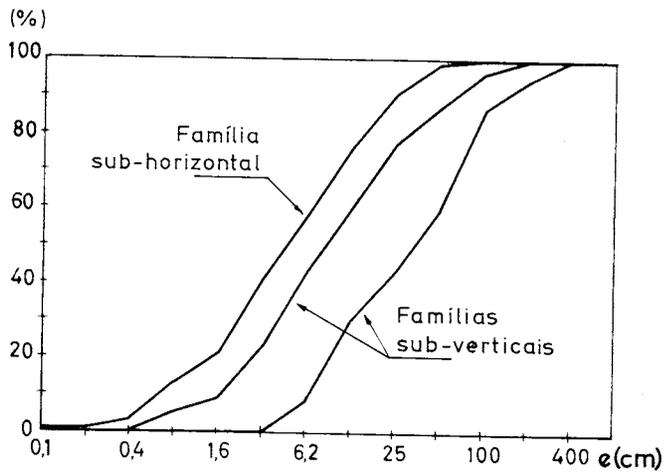


Fig. 6 – Distribuições de espaçamentos de diaclases, do local da barragem de Cambambe, Angola.

Para o cálculo dos parâmetros que caracterizam as descontinuidades observadas nas amostras integrais dispõe-se de programas de cálculo automático.

É possível que a partir das curvas de distribuição de espaçamentos, eventualmente associados às aberturas das respectivas fracturas, se possa vir a definir índices mais elaborados do que o RQD, pois este baseia-se na amostragem comum, na qual não é possível considerar espaçamentos pequenos nem o carácter direccional da grandeza espaçamento nem aberturas.

- A amostragem integral presta-se ainda para averiguar a ondulação e a extensão de descontinuidades, mediante adequada localização dos furos de sondagem, em especial no caso de ocorrerem fracturas de grande relevância para a estrutura em consideração. A fim de reduzir o custo, convém considerar a possibilidade de abrir furos por percussão até à vizinhança das fracturas e prosseguir depois com a amostragem integral.

Dada a riqueza da informação contida nas amostras integrais, estamos explorando as suas potencialidades com vista à caracterização de diversas propriedades dos maciços rochosos. Assim, está-se procurando determinar a deformabilidade e o tensor permeabilidade (Rocha, Franciss, 1972), e ainda caracterizar as propriedades mecânicas das descontinuidades mediante o ensaio de provetes extraídos das amostras integrais, após extracção do varão central.

Quanto à permeabilidade dos maciços rochosos é oportuno chamar a atenção para a precaridade da sua caracterização mediante os ensaios comuns de permeabilidade em furos de sondagem. Na verdade, trata-se de característica que exhibe em regra anisotropia muitíssimo acentuada – cujo conhecimento é indispensável para a solução adequada da maior parte dos problemas – e que não é tida em consideração na interpretação dos resultados dos ensaios.

Refere-se que o desenvolvimento da amostragem integral nos levou a desinteressarmo-nos pela observação da parede dos furos mediante fotografia e televisão.

2.6 – Programas de prospecção mecânica

Quanto à orientação a seguir no estabelecimento de programas de sondagens no que diz respeito à utilização da amostragem comum e da amostragem integral, ela dependerá do problema a resolver, em especial do grau de relevância que se prevê que terão as descontinuidades, e ainda de factores ligados ao custo e à duração dos trabalhos de amostragem. À medida que temos vindo a

criar experiência sobre a amostragem integral, cada vez consideramos mais adequado adoptar programas com uma menor proporção de furos com amostragem comum.

No respeitante a programas de trabalhos de prospecção, continuamos a considerar com interesse a observação dos maciços em trincheiras, poços e galerias, sobretudo para obter informação acerca da extensão e da ondulação das descontinuidades. Prevemos no entanto que o desenvolvimento destes trabalhos se vá reduzindo à medida que se vá alargando a utilização da amostragem integral, devendo contudo notar-se que as galerias serão em regra necessárias para a realização de ensaios *in situ*.

3 – DEFORMABILIDADE DAS FUNDAÇÕES

3.1 – *Sensibilidade das barragens de betão*

Ao pôr-se o problema da apreciação da deformabilidade de um maciço de fundação, uma questão preliminar que deve ser analisada é a do grau de sensibilidade do estado de tensão da barragem em consideração às deformações da fundação. Na verdade, os programas dos estudos a empreender, em especial o seu grau de desenvolvimento assim como as técnicas de ensaio aconselháveis, dependem da referida sensibilidade.

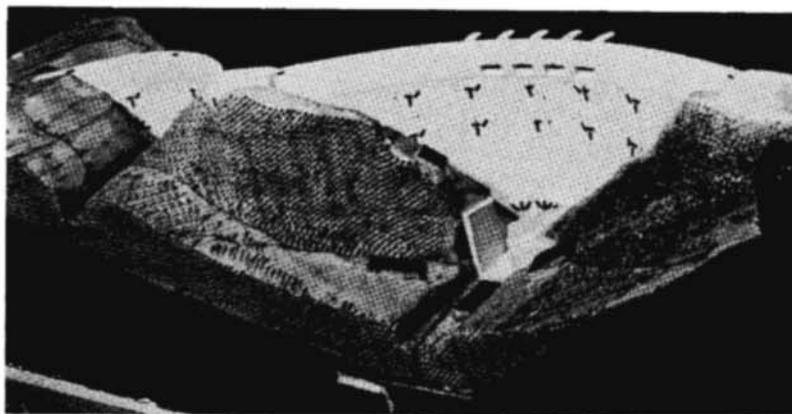


Fig. 7 – Modelo da barragem de Chicamba, Moçambique

A influência da deformabilidade das fundações sobre o estado de tensão das barragens de betão, dos mais variados tipos, tem sido objecto de numerosos estudos analíticos e experimentais por parte do LNEC, tendo em especial sido ensaiados mais de 250 modelos, ao longo de 25 anos. Na Fig. 7 vê-se um modelo de um conjunto de duas barragens abóbadas, em que a deformabilidade da fundação se foi fazendo variar mediante a abertura de sistemas de furos em dadas geometrias, a fim de reproduzir as condições do maciço rochoso.

Apesar de o estado de tensão das barragens ser influenciado por inúmeros parâmetros, a massa de informação fornecida pelos estudos referidos permitiu tirar algumas conclusões de carácter geral sobre a maneira como esse estado de tensão varia com a relação, $\frac{E_m}{E_c}$, entre os módulos de elasticidade do maciço de fundação e do betão (Rocha, 1964). Essas conclusões, de natureza puramente qualitativa, são sintetizadas na Fig. 8, da qual se destaca que para valores de $\frac{E_m}{E_c}$ inferiores a cerca $\frac{1}{16}$ o comportamento da barragem é inteiramente dominado pela deformabilidade da fundação, enquanto que para valores superiores a cerca de $\frac{1}{4}$ a influência é muito pequena. Nas barragens abóbada e de abóbadas múltiplas as conclusões expressas na Fig. 8 são aplicáveis não só a valores de $\frac{E_m}{E_c}$ respeitantes a extensas zonas da fundação ou de toda a fundação mas também a zonas muito limitadas, por exemplo falhas, caso em que a influência no estado de tensão só se faz sentir na vizinhança da zona, por vezes fortemente, pois $\frac{E_m}{E_c}$ pode assumir valores baixíssimos. No caso de barragens de contrafortes e gravidade as conclusões referidas são também aplicáveis a enfraquecimentos de certas zonas da fundação, mas no caso de a fundação ser homogénea o estado de tensão dessas estruturas é pouco sensível mesmo a valores de $\frac{E_m}{E_c} < \frac{1}{16}$.

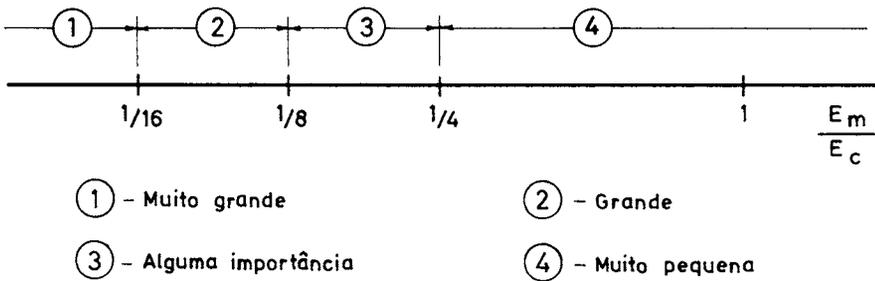


Fig. 8 - Influência do módulo de elasticidade da fundação

Conclui-se pois que para $\frac{E_m}{E_c} > \frac{1}{4}$ basta conhecer a ordem de grandeza do módulo de elasticidade E_m , podendo uma observação experiente do maciço dispensar mesmo a realização de ensaios, e por outro lado que à medida que decresce o valor de $\frac{E_m}{E_c}$ tanto maior deve ser a precisão do conhecimento do valor de E_m , aspecto este que deve estar sempre bem presente ao planear e executar ensaios para determinação da deformabilidade.

3.2 – Doutrina seguida na caracterização da deformabilidade

A atribuição de valores do módulo de deformabilidade às diferentes zonas dum maciço de fundação é problema muito complexo e que exige amadurecido julgamento do engenheiro, consideradas a natureza das formações em jogo e a sensibilidade da estrutura. As maiores dificuldades que se levantam na fixação de valores são: i) a acentuada heterogeneidade exibida habitualmente pelos maciços rochosos; ii) a necessidade de ensaiar grandes volumes de cada material ocorrente; e iii) o número muito limitado de ensaios *in situ* que em regra é possível executar.

Em face deste panorama, a doutrina que considero adequada à caracterização da deformabilidade dum maciço de fundação consiste em: i) proceder ao zonamento tridimensional do maciço, a partir da informação disponível sobre a estrutura do maciço e de índices de qualidade do maciço, em especial de resultados de ensaios com dilatómetro; ii) caracterizar a deformabilidade de cada zona, em especial mediante ensaios *in situ*; e iii) estabelecer correlação entre os resultados destes ensaios e os índices referidos (Rocha, Silva, 1970).

Quanto a índices de qualidade, de determinação expedita, adequados à caracterização da deformabilidade, considero que, no estado actual das técnicas e dos conhecimentos, o mais adequado é o módulo de deformabilidade de ensaios com dilatómetro, que convém realizar nos mesmos furos de sondagem abertos para a colheita de amostras tradicionais ou integrais. Outro índice que também se afigura promissor é a velocidade de propagação de vibrações, medida ao longo de furos de sondagem e entre furos vizinhos. No caso particular de a variação da deformabilidade de ponto para ponto ser essencialmente devido a variação de compacidade da rocha e não a fracturação pode ter interesse usar como índice a absorção de água, a determinar em amostras colhidas em galerias e na superfície do maciço (Rocha, 1964).

Os índices em consideração têm especial interesse para a identificação dos materiais encontrados no decorrer da escavação, com vista à definição das cotas de fundação.

3.3 – Caracterização da deformabilidade com dilatômetro

O dilatômetro que já utilizámos há alguns anos permite fazer ensaios em furos com o diâmetro nominal de 76 mm, sob pressões até 200 kg/cm^2 (20 MPa) e até profundidades de centenas de metros, podendo os furos ter água (Rocha *et al.*, 1966) (Rocha *et al.*, 1970). O aparelho mede, com a precisão de cerca de 1μ , a variação de comprimento de quatro diâmetros fazendo ângulos de 45° , a partir da qual é calculado um módulo de deformabilidade, admitindo a elasticidade e isotropia do maciço rochoso. Também se obtém informação sobre a anisotropia do maciço.

No que se refere à caracterização da deformabilidade dos maciços rochosos, os resultados fornecidos pelo dilatômetro apresentam duas limitações: o pequeno volume ensaiado, o qual não é em regra representativo do maciço, e o desenvolvimento de tracções no maciço ao ser aplicada a pressão no furo, donde resulta fissuração que vai influenciar os resultados numa medida que variará de caso para caso, tanto mais que entra em jogo o estado de tensão inicial do próprio maciço. Considero por isso que, no estado actual dos conhecimentos, o módulo de deformabilidade fornecido pelo dilatômetro, que é em regra bastante inferior ao real, deve ser considerado como índice do comportamento mecânico do maciço, em especial da sua deformabilidade.

No entanto, a experiência colhida permite afirmar que o ensaio dilatométrico constitui um meio precioso para uma primeira averiguação da deformabilidade e consequente zonamento do maciço. Nota-se que o dilatômetro tem a virtude de permitir a caracterização da deformabilidade de zonas do maciço dificilmente acessíveis por meio de galerias, tais como zonas a grande profundidade e sob leitos de rios.

A escolha dos pontos a ensaiar é feita a partir do conhecimento disponível sobre o maciço e atendendo às exigências da estrutura a construir. Assim, o número de pontos a considerar em cada camada será tanto maior quanto mais elevada for a deformabilidade, pois como vimos a precisão a exigir cresce com a deformabilidade, e mais acentuada a heterogeneidade. Deve aumentar-se, para

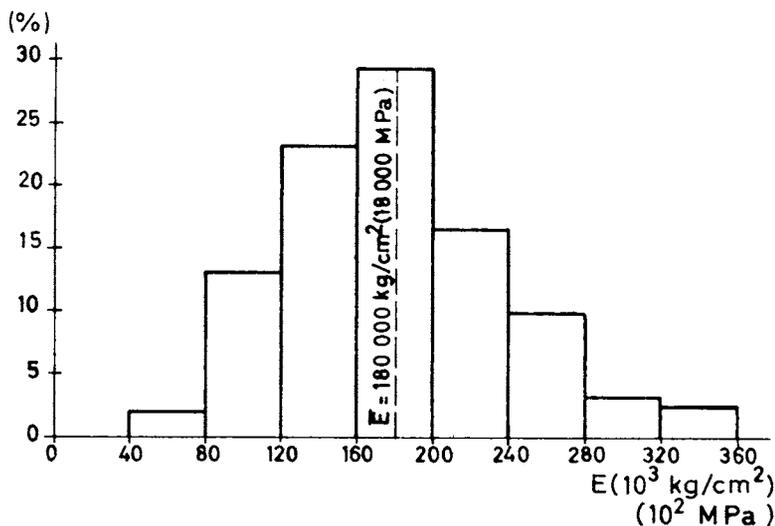


Fig. 9 – Distribuição de módulos de deformabilidade, determinados com dilatómetro, do local da barragem do Torrão, Portugal

cada camada, o número de ensaios até a média dos valores do módulo de deformabilidade se encontrar estabilizada, dentro da precisão desejada.

Na Fig. 9 apresenta-se a curva de distribuição de cerca de 200 valores do módulo de deformabilidade obtidos numa formação granítica. A elevada dispersão de resultados que em regra se observa é consequência do pequeno volume do maciço interessado em cada ensaio, mostrando contudo a experiência que o valor médio do módulo, E , é significativo.

3.4 – Zonamento do maciço rochoso e caracterização da deformabilidade de cada zona

Uma vez na posse dos resultados dos ensaios com dilatómetro, procede-se ao zonamento do maciço rochoso, o qual pode ou não coincidir com a decomposição em camadas feita a partir dos estudos anteriores. Assim, num caso como o da Fig. 9 pode reconhecer-se que a grande dispersão dos valores do módulo de deformabilidade resulta de a camada considerada conter duas subcamadas diferenciadas, no respeitante à deformabilidade, e que a natureza do problema em estudo aconselhe considerar como zonas diferentes. É comum no estudo

duma fundação não ser necessário considerar mais de cinco zonas.

Dentro da orientação atrás referida, uma vez feito o zonamento tridimensional procede-se à caracterização da deformabilidade de cada zona, por método adequado à ordem de grandeza esperada do módulo de deformabilidade e ao grau de influência de cada zona no estado de tensão da barragem. Assim, pode bastar inspeção experiente para atribuir um valor do lado da segurança ao módulo de dada zona, pode bastar a informação dada pelos ensaios dilatométricos, atendendo em especial, como foi dito, a que fornecem em regra valor por defeito, ou pode reconhecer-se a necessidade de realizar ensaios de volumes representativos.

Este problema da representatividade dos volumes, isto é, do efeito escala, é muito frisado no Relatório Geral. Considere-se o ensaio de carga na superfície do material de uma dada zona e suponha-se que varia o diâmetro d da placa de carga. Os valores do módulo de deformabilidade, E , calculados a partir de sucessivos ensaios de carga, variarão com d , segundo curvas tais como as da Fig. 10, em consequência da heterogeneidade do maciço rochoso constituinte da zona e da presença de diaclases e outras descontinuidades, tendendo para um valor limite E_l , para um diâmetro d_l . Em virtude da perturbação da camada superficial do maciço, provocada pela preparação da superfície a carregar, os valores de E para pequenos diâmetros serão na maioria dos casos inferiores ao valor limite E_l .

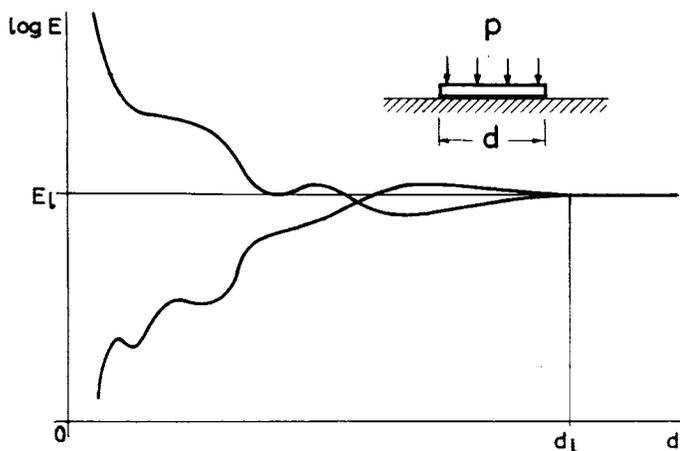


Fig. 10 – Efeito escala em ensaios de carga

O valor de d_1 depende do espaçamento das fracturas das várias famílias relevantes e terá de ser bastante superior ao maior espaçamento, e , por exemplos $d_1 > 5 e$. Como são comuns espaçamentos e da ordem de dezenas de centímetros, concluir-se-á que as áreas de carga terão de ter dimensões da ordem de alguns metros.

Faço estas considerações sobretudo para precisar o conceito de efeito escala, sobre o qual é quase inexistente informação de confiança.

Nos comentários que se acaba de fazer admitiu-se implicitamente que as dimensões da superfície de fundação da barragem são superiores a d_1 . Uma vez que se verifique esta condição e que os ensaios sejam conduzidos em superfícies com dimensões também superiores a d_1 , então a previsão dos deslocamentos da fundação da barragem pode ser feita assimilando o maciço rochoso a um meio contínuo, no respeitante quer à interpretação dos resultados dos ensaios quer ao cálculo do estado de tensão e de deformação do maciço de fundação. No caso, raro, de as dimensões da superfície de fundação serem inferiores a d_1 , a deformabilidade do maciço não se pode caracterizar por um módulo de deformabilidade e terá de se considerar individualmente a influência das fracturas.

Salvo casos raros, a dimensão de volumes representativos é tal que não é possível o seu ensaio em laboratório. Tal é bem evidenciado pela Tabela I, na qual se confrontam valores do módulo de deformabilidade que temos obtido a partir de amostras da rocha ensaiadas em laboratório, E_r , e mediante ensaios *in situ* do maciço, E_m , conduzidos sobre áreas de 1 m². Merece ser destacado que os casos em que a relação $\frac{E_m}{E_r}$ se aproxima da unidade correspondem a maciços rochosos com deformabilidade muito baixa, em que teria bastado inspecção.

3.5 – Ensaio de carga na superfície

O ensaio *in situ* usado em regra é o ensaio de carga na superfície, o qual apresenta as bem conhecidas limitações: i) em regra o volume ensaiado encontra-se perturbado pela escavação, o que pode modificar radicalmente a deformabilidade, em especial na direcção normal à superfície carregada, isto é, na direcção das forças aplicadas; e ii) os volumes ensaiados não são, na maior parte dos casos, suficientemente grandes para serem representativos do maciço. Devido

a estas duas dificuldades a interpretação dos resultados obtidos é muitas vezes controversa, mesmo em ensaios sobre uma área de 1 m², maior do que as usadas mais frequentemente, de que temos muito larga experiência.

Quanto à fracturação do maciço devido à escavação chama-se a atenção para o facto dela contribuir para aumentar a deformabilidade, conduzindo pois a valores do lado da segurança. Para evidenciar como a fracturação pode influenciar a deformabilidade observa-se que os deslocamentos máximos observados nos ensaios de carga são em regra inferiores a 1 mm bastando pois que ocorra o fechamento de algumas fracturas com aberturas de décimos de milímetro para o valor do módulo de deformabilidade poder sofrer grandes variações.

Visto que a escavação da fundação perturba o maciço rochoso, pode pensar-se que o ensaio em consideração apresenta a vantagem de tomar em consideração essa perturbação. Contudo, por um lado, a influência da camada perturbada é muito mais importante no ensaio do que na estrutura, devido às dimensões dos correspondentes bolbos de pressão, e, por outro lado, a camada perturbada da fundação é em regra consolidada subsequentemente por injeção. Assim, penso que é a condição não perturbada do maciço que deve ser tomada em consideração.

Considero que os ensaios de carga na superfície só são aconselháveis no caso especial de maciços bastante homogéneos, com fractura irrelevante ou de espaçamento satisfazendo à condição atrás mencionada, nos quais seja possível preparar a superfície a carregar sem introduzir perturbação apreciável. Tal é por vezes o caso de maciços altamente decompostos, como o que tivemos ocasião de estudar para a fundação da barragem do Alto Rabagão (Rocha *et al.*, 1967). Neste caso, em que o módulo de deformabilidade descia até 10000 kg/cm² (1000 MPa), o confronto entre os deslocamentos previstos e os observados mostra bem a boa aproximação dos resultados dos ensaios *in situ*.

O ensaio de carga na superfície pode ainda ser aconselhável no caso em que se pretenda obter informação sobre a deformabilidade da camada superficial dum maciço perturbada pela escavação. Em tal caso deverão ser feitas medições de deslocamentos a várias profundidades (Wallace *et al.*, 1970), de modo a poder ser determinada a evolução da deformabilidade em profundidade, o que permitirá calcular a contribuição da camada perturbada para os deslocamentos da estrutura. No entanto, como se referiu, no caso de barragens é em regra feita a consolidação dessa camada.

3.6 – Ensaio de carga em fenda

Indo ao encontro da questão posta pelos relatores sobre a possibilidade de “to improve the test procedure” e de evitar a alternativa “small load area and high load, or large load area and low load”, vamos referir o método que desenvolvemos do ensaio em fenda, precisamente por durante muitos anos termos reconhecido as severas limitações do método de ensaio na superfície (Rocha, 1966) (Rocha, Silva, 1970).

O método desenvolvido destina-se ao ensaio de grandes volumes, não perturbados. Consiste essencialmente, Fig. 11, em: i) abrir por meio de disco diamantado com diâmetro d , uma ou mais fendas, com uma profundidade h e uma espessura t , perpendicularmente à superfície do maciço; ii) inserir em cada fenda um macaco plano com altura $h-a$; iii) aplicar a pressão p nos macacos; iv) medir a abertura das fendas em diversos pontos por meio de defôrmetros montados no interior dos macacos; e v) determinar o módulo de deformabilidade a partir dos diagramas $p-\delta$.

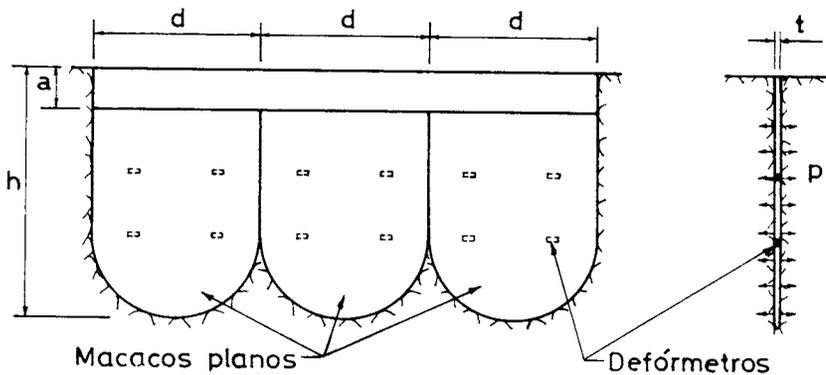


Fig. 11 – Ensaio de carga em fenda

As máquinas desenvolvidas para a execução dos cortes permitem atingir a profundidade $h = 2,5$ m, com discos com o diâmetro $D = 1$ m, não se prevendo dificuldades em atingir maiores profundidades. Em regra a execução de um corte pode ser completada em menos de um dia de trabalho. Os macacos planos permitem a aplicação de pressão até $p = 150$ kg/cm² (15 MPa) isto é, apreciavelmente superiores as tensões aplicadas pelas estruturas, como é conveniente.

Deste modo, se forem abertas três fendas coplanares com a profundidade de 2,5 m a área carregada será de cerca de 7 m², isto é, o volume do maciço rochoso interessado será cerca de $\sqrt[3]{7} = 18$ vezes o volume interessado num ensaio de carga na superfície sobre uma área de 1 m², considerados para este ensaio os dois volumes opostos ensaiados em regra simultaneamente quando o ensaio é realizado numa galeria. Supondo que a pressão nos macacos é de 150 kg/cm² (15 MPa), as forças aplicadas ao maciço atingem cerca de 10000t (100MN), enquanto que nos ensaios na superfície é difícil ultrapassar as centenas de toneladas. Além de o ensaio em fenda permitir interessar grandes volumes é em regra irrelevante a perturbação do maciço devido a abertura dos rasgos. Acresce que a realização do ensaio não é mais morosa nem dispendiosa do que a dos ensaios na superfície em áreas importantes, por exemplo 1m², uma vez que o custo da máquina possa ser amortizado em algumas dezenas de ensaios.

O método do ensaio em fenda presta-se muito bem para a averiguação do efeito escala. Para isso, como fazemos correntemente, basta aplicar sucessivamente a pressão a cada macaco plano ou conjunto de macacos contíguos,

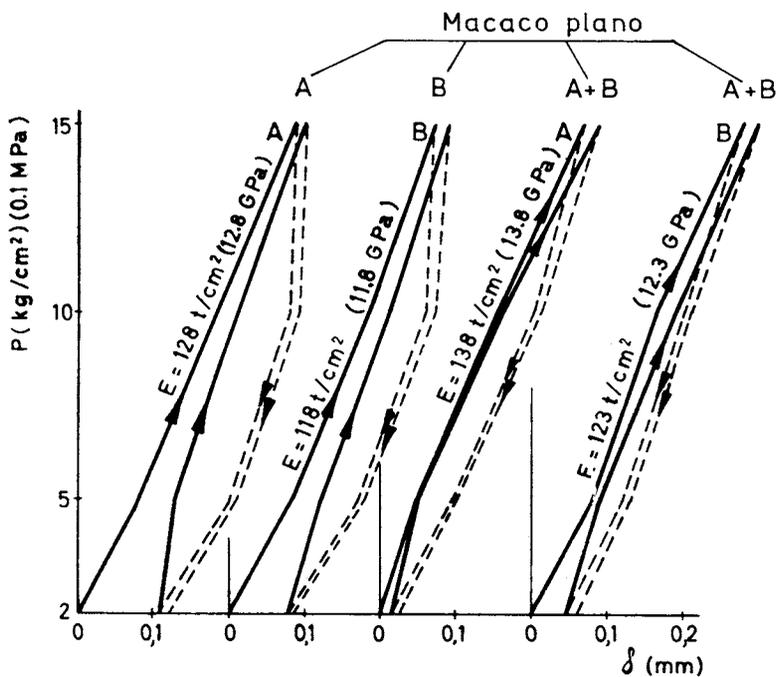


Fig. 12 – Ensaio de carga em fenda numa brecha basáltica

além de todos os macacos. Podem ainda introduzir-se na fenda macacos planos com áreas diversas e com eles realizar ensaios em diferentes zonas da fenda. É pois possível obter uma informação muito rica sobre o efeito escala, podendo a informação colhida nos primeiros ensaios servir para orientar a condução dos ensaios subsequentes. Na Fig. 12 apresentam-se resultados obtidos num maciço constituído por uma brecha basáltica que foi ensaiada com macacos introduzidos em duas fendas, às quais foi aplicada pressão individualmente e em conjunto. As curvas da figura referem-se a um defórmetro de cada macaco e aos mesmos defórmetros quando é aplicada a pressão aos dois macacos. Como se vê, o andamento dos diagramas é muito regular, inclusive dos correspondentes ao primeiro ciclo de carga. Tal é regra geral, contrariamente ao que se verifica nos ensaios de carga na superfície, nos quais o andamento é frequentemente muito irregular, em especial no primeiro ciclo, o que levanta dificuldades ao pretender-se caracterizar a deformabilidade. No caso em consideração os valores dos módulos de deformabilidade obtidos a partir quer de cada um dos macacos quer dos dois apresentaram uma perfeita concordância, o que sugere que bastaria ter ensaiado o material com um só macaco.

3.7 – *Condução dos ensaios in situ*

Ao procurar caracterizar a deformabilidade das diferentes zonas em que foi repartido o maciço rochoso de fundação a primeira questão que se põe é a do número de pontos a ensaiar em cada zona e a sua localização. A fixação desse número não pode obviamente ser feita de maneira rígida exigindo uma amadurecida apreciação de cada caso, na qual muitas vezes desempenham papel relevante os factores económico e tempo disponível.

Considerando o que foi dito no art. 3.1, no caso de existir evidência de que o módulo de deformabilidade é superior a cerca de $100\,000\text{ kg/cm}^2$ ($10\,000\text{ MPa}$) pode muitas vezes dispensar-se a realização de ensaios *in situ*, ou realizar somente os necessários para confirmar a previsão. Nos cálculos da barragem considerar-se-á o valor de E_m compatível com a evidência disponível que conduza às tensões mais elevadas na barragem, em regra o valor mais baixo.

Para valores inferiores a $100\,000\text{ kg/cm}^2$ ($10\,000\text{ MPa}$) será em geral aconselhável a realização de ensaios, cujo número deverá ser tanto mais elevado quanto mais deformável for a zona, mais relevante a posição desta para o fun-

cionamento da estrutura, e mais acentuada a heterogeneidade. Nas situações mais comuns obtém-se caracterização satisfatória da deformabilidade ensaiando entre dois e seis pontos em cada zona. A correlação, que será adiante referida, entre os resultados de ensaios de carga *in situ* e de ensaios com dilatómetro contribui de maneira decisiva para ser possível ensaiar tão pequeno número de pontos.

A segunda questão a considerar na condução dos ensaios é a da área de carga a considerar, tendo em vista a representatividade dos volumes interessados, e a da perturbação do maciço, o que pode levar a adoptar áreas diferentes conforme as zonas. Pelas razões apontadas atrás é em regra aconselhável a realização de ensaio em fenda.

A direcção das forças a aplicar nos ensaios é outro aspecto importante, dada a acentuada anisotropia que muitas vezes exibem os maciços rochosos. É aconselhável aplicar forças com a direcção que simule a direcção das solicitações que a barragem aplique, critério que pode conduzir a reconhecer-se a necessidade de realizar ensaios em mais de uma direcção no caso de na zona a direcção das solicitações variar entre largos limites.

As pressões a aplicar devem atingir pelo menos o valor da maior tensão normal a que ficará submetida a fundação, sendo conveniente que sejam superiores, por exemplo duplas. Devem ser efectuados ciclos de carga e descarga que simulem as variações das tensões normais na superfície de fundação no decorrer da vida da obra, e ser realizados ensaios de fluência sob pressões representativas das tensões normais que actuarão na fundação. Dado que os tempos necessários à estabilização das deformações não são muito longos – muitas vezes é suficiente um ou dois dias – é aconselhável, como se verá no número seguinte, que os ensaios de fluência sejam conduzidos até se verificar estabilização.

Finalmente, refere-se que no caso de se desejar diminuir a deformabilidade do maciço mediante tratamento por injeccção é aconselhável a realização de ensaios *in situ* com o maciço rochoso na condição natural e a repetição dos ensaios dos mesmos volumes após submetidos a tratamento representativo do previsto.

Tal é possível quer com o ensaio na superfície quer com o ensaio em fenda. Nota-se no entanto que são pouco comuns os maciços rochosos em que se verifica diminuição significativa da deformabilidade (Rocha, 1964).

3.8 – *Interpretação dos resultados de ensaios in situ*

No Relatório Geral é levantada a questão, muito pertinente, da possibilidade de melhorar a compreensão do significado dos resultados dos ensaios de carga *in situ* com vista a interpretação adequada à previsão dos deslocamentos das fundações de barragens. Os principais problemas que se levantam dizem respeito à não linearidade muitas vezes exibida pelos diagramas experimentais pressões-deslocamentos, à anisotropia do maciço, ao efeito tempo e ao valor do coeficiente de Poisson.

Quanto à não linearidade dos diagramas obtidos em ensaios é em primeiro lugar necessário distinguir entre a que é específica do maciço rochoso e a que provém da perturbação da camada superficial provocada pela escavação. Tal como já foi referido no art. 3.6, os diagramas respeitantes a ensaios de carga na superfície apresentam com muita frequência andamentos irregulares, em especial no primeiro ciclo correspondente a cada novo patamar de carga, devidos à perturbação do maciço. Mesmo o encurvamento comum dos ciclos com andamento mais regular pode ser devido ou ser acentuado pela perturbação. São os resultados de ensaios em fenda, nos quais o maciço rochoso não se apresenta em regra perturbado, que nos permitem tirar estas conclusões. Além disso, a observação das amostras integrais, como atrás se mencionou, revela que os maciços rochosos possuem em regra uma compacidade muito elevada, o que está de acordo com os comentários que se acaba de fazer.

Mesmo eliminados os efeitos da perturbação do maciço rochoso, este pode apresentar diagramas pressões-deslocamentos não lineares. Como é bem sabido, em regra a curvatura é dirigida no sentido das pressões crescentes, em consequência do fechamento das descontinuidades dos maciços rochosos, mas por vezes obtém-se diagramas com a curvatura no sentido contrário, em especial no caso de maciços de baixa resistência nos quais se verifique já processo de rotura incipiente sob as pressões de ensaio.

Apresentando-se os diagramas encurvados levanta-se o problema da legitimidade de aplicar a teoria da elasticidade não só à interpretação dos resultados de ensaios mas também ao cálculo do estado de tensão e dos deslocamentos do conjunto estrutural barragem-fundação. Nota-se, no entanto, que o encurvamento dos trechos de carga dos diagramas inerente ao maciço rochoso não perturbado é em regra pouco acentuado, como se verifica nos diagramas típicos apresentados na Fig. 13, apesar de terem sido obtidos em ensaios na superfície, sobre 1 m², e de dizerem respeito a maciços muito deformáveis.

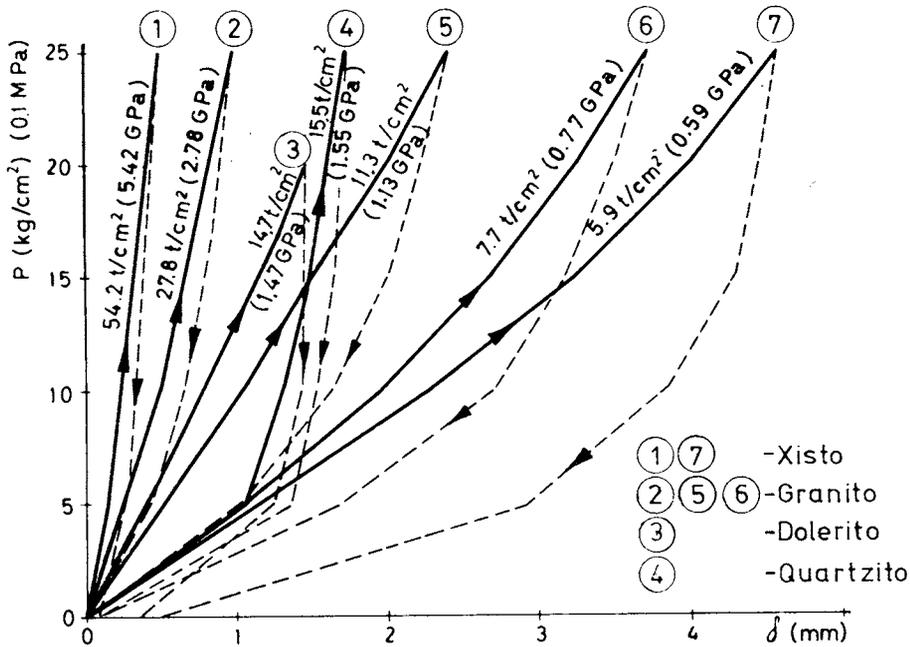


Fig. 13 - Diagramas típicos obtidos em ensaios de carga na superfície

Designemos por módulo de elasticidade equivalente, correspondente, a dada pressão de ensaio p , o módulo de elasticidade dum meio elástico que sob as mesmas condições de ensaio apresente o mesmo deslocamento máximo δ , Fig. 14, e consideremos a relação $\frac{E_{\max}}{E_0} = \frac{\text{tg } \alpha_{\max}}{\text{tg } \alpha_0}$, entre o módulo de elasticidade equivalente correspondente à tensão normal máxima, σ_{\max} , aplicada por uma barragem à fundação e o módulo de elasticidade tangente na origem, E_0 . Os valores dessa relação, a qual constitui índice da não linearidade do comportamento do maciço, variam para os diagramas da Fig. 13 somente entre 1,1 e 2,9, não obstante os baixos valores dos módulos de elasticidade equivalente, os quais, para o maior valor de p , varia entre cerca de 50 000 kg/cm² (5 000 MPa) e 6 000 kg/cm² (600 MPa).

Quanto à repercussão da não linearidade, a qual pode ser assimilada a variação do módulo de elasticidade de ponto para ponto, chama-se a atenção para o art. 3.1, onde se viu que o estado de tensão das barragens só sofre na maior parte dos casos modificações apreciáveis para variações do módulo de elasticidade muito acentuadas.

Apresentando os diagramas encurvamento pouco acentuado não resultarão erros apreciáveis para a distribuição de tensões no conjunto barragem-fundação e para os deslocamentos se o maciço rochoso for considerado como um meio com comportamento linear, com um módulo de elasticidade igual ao módulo de elasticidade equivalente E correspondente a uma pressão de ensaio $p = \sigma$, isto é, ao ângulo α , Fig. 14, sendo σ o valor médio da tensão normal que se prevê que actuará na superfície de fundação. Uma vez que os cálculos subsequentes venham a mostrar que a tensão normal média se afasta apreciavelmente do valor adoptado, pode justificar-se a repetição dos cálculos com valor melhor ajustado do módulo de elasticidade equivalente. Tal terá mais interesse para o cálculo dos deslocamentos da fundação, uma vez que estes são em regra mais sensíveis do que as tensões à variação do valor do módulo de elasticidade.

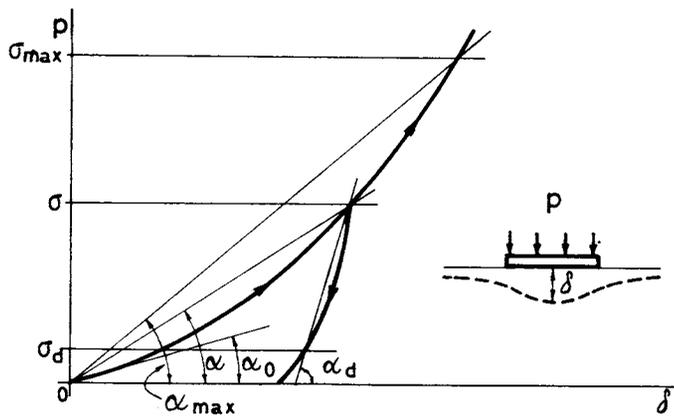


Fig. 14 - Módulo de elasticidade equivalente

No caso de diagramas com curvatura mais acentuada pode melhorar-se a precisão considerando que a solitação é aplicada à estrutura em sucessivos degraus e adoptando para cada degrau um módulo equivalente, E_i , correspondente à secante do diagrama de ensaio definida pelas tensões normais médias, σ_i e σ_{i+1} , antes e depois da aplicação do degrau de carga.

Observa-se que se se dispuzesse da equação constitutiva do maciço rochoso, isto é, das relações entre tensões e deformações, o método dos elementos finitos permitiria a consideração do comportamento não linear. No entanto, como não

se dispõe de tais relações mas sim de resultados de ensaios de carga, considero aconselhável seguir o método de cálculo atrás exposto, o qual tem o mérito de se apoiar em constantes deduzidas de ensaio que impõe ao maciço rochoso equilíbrio tridimensional análogo ao que se desenvolve na fundação.

Merece ser frizado que se a superfície de fundação for geometricamente semelhante à superfície carregada no ensaio de carga e estiver submetida a uma tensão uniforme σ , Fig. 15, o valor do deslocamento máximo da fundação calculado por via elástica, tomando para módulo de elasticidade o módulo equivalente correspondente a $p = \sigma$, será exacto (Rocha, 1952). A fim de averiguar a legitimidade de cálculo elástico quando não se verifique esta semelhança podem ser realizados ensaios de carga do maciço em fendas equidimensionais e alongadas e comparados os valores das aberturas das fendas com os deduzidos de cálculo elástico, apoiado por exemplo em valor de módulo equivalente deduzido de ensaio com um só macaco plano. Uma vez que se verifique acordo tal significa que se pode admitir a sobreposição dos efeitos das cargas actuantes nas diversas zonas da superfície de fundação, o que em rigor não é válido para meio com comportamento não linear. Nota-se que em ensaios de carga na superfície se têm observado distribuição de deslocamentos bastante diferente da correspondente a meio elástico, com valores de relação entre o deslocamento máximo e na periferia da área carregada mais elevados. Este comportamento resulta da fracturação e descompressão da superfície do maciço, o que prejudica a transmissão lateral de tensões (Duffaut and Lakshmanan, 1965).

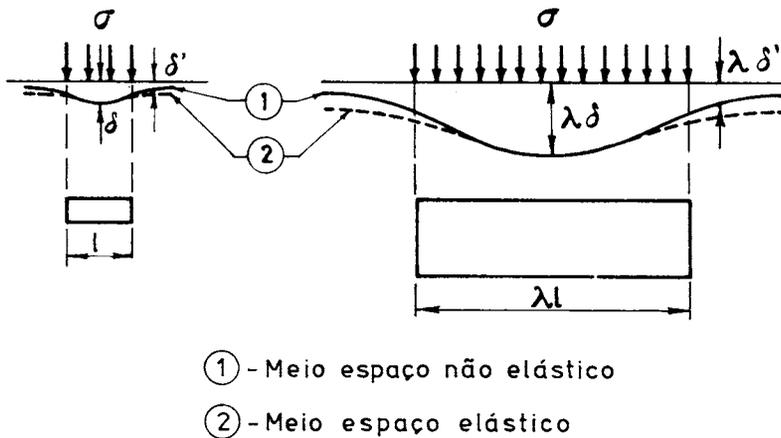


Fig. 15 - Deslocamentos para áreas carregadas geometricamente semelhantes

O método de ensaio em fenda presta-se ainda para fazer verificação, para cada caso concreto, da legitimidade de ser tomado o módulo de elasticidade equivalente correspondente a tensão média σ . Para isso, bastará fazer ensaio aplicando pressões diferentes aos macacos e confrontar os deslocamentos observados com os deduzidos a partir de cálculo elástico em que se adopte módulo igual ao módulo equivalente correspondente ao valor médio dessas pressões, deduzido de ensaio sob pressão constante, por exemplo com um só macaco.

Uma questão relevante é o comportamento de fundações no caso, que é comum, de haver a considerar após a carga uma redução das sollicitações. Na verdade, é bem sabido que na descarga os diagramas dos ensaios *in situ* revelam em regra andamento bastante diverso do respeitante à carga, Fig. 13, correspondendo-lhes módulos de elasticidade equivalentes que podem ser muito mais elevados. Deste modo pode ter interesse, quer para o cálculo de tensões quer de deslocamentos, considerar deformabilidades diferentes para a carga e a descarga das fundações. Uma vez que a tensão normal média após redução da carga na fundação seja σ_d , o valor do módulo de elasticidade equivalente a considerar na descarga, E_d , será o correspondente ao ângulo α_d , Fig. 14; se os diagramas de descarga apresentam pequena curvatura no trecho entre σ e σ_d e se, como é comum, os valores de α_d variarem pouco com α , para calcular, pelo método dos elementos finitos ou outro, o efeito de sollicitação que acarrete diminuição da carga sobre a fundação bastará considerar esta como elástica com o módulo E_d .

Considere-se, a título de exemplo, o caso duma barragem gravidade fundada em maciço com comportamento não linear, Fig. 16. Dentro do que acaba de ser dito, para calcular o estado de tensão e os deslocamentos devidos ao peso próprio, por exemplo pelo método dos elementos finitos, tomar-se-á para a fundação um módulo de elasticidade equivalente correspondente à tensão normal média, a qual, terá o valor $\sigma = \frac{1}{2}\sigma_{\max}$, uma vez que se admita a distribuição linear do cálculo elementar. Compreende-se que para uma distribuição de tensões normais do tipo do que se verifica na base duma barragem gravidade a adopção dum módulo equivalente correspondente à tensão média σ possa acarretar erro apreciável no valor da rotação da fundação, uma vez que para as tensões aplicadas a montante esse módulo é inferior ao correspondente a estas tensões e que a jusante se passa o contrário. A fim de corrigir o valor dos deslocamentos da fundação poderá adoptar-se o seguinte procedimento, que é geral: i) decompor a superfície de fundação em áreas tais que em cada uma

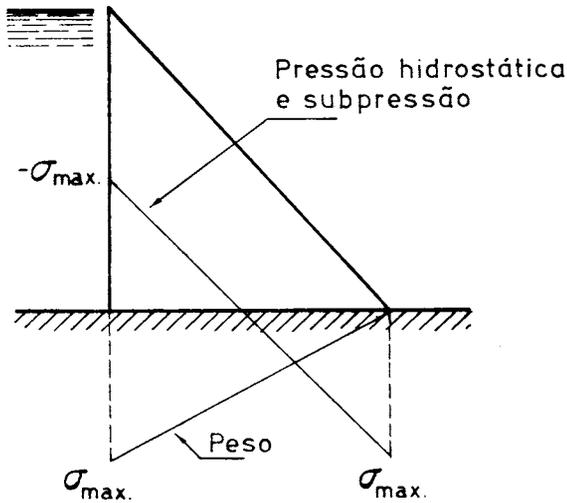


Fig. 16 – Tensões normais na fundação de barragem gravidade

delas a tensão normal possa ser considerada como uniforme; ii) calcular os deslocamentos, e eventualmente o estado de tensão, devidos ao valor médio da tensão (normal e tangencial) actuante em cada área, tomando para o módulo de elasticidade equivalente o valor correspondente à tensão normal média actuante na área; e iii) fazer a sobreposição dos efeitos das tensões actuantes nas áreas consideradas.

Consideremos agora o efeito da pressão hidrostática e da subpressão sobre a barragem gravidade e suponhamos que as tensões máximas de tração e compressão, desenvolvidas têm o valor de σ_{max} devido ao peso, Fig. 16. Uma vez que as tensões normais que se desenvolverão na superfície da fundação são de compressão a juzante e de tração a montante, resulta que haverá certo volume do maciço de fundação em que se verificará incremento do estado de compressão devido ao peso próprio e no restante volume dar-se-á diminuição. Portanto, neste caso, ao ser feito o cálculo do conjunto estrutural barragem-fundação deverá considerar-se o módulo equivalente E nos elementos de volume em que se verifique incremento do valor de tensão principal máxima de compressão e o módulo E_d para os elementos em que ocorra diminuição. Quanto ao valor de E a adoptar, como a tensão normal média de compressão que actuará na zona de juzante da fundação, conforme a teoria elementar, será $\frac{1}{2} \sigma_{max}$ e como

na mesma zona o peso determinava uma tensão média $\frac{1}{4} \sigma_{\max}$, deverá tomar-se o correspondente à inclinação da corda correspondente a estes valores de p , Fig. 14. Analogamente, como o valor médio da tensão normal de tracção que se desenvolverá é $-\frac{1}{2} \sigma_{\max}$ e o peso determinará uma tensão média $\frac{3}{4} \sigma_{\max}$, o valor de E_d deve ser o correspondente a $\sigma_d = \frac{1}{4} \sigma_{\max}$. Observa-se que na superfície de fundação actuam também tensões tangenciais – o que constitui o caso geral – as quais não são tidas em consideração na fixação do valor do módulo equivalente, isto é, admite-se que o valor do módulo depende essencialmente das tensões normais.

Haverá finalmente que sobrepor os efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e da subpressão actuantes na barragem.

O método que acaba de ser apresentado para a consideração do comportamento não linear é aplicável a sucessivos ciclos de carga e descarga e ao caso do maciço de fundação ser constituído por zonas com diversas propriedades. Neste caso, a fixação dos valores dos módulos de elasticidade equivalentes implicará igualmente a adopção preliminar de distribuições das tensões normais na superfície das diversas zonas. O método exposto também se presta ao cálculo do rebound do maciço rochoso resultante de escavações profundas e dos subsequentes deslocamentos devidos à construção da estrutura, uma vez que se aceite que o ensaio *in situ* simula convenientemente os fenómenos de redução do estado de tensão inicial do maciço rochoso e posterior carga, isto é, que pode fornecer valores adequados dos módulos equivalentes.

Quanto à interpretação dos resultados dos ensaios *in situ*, outro aspecto que merece ser discutido é a anisotropia do maciço de fundação.

Considere-se uma fundação aplicando a um maciço anisótropo uma tensão uniforme σ e suponhamos que se realiza um ensaio *in situ* sobre uma superfície geometricamente semelhante, à escala $\frac{1}{\lambda}$, submetida a tensão aplicada na mesma direcção, Fig. 15. Então os deslocamentos em quaisquer pontos homólogos estarão à mesma escala $\frac{1}{\lambda}$ (Rocha, 1952). Se a partir do ensaio *in situ* for calculado módulo de elasticidade equivalente, E , correspondente, por exemplo, ao deslocamento máximo δ o valor do assentamento máximo da fundação pode ser rigorosamente obtido a partir do cálculo elástico de meio isótropo com módulo de elasticidade igual a E . Porém, em regra, as superfícies de fundação não são semelhantes às superfícies carregadas nos ensaios e, além disso, encontram-se submetidas a tensões normais não uniformes, o que pode levantar dúvidas sobre a legitimidade de o maciço de fundação ser assimilado, para cálculo

do maciço rochoso, pois em geral a rotura é influenciada pelas descontinuidades e pela própria rocha. Assim, para determinar a resistência ao corte será necessário usar montagem, Fig. 17, em que a distância d seja suficientemente grande em face dos espaçamentos das descontinuidades, o que não é em regra possível. Nos casos particulares, muito importantes na prática, de rotura interessando somente fractura contínua ou somente rocha, a caracterização pode em geral ser feita de maneira satisfatória.

No que se refere aos mecanismos de rotura, que já são precariamente conhecidos para os meios isotrópicos, levanta-se para os maciços rochosos a dificuldade adicional de a rotura ser muito influenciada pela anisotropia, proveniente quer da fracturação, quer da existência de camadas, quer da anisotropia da própria rocha. Em particular, a informação existente sobre os mecanismos de rotura das fundações de barragens de betão é muitíssimo precária. Não só os ensinamentos colhidos na observação de obras são muito limitadas, dado o reduzido número de acidentes – contrariamente ao que se verifica, por exemplo, em taludes – mas também são pouco numerosos os estudos conduzidos em laboratório em condições significativas. É domínio em que se impõe empreender grande esforço de investigação.

As duas dificuldades mencionadas no início deste artigo obrigam a que na solução dos problemas concretos se tenham de adoptar tipos de mecanismos de rotura muito simplificados, necessariamente com a preocupação de se situarem do lado da segurança.

Vamos tratar o problema da resistência das fundações considerando conjuntamente – o que não é habitual fazer – as técnicas de ensaio, em especial a significação dos resultados, os mecanismos de rotura do conjunto estrutural barragem-fundação e o conceito de segurança.

Algumas das posições que tomo são diferentes das adoptadas no Relato Geral, o que não é de estranhar dada a grande complexidade das matérias e o estado rudimentar do seu estudo.

4.2 – *Mecanismos de rotura dos maciços de fundações*

No respeitante aos mecanismos de rotura deve frizar-se que no caso do projecto das fundações de barragens de betão só é de considerar muitas vezes a eventualidade de rotura através de fractura ou outra superfície de descontinui-

tempo dos deslocamentos, para os estados de compressão triaxial a que se encontram submetidos os maciços de fundação, e tanto menos relevante quanto menos perturbado se encontre o maciço, (Rocha, 1964). Além disso, mesmo em ensaios *in situ* interessando grandes volumes, a estacionaridade dos deslocamentos é alcançada em geral em tempos não muito longos, como foi referido no art. 3.7. Nos maciços constituídos por solos o comportamento pode ser muito diferente em virtude do movimento da água dos poros, enquanto que nos maciços rochosos há em regra quando muito a considerar o movimento de água contida em fracturas, o qual se processa muito mais rapidamente. Encarando, uma vez mais, o ensaio *in situ*, como um ensaio em modelo da fundação, se o efeito tempo resultar essencialmente de escoamento de água, de fracturas ou de poros, os deslocamentos homólogos (à escala λ) ocorrerão na fundação em tempos λ^2 vezes maiores do que no ensaio, enquanto que se o efeito tempo for devido a fluência da fase sólida a escala dos tempos será a unidade (Rocha, 1955).

De qualquer modo, uma vez que em regra é comportável conduzir ensaios *in situ* até se verificar o estacionamento dos deslocamentos e que as solicitações aplicadas à estrutura variam lentamente, considero que a melhor via para ter em conta o efeito tempo consiste em caracterizar o maciço por diagramas $\sigma \rightarrow \delta$, sendo δ o valor limite do deslocamento. Quando não for comportável aguardar o estacionamento dos deslocamentos, terá então de se prever o valor limite destes mediante adopção de lei de fluência, caminho que encontra a dificuldade de ser precário o conhecimento do comportamento de fluência dos maciços rochosos.

Finalmente, quanto ao valor do coeficiente de Poisson a atribuir aos maciços rochosos ao interpretar os resultados de ensaios, considero satisfatório adoptar o valor $\nu = 0,2$, como é habitual, uma vez que o mesmo valor seja também adoptado no cálculo das fundações.

Observa-se, em primeiro lugar, que num meio espaço elástico o deslocamento de qualquer ponto da superfície, na direcção normal à superfície, varia com $\frac{E}{1-\nu^2}$ (Timoshenko and Goodier, 1951) podendo pois obter-se o valor deste cociente a partir de ensaio *in situ* e considerar-se esse mesmo valor no cálculo dos deslocamentos da fundação. Isto é, quanto aos deslocamentos da superfície, que são aqueles que influenciam o comportamento da estrutura, pode adoptar-se um valor qualquer de ν .

No caso de comportamento não elástico o valor do coeficiente de Poisson variará com o estado de tensão e então é conveniente adoptar um valor intermédio, por exemplo $\nu = 0,2$. Uma vez que o comportamento não linear pode ser encarado como a sobreposição de sucessivos estados elásticos, com constantes elásticas variáveis, e que os deslocamentos da superfície de meio espaço elástico variam com $1-\nu^2$, o erro resultante de ν tomar mesmo os valores extremos possíveis será desprezível. Além disso, como os estados de tensão dos maciços de fundação são do tipo do que se desenvolve nos ensaios de carga a influência dos valores variáveis de ν sobre os deslocamentos da superfície será análoga nos dois equilíbrios, para os mesmos valores das tensões aplicadas no ensaio e na fundação, donde resulta que a adopção de módulos de elasticidade equivalentes no cálculo da fundação compensará em grande parte automaticamente a influência de ν .

Como apreciação final desejo afirmar que considero satisfatórias as presentes possibilidades de caracterização da deformabilidade dos maciços rochosos e de consideração desta na previsão do comportamento das barragens de betão.

4 – RESISTÊNCIA DAS FUNDAÇÕES

4.1 – O problema da resistência

Apesar da sua importância fundamental, o problema da previsão das condições em que ocorre a rotura dos maciços rochosos tem em regra de ser tratado de maneira muito grosseira, constituindo presentemente a meu ver o ponto mais precário da mecânica das rochas. Luta-se com duas grandes dificuldades: a determinação de parâmetros que caracterizem a resistência e a consideração desses parâmetros na previsão da rotura do conjunto estrutura-fundação.

Quanto à caracterização da resistência, a dificuldade reside em ensaiar, mesmo *in situ*, volumes suficientemente grandes para serem representativos

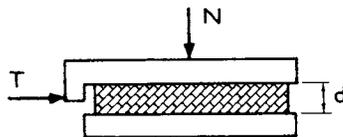


Fig. 17 – Ensaio de corte de maciço rochoso

dos deslocamentos, a meio elástico isótropo com módulo de elasticidade igual a módulo equivalente. A situação poderá esclarecer-se a partir de ensaios em fenda realizados sobre superfícies mais ou menos alongadas, conforme o número de macacos, e aplicando aos macacos, se necessário, pressões diferentes. Para isso será feita comparação entre os deslocamentos observados com os deduzidos de cálculo elástico do maciço, com dado valor do módulo equivalente.

Quando, como é corrente, a solicitação sobre a fundação tiver componente tangencial é preferível conduzir o ensaio na direcção da resultante actuante na fundação e adoptar o respectivo módulo de elasticidade equivalente. No caso de haver a considerar solicitações com direcções diferentes pode justificar-se a adopção de um módulo para cada direcção. Nas barragens gravidade, como a pressão hidrostática é em regra quase paralela à superfície de fundação, poderá adoptar-se um módulo para a direcção do peso e outro para a da resultante do peso com a pressão hidrostática, ou somente um módulo correspondente a direcção intermédia entre essas duas direcções.

Na via apresentada para a determinação dos deslocamentos da superfície de fundação o maciço rochoso anisótropo é substituído por meio isótropo. No entanto o método dos elementos finitos permite a consideração directa de anisotropia do maciço de fundação, uma vez que sejam conhecidas as constantes elásticas, cuja obtenção a partir de ensaios de carga encontra certas dificuldades. Assim, por exemplo, no caso dum meio transversalmente isótropo se forem realizados ensaios na direcção do eixo de revolução e em direcção normal, e se forem calculados os módulos de elasticidade equivalentes os valores obtidos, assim como a sua relação, isto é, o grau de anisotropia, vêm eivadas de erros que crescem com o grau de anisotropia, podendo a precisão não ser satisfatória. Porém, se a interpretação dos resultados for feita não em termos de módulos de elasticidade equivalentes mas considerando o meio submetido a ensaio como transversalmente isotrópico, então já a partir de dois ensaios nas direcções referidas é possível calcular os dois módulos de elasticidade do meio, uma vez que se adoptem certas hipóteses quanto aos valores das três restantes constantes elásticas.

Outro problema que se levanta na interpretação dos resultados de ensaios *in situ* é a maneira de considerar a influência do factor tempo no valor dos deslocamentos observados sob pressão constante. Acerca desta questão deve em primeiro lugar frizar-se que ensaios *in situ* e em laboratório mostram ser pouco relevante na maior parte dos casos a grandeza do incremento no

dade, o que simplifica radicalmente o problema. Esta situação resulta afinal, em grande parte, de nos casos em que só seja possível mecanismo de rotura que também envolva o material rochoso a contribuição deste ser em regra tão relevante – dada a sua resistência, em face das tensões aplicadas pelas barragens – que não se põe problema de rotura.

No entanto, no caso de maciços constituídos por rochas de resistência bastante baixa, mas no entanto aceitáveis para fundar barragens de betão, pode por-se o problema da rotura pela própria rocha, mesmo sem se verificar influência apreciável de descontinuidades. Isto não é de estranhar uma vez que o comportamento de maciços constituídos por rochas de baixa resistência é muitas vezes pouco influenciado por fracturas e outras descontinuidades. Friza-se que a aceitação de rochas de baixa resistência constitui muitas vezes factor decisivo na economia das obras, em particular quando daí resulta diminuição substancial da profundidade de escavação. É esta a situação nos casos, que refiro a título de exemplo, da fundação da barragem de Alto Rabagão onde ocorre granito profundamente decomposto (Rocha *et al.*, 1967) e da brecha basáltica, com cimento siltítico, da fundação da barragem de S. Simão, Brasil, presente-mente em estudo. Observa-se que no caso em consideração de rotura pela rocha, em especial se a anisotropia não for acentuada, a rotura dar-se-á segundo superfície junto da superfície de fundação da barragem, o que simplifica o problema.

Compreende-se que seja frequente a situação, intermédia entre as duas extremas consideradas, na qual haja contribuição relevante da rocha para rotura essencialmente determinada pelas descontinuidades do maciço rochoso. Porém, salvo casos de espécie, não é presentemente possível tratar tal situação, em virtude das duas dificuldades referidas no art. 4.1, o que leva a admitir na prática a hipótese, do lado da segurança, da ocorrência na fundação de fracturas contínuas.

A fim de evidenciar a relevância da contribuição da rocha para a resistência, observa-se que é frequente na prática, mesmo em maciços com fracturação bastante desenvolvida, aceitar a condição de projecto $\frac{T}{N} \leq 0,7 = \text{tg } 35^\circ$, sendo T e N as componentes tangencial e normal da força aplicada à fundação, quando afinal as fracturas apresentam muitas vezes ângulos de atrito inferiores a 35° . Considerado o bom comportamento exibido pelas fundações das barragens, conclui-se pois ser efectivamente fundamental a contribuição da rocha para a resistência.

4.3 – Mobilização da resistência ao corte

No estudo dos fenómenos da rotura por corte numa estrutura procura-se prever a resistência que será mobilizada com base na consideração das características de resistência ao corte do material, ensaiado sob estado de tensão uniforme. Como é sabido, o material exhibe em regra uma resistência de corte de pico e uma resistência de corte residual. Como nas estruturas, incluídas as fundações de barragens, a distribuição de tensões ao longo das superfícies de rotura por corte não é em geral uniforme, dá-se a chamada rotura progressiva na qual se verifica a mobilização da resistência ao corte de pico em certas zonas da superfície e a sua evolução para a resistência de corte residual, evolução que depende essencialmente das deformações tangenciais envolvidas no fenómeno de corte. Uma vez que prossiga o processo de rotura progressiva, a resistência ao corte diminuirá até atingir valor correspondente à mobilização da resistência ao corte residual do material em toda a superfície de rotura.

No estado actual dos conhecimentos não se sabe calcular o valor máximo da resistência ao corte que se verifica no decorrer do processo de rotura progressiva. É porém de esperar que o método dos elementos finitos, uma vez considerada a superfície de rotura, venha a permitir a determinação do estado de tensão e de deformação do maciço de fundação quando se dê rotura progressiva, ao incrementarem as solicitações. No entanto, falta informação física de confiança sobre o mecanismo de propagação da rotura, em particular sobre os valores dos deslocamentos, tangencial e normal, associados com a rotura por corte, como se verá no art. 4.5

Num processo de rotura progressiva a resistência máxima alcançada tem como limite superior o valor da resistência que corresponde à mobilização simultânea da resistência de pico do material em toda a superfície de rotura e como limite inferior a resistência correspondente à mobilização da resistência de corte residual. Uma vez que não seja conhecido o valor da resistência máxima que se desenvolverá, compreende-se que, por razões de segurança, se seja levado a adoptar este limite inferior para valor da resistência ao longo duma superfície.

É importante frisar que a discussão da pertinência da adopção da resistência de pico ou da residual no cálculo da resistência ao corte da estrutura não pode deixar de ser feita considerando conjuntamente os valores dos coeficientes de segurança a adoptar. Na verdade, a protecção obtida em relação à ocor-

rência da rotura será a mesma se os coeficientes de segurança tiverem valores na razão inversa dos valores das resistências de pico e residual. Como não existe uma doutrina sobre a fixação de valores para os coeficientes de segurança, adoptando-se na prática critérios bastante diversos, compreende-se que o problema em consideração seja muito controverso.

Quanto à relevância do problema do valor da resistência a adoptar nota-se que em fracturas as resistências de pico e residual não diferem muitas vezes apreciavelmente, evanescendo pois o problema. Porém, no caso de rotura em que se verifique contribuição importante da rocha para a resistência, não pode deixar de se discutir se é adoptada a resistência de pico ou residual, pois os seus valores podem ser substancialmente diferentes, em face dos valores habitualmente adoptados para o coeficiente de segurança.

4.4 – *Conceito de segurança*

Uma vez que não há condições para aplicar o conceito probabilístico de segurança ao estudo da segurança das fundações de barragens, devido à carência de informação sobre as probabilidades de ocorrência das solicitações e, sobretudo, das propriedades dos materiais, assim como da probabilidade de rotura das barragens a aceitar, ter-se-á de adoptar conceito de segurança apoiado na noção de coeficiente de segurança. Esta noção, que tem sido clarificada nos últimos anos, é muito complexa e por isso se verificam ainda acerca dela, com muita frequência, posições não concordantes. Dado, porém, a sua importância fundamental ela não pode deixar de ser tratada ao discutir o problema da resistência de fundação de barragens de betão.

Podem ser seguidas duas vias para garantir que uma estrutura em projecto exhibirá uma resistência satisfatória: ou se exige que em cada ponto da estrutura sob a acção das solicitações de projecto seja respeitada, com certo coeficiente de segurança, uma dada condição de rotura, ou se determinam as condições (valores das propriedades dos materiais e valores das solicitações) para as quais se produzirá a rotura da estrutura e se garante, através de coeficientes de segurança, que a rotura não se verificará. Por vezes o dimensionamento não é imposto pela exigência da resistência mas pela condição suplementar de os deslocamentos da estrutura terem de ser inferiores a certos limites, mas tal exigência não se põe, salvo casos de espécie, nos problemas:

respeitantes ao comportamento dos maciços rochosos, em particular nos problemas do conjunto estrutural barragem-fundação.

Quanto às fundações de barragens de betão, toda a experiência de projecto acumulada até hoje apoia-se na aplicação de critério de rotura global e não de critério de resistência pontual. E há fortes razões para isso pois as obras dimensionadas pelos critérios comuns, e comportando-se satisfatoriamente, não respeitam muitas vezes critério de resistência pontual. Tal é, por exemplo, o caso das barragens gravidade nas quais as tensões normal e tangencial, σ e τ , na superfície de fundação, calculadas pela teoria elementar, não respeitam muitas vezes em certas zonas, em especial a montante e a juzante, a condição de Coulomb, $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \Phi$. Aliás, até ao desenvolvimento do método dos elementos finitos não havia condições que favorecessem a aplicação de critério pontual uma vez que ele implica a determinação do estado de tensão do maciço. Nota-se que no caso considerado da barragem gravidade, se o estado de tensão for determinado pelo método dos elementos finitos ao aplicar-se o critério de resistência pontual à superfície de fundação, ou a superfície vizinha, se topa com a dificuldade de na zona de montante se verificar concentração de tensões que faz tender os valores de σ e τ para infinito.

Portanto, em conclusão, a resistência das fundações deve ser apreciada mediante critério de rotura global. A meu ver este critério deve ser aplicado determinando em primeiro lugar o valor da máxima resistência ao corte que será mobilizada e aplicando depois coeficiente de segurança. Por vezes o dimensionamento de barragens de betão, é feito tendo somente em atenção a resistência ao corte correspondente à resistência residual do material, sem consideração de margem de segurança ou adoptando coeficiente de segurança necessariamente muito próximo da unidade, pois que o ângulo de atrito residual é muitas vezes próximo ou mesmo inferior a 35° (ver final art. 4.2). Quando se procede deste modo considera-se implicitamente a segurança que resulta de no processo de corte se desenvolver resistência de valor superior. Porém, é indispensável que se procure determinar, tão objectivamente quanto possível, o coeficiente de segurança que se verificará em cada caso, pois ele pode assumir valores muito diferentes para um mesmo valor da resistência residual.

A apreciação da segurança através da noção de coeficiente de segurança em relação à rotura global pode por-se nos seguintes termos gerais. Supunhamos que no projecto duma estrutura, uma vez fixadas as formas, os métodos disponíveis (analíticos ou experimentais) de previsão do comportamento permi-

tem assegurar que não se verificará rotura sob a acção das solicitações mais desfavoráveis que actuarão em serviço, consideradas as propriedades dos materiais que constituem a estrutura. A questão que se põe é a de quantificar a margem de segurança, diremos a “distância” a que a estrutura se encontrará da rotura. Para isso, há que averiguar para que valores dos parâmetros definidores das solicitações e das propriedades dos materiais ocorrerá a rotura, definindo-se coeficiente de segurança relativo a dado parâmetro como a relação entre os valores tomados pelo parâmetro na situação de rotura e na situação considerada no projecto, ou a relação inversa no caso de parâmetros definidores dos materiais. Analogamente se podem considerar coeficientes de segurança relativos a parâmetros definidores da forma e dimensões das estruturas. Nota-se que os coeficientes de segurança relativos aos diversos parâmetros têm significados diferentes não podendo ser comparados, contrariamente ao que por vezes se faz. Assim, um coeficiente de segurança com dado valor pode oferecer maior protecção do que um coeficiente de valor mais elevado relativo a outro parâmetro, tudo dependendo das dispersões dos parâmetros em consideração.

Uma questão fundamental, à qual não é em regra dada a devida importância, é a do critério de escolha dos parâmetros cuja variação se deve considerar, isto é, dos parâmetros para os quais tem interesse a definição de coeficiente de segurança (Rocha, 1964a). Como critério geral deve adoptar-se o da probabilidade de o parâmetro poder vir a tomar valores mais desfavoráveis do que os considerados no projecto. Assim, entre as solicitações mais relevantes actantes no conjunto barragem-fundação, não tem sentido considerar a variação do peso nem mesmo, na maior parte dos casos, incremento da pressão hidrostática além do valor do projecto, mas já pode interessar a determinação de coeficiente de segurança respeitante à subpressão. Em regra, são as condições de fundação que se apresentam menos bem definidas e portanto é a determinação de coeficientes de segurança relativos aos parâmetros definidores da resistência do maciço de fundação que tem mais interesse para o julgamento da segurança. Assim, por exemplo, se a segurança duma barragem abóbada em relação à rotura for apreciada em modelo mediante o incremento da intensidade da pressão hidrostática, nas zonas da fundação em que o efeito do peso da barragem não seja relevante a direcção da força aplicada pela barragem poderá sofrer somente pequena variação no decorrer do ensaio donde pode resultar a situação de o modelo conduzir a um coeficiente de segurança muito elevado e no entanto a estrutura estar na iminência da rotura, uma vez que a força aplicada faça

com a normal à fractura contínua que existe na fundação ângulo pouco inferior ao ângulo de atrito. Tal ensaio pode pois ser enganador e o que interessa em regra será conduzir ensaio em que seja reduzido o valor do ângulo de atrito da fractura (Rocha, 1967).

Do que se disse conclui-se não fazer em regra sentido procurar caracterizar a segurança através de um só coeficiente, como por vezes se pensa. Mesmo no respeitante somente ao enfraquecimento da resistência do maciço de fundação haverá em regra que considerar dois coeficientes de segurança independentes, um para a coesão e outro para o coeficiente de atrito, a não ser que seja conhecida relação entre estes dois parâmetros, caso em que haverá um só coeficiente de segurança independente (Rocha, 1964a).

De um modo geral, tal como é frisado no Relato Geral, ao apreciar-se a segurança pode considerar-se a variação de cada parâmetro independentemente, mantendo em regra para os restantes os valores do projecto, ou a variação simultânea de diversos parâmetros, o que implica a determinação para esses parâmetros de conjuntos de valores que correspondem a rotura, e portanto de conjunto de valores de coeficientes de segurança. Na escolha do caminho a seguir é necessário que o projectista tenha em consideração a natureza física dos parâmetros e as condições de cada obra, notando-se que o valor do coeficiente de segurança a exigir a dado parâmetro diminui com o aumento do número de parâmetros associados, em virtude de diminuir a probabilidade de ocorrência simultânea de valores desfavoráveis dos parâmetros.

O problema da fixação dos valores dos coeficientes de segurança é muitíssimo delicado em todos os tipos de construções mas não pode ser evitado, pois a segurança de dada obra projectada tem de ser julgada. O problema assume especial delicadeza no caso de barragens em virtude do elevado número de parâmetros em jogo, de as condições variarem em regra bastante de local para local, em especial no respeitante a condições de fundação, e ainda de se dispor de muito pouca informação sobre acidentes, o que resulta afinal de a grande responsabilidade envolvida ter sempre aconselhado a adopção de muito amplas margens de segurança. No art. 4.6 será discutida a fixação de valores para os coeficientes de segurança.

4.5 – *Técnicas de ensaio. Efeito escala*

Ao pretender-se fazer a caracterização da resistência ao corte dos ma-

ções de fundação luta-se não só com a dificuldade, atrás referida, de conduzir ensaios representativos mas também com uma outra: a da distribuição das tensões normais e tangenciais na peça ensaiada. Na verdade, a caracterização devia, em princípio, ser feita sob estados de tensão uniforme, por exemplo ensaios triaxiais, mas a realização de tais ensaios só é viável sobre peças de dimensões muito limitadas, donde resulta que a caracterização tem em regra de ser feita mediante ensaios de corte, em laboratório ou *in situ*. Nestes ensaios as distribuições das tensões normais e tangenciais afastam-se muito da uniforme e além disso são muito influenciadas pelas condições de execução dos ensaios, em particular pela rigidez das peças de transmissão das forças à amostra em ensaio. Tal é bem evidenciado pelos resultados da Fig. 18, obtidos pelo método dos elementos finitos, respeitantes à acção da força tangencial T – de grandeza que determina na superfície AB tensão tangencial média unitária – aplicada por montagem com a geometria indicada, sendo as espessuras do material ensaiado e das peças de aplicação das forças consideradas iguais; as curvas referem-se aos valores 1 , $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{100}$ da relação, $\frac{E}{E'}$, entre os módulos de elasticidade do material ensaiado e do material das peças de transmissão das forças. Acresce que, apesar da grande importância prática que tem, encontra-se por esclarecer o problema do grau de influência da referida não

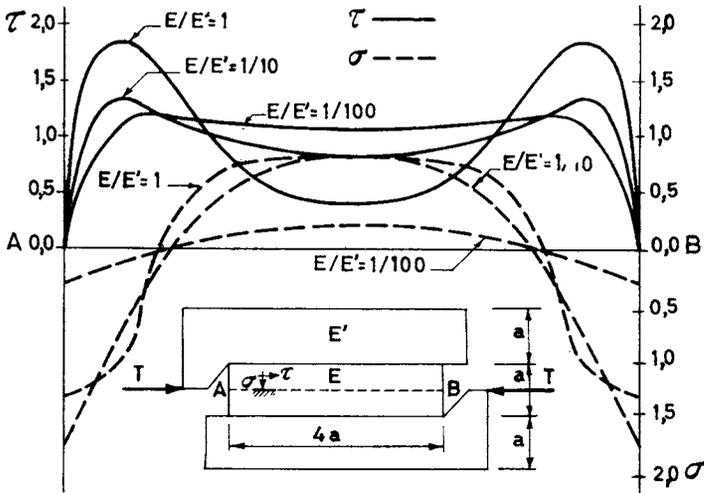


Fig. 18 – Distribuição de tensões em ensaio de corte

uniformidade de distribuição de tensões na resistência global, isto é, no valor da força tangencial de corte, mesmo nos casos limites simples de rotura por fractura pré-existente ou somente por rocha.

Deste modo, mesmo que se disponha de caracterização da resistência ao corte sob estados de tensão uniformes não se sabe como utilizar os resultados, uma vez que nas fundações os estados de tensão não são uniformes. Daqui tiro conclusão que considero importante: enquanto não se encontrar esclarecido o problema da influência da distribuição de tensões, em vez de procurar modificar a técnica de ensaio de corte com vista a conseguir distribuições que se aproximem da uniformidade é preferível submeter a peça em ensaio a distribuição de tensões que simulem as ocorrentes na fundação, passando o ensaio de corte a ser encarado como um ensaio em modelo. Nota-se que a não uniformidade contribui para reduzir o valor da resistência e portanto ensaios realizados sob estados de tensão uniformes conduzem a resultados que não se encontram do lado da segurança.

De acordo com o que foi dito no art. 4.4, a caracterização da resistência do maciço rochoso deve ser feita a partir da força tangencial máxima, T_{\max} , verificada no ensaio de corte e não da resistência residual. Supondo que se verifica a relação linear $T_{\max} = K + N \operatorname{tg} \Phi$, sendo N a força normal aplicada no ensaio, se se designar por A a área da superfície de corte, vem $\tau_{\max} = c + \sigma \operatorname{tg} \Phi$, onde $c = \frac{K}{A}$, e τ_{\max} e σ são as tensões tangencial e normal médias na superfície de corte; as constantes c e Φ dependem das distribuições de tensões na superfície de corte. Uma vez que se admita que estas distribuições simulam as ocorrentes na fundação da barragem, é também válida para esta a expressão que se acaba de escrever.

Desde que a tensão tangencial média, τ , ao longo da superfície potencial de rotura da barragem seja inferior a τ_{\max} não se verificará rotura por corte e a segurança, como foi referido no art. 4.4, deve em regra ser apreciada a partir da consideração do enfraquecimento da resistência do maciço de fundação. Se for $\tau = \frac{1}{n} c + \frac{1}{n_1} \sigma \operatorname{tg} \Phi$, n e n_1 serão valores dos coeficientes de segurança relativos à coesão e ao coeficiente de atrito.

Quanto à montagem de ensaio, as peças que transmitem as forças devem possuir a rigidez que simule a rigidez da barragem de betão, devendo notar-se que uma menor rigidez das peças conduzirá a uma distribuição de tensões que se afastará mais de uniforme e portanto a valores de resistência do lado da segurança. Nos ensaios *in situ* em regra de peças com 70 x 70 cm, usamos a mon-

tagem da Fig. 19 na qual as forças N e F são transmitidas por meio de peça de betão armado. À força F que provoca a rotura é dada certa inclinação a fim de facilitar a sua aplicação.

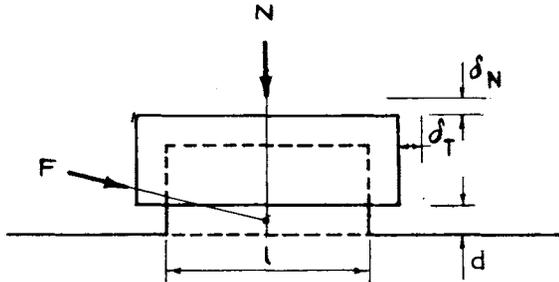


Fig. 19 – Ensaio de corte in situ

Um aspecto da montagem que consideramos importante é o valor da espessura d da camada ensaiada. O valor de d a adoptar deve ser grande em face do espaçamento de fracturas cuja influência se deseje ter em consideração (Fig. 17) e das dimensões dos elementos diferenciados que constituem a rocha, pois de outro modo obter-se-ão valores da resistência que não se encontram do lado da segurança. Na verdade, na barragem é mais fácil a mobilização de fracturas e a consequente diminuição da resistência e, por outro lado, elementos da estrutura da rocha, por exemplo duma brecha, podem contribuir no ensaio para aumentar a resistência, sem que tal tenha contrapartida na fundação.

É corrente fazer a determinação das componentes normal e tangencial δ_N e δ_T , dos deslocamentos no decorrer de ensaios de corte, em laboratório e *in situ* (Fig. 19). Contudo, deseja-se chamar a atenção para o significado dos resultados, pois que, tal como são feitas em regra as medições, os valores obtidos são influenciados pela deformabilidade de todo o sistema, não sendo muitas vezes legítimo adoptá-los para caracterizar quer a deformabilidade de fracturas quer a de rochas. É aconselhável empreender essa caracterização através de medições adequadas nas faces laterais da camada de espessura d submetida a ensaio. Encarado o ensaio como um modelo, a partir dos valores de δ_N e δ_T medidas pode fazer-se uma previsão grosseira dos deslocamentos que ocorrerão na barragem, para valores iguais das tensões normal e tangencial médias. Como a situação que se verifica na fundação da barragem corresponde a $d = 0$, essa previsão conduzirá a valores por excesso.

Quanto ao problema da influência das dimensões das peças ensaiadas sobre os resultados obtidos, isto é, ao efeito escala, ele põe-se tal como em relação à deformabilidade (Fig. 10). No caso em consideração do ensaio de corte é necessário que a espessura d da camada ensaiada seja tal que possa conter a banda de material que tende a ser destruído, devendo por outro lado a dimensão l (Fig. 19) ser grande em face de d . Portanto, o que comanda a fixação das dimensões a exigir às peças a ensaiar é o grau de irregularidade esperado da zona de rotura e são as dimensões dos fragmentos de rocha que se formam.

Deste modo, a caracterização da resistência ao corte de rochas homogêneas pode em regra ser feita mediante ensaios de peças com dimensão l inferior a cerca de 20 cm, os quais podem ser executados em laboratório. Porém em muitos casos com importância prática, como rochas constituídas por elementos de grandes dimensões, por exemplo brechas e conglomerados, rochas exibindo acentuada heterogeneidade, em particular vinculada a fissuração ou alteração, ou ainda zonas falhadas e posteriormente cimentadas, a caracterização tem de ser feita sobre peças com dimensões tais que exigem ensaios *in situ*.

Quanto à determinação da resistência ao corte de diaclases e de discontinuidades, como superfícies de xistosidade e contactos entre estratos, é possível na maior parte dos casos realizá-la em laboratório. Segundo a experiência do LNEC, é muito frequente os ângulos de atrito de diaclases determinadas em laboratório, sobre peças com dimensões inferiores a 20 cm, e *in situ*, em secções com 70 x 70 cm, não diferirem mais de 3°. Os valores mais baixos, isto é, do lado da segurança, são em regra os obtidos em laboratório, em virtude de nas peças ensaiadas não estarem representadas certas ondulações mais acentuadas. Compreende-se, porém, que mesmo em relação a fracturas e discontinuidades se possam verificar condições que aconselham ou exijam mesmo ensaios *in situ*. Além de ondulação acentuada, refere-se o caso de certas fracturas relevantes cujo comportamento é influenciado por alteração da rocha na sua vizinhança.

4.6 – Atribuição de valores à resistência ao corte e aos coeficientes de segurança

Tal como em relação à deformabilidade, também a caracterização da resistência ao corte deve iniciar-se pelo zonamento do maciço rochoso, com base em

toda a informação de que se disponha, pondo-se depois o problema da atribuição de valores que caracterizam cada zona.

A primeira questão que se levanta é a do tipo de mecanismo de rotura a considerar: ao longo de fractura, através da rocha ou mecanismo intermédio, conforme art. 4.2. Como a adopção de mecanismo de rotura por fractura contínua não oferece muitas vezes a necessária segurança, é corrente impor-se a inspecção visual, especialmente em galerias, das fracturas do maciço a fim de verificar-se se pode ter em consideração contribuição da rocha para a resistência ao corte e em que medida. A inspecção em galerias tem também por vezes interesse para averiguar a possibilidade de considerar a contribuição, para a resistência ao corte de fracturas, de ondulação não representada nas peças submetidas a ensaio.

Uma vez adoptado um dado mecanismo de rotura e realizados ensaios, em laboratório e (ou) *in situ*, para a caracterização da resistência ao corte de fracturas e (ou) da rocha, põe-se o problema do tratamento adequado a dar aos resultados obtidos. Dois caminhos se apresentam: ou fazer a caracterização por meio de valores médios ou de valores correspondentes a uma pequena probabilidade de rotura, devendo adoptar-se concomitantemente diferentes coeficientes de segurança (Rocha, 1964a). Este segundo caminho – que tem a virtude de permitir a atribuição aos coeficientes de segurança de valores independentes da dispersão da resistência – é o seguido presentemente no cálculo em relação à rotura do betão armado, caracterizando-se a resistência do betão à compressão pelo valor correspondente ao quantilho de 5%, isto é, por valor que tem a probabilidade de 95% de ser excedido, o qual é designado valor característico.

Impõe-se que seja adoptado na mecânica das rochas um dado procedimento para a caracterização da resistência, pois na situação presente a atribuição, em cada caso, de valores a parâmetros tais como a coesão e o ângulo de atrito é feita por critérios subjectivos, e bastante diversos, sendo pois muito precária a significação dos resultados. A meu ver, a caracterização devia ser feita por via estatística, por exemplo a partir do quantilho de 5%, de tal modo a conhecer-se, para cada valor de tensão normal, o valor característico da tensão tangencial de rotura. A adopção de tratamento estatístico tem o grande mérito de exigir uma caracterização mais cuidada do que é habitual, o que se me afigura muitas vezes necessário, considerada a elevada dispersão da resistência, e tanto mais quanto maior é a responsabilidade implícita na fixação de valores, quer no plano da segurança quer no da economia dos empreendimentos.

No caso de o número de ensaios não permitir tratamento estatístico a caracterização terá de ser feita somente a partir de valores médios das grandezas observadas.

Quando a caracterização, quer de fracturas e outras discontinuidades quer da rocha, pode ser feita mediante ensaios em laboratório (art. 4.5) não se levantam em regra dificuldades para ser realizado número de ensaios que permita tratamento estatístico. Na Fig. 20 apresentam-se as curvas de distribuição dos resultados do ensaio em laboratório de 175 amostras de diaclases, obtidas a partir de tarolos de sondagem, ensaiadas sob tensões normais de 6 kg/cm^2 ($0,6 \text{ MPa}$) e 31 kg/cm^2 ($3,1 \text{ MPa}$); trata-se do maciço sedimentar da barragem de Cambambe, Angola. Como se vê, as distribuições podem ser consideradas normais e a dispersão cresce com o valor da tensão normal, não atingindo contudo a proporcionalidade. A partir das curvas normais ajustadas às distribuições experimentais, obtidas para cinco valores da tensão normal, traçaram-se as rectas de Coulomb da Fig. 21, correspondentes aos valores médios da resistência e ao quantilho de 5%, sendo de destacar o perfeito alinhamento dos pontos. Como é óbvio, a caracterização estatística não implica relação linear entre as tensões normal e tangencial de corte.

No caso de a caracterização da resistência impor ensaios *in situ*, o tratamento estatístico dos resultados exige número de ensaios superior ao que é corrente executar, mas considero que muitas vezes tal é o caminho aconselhável,

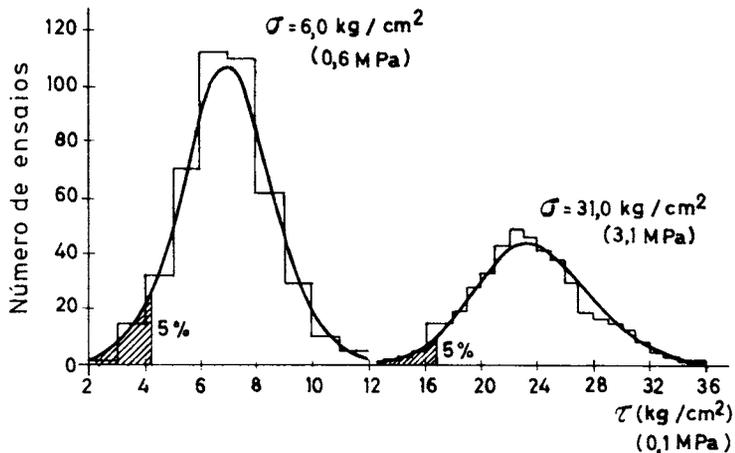


Fig. 20 – Distribuição da resistência ao corte de diaclases

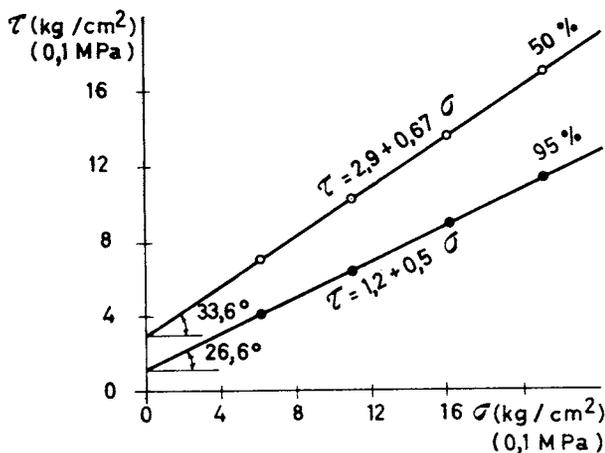


Fig. 21 – Rectas de Coulomb correspondentes a diferentes probabilidades de rotura

notando-se que é viável pois bastará dispor dos resultados do ensaio de uma a duas dezenas de blocos para cada zona em que o maciço foi dividido. Tal como em relação à deformabilidade, também é conveniente procurar estabelecer correlações entre os resultados de ensaios de corte *in situ* e índices de qualidade, a fim de ser feita judiciosa selecção dos locais a ensaiar que permita reduzir o número de ensaios. No respeitante à resistência da rocha poderão considerar-se, por exemplo, os índices mencionados em relação com a deformabilidade.

Quanto à caracterização da resistência ao corte a partir da consideração de certo quantilho, como a dispersão diminuirá com a dimensão da área de corte conclui-se que o valor obtido se encontra do lado da segurança, dada a pequenez das áreas de ensaio em face das áreas de fundação, enquanto que o valor médio da resistência será independente da área, uma vez que o número de ensaios seja suficientemente grande e as amostras representativas, em particular da ondulação no caso de diaclases.

A definição de uma metodologia a seguir na caracterização da resistência – a qual em rigor deve mesmo incluir a normalização dos ensaios, em especial as dimensões das peças a ensaiar – é condição básica para se poder atribuir valores aos coeficientes de segurança respeitantes ao enfraquecimento do maciço de fundação. A experiência tem sugerido a adopção de certos valores dos coeficientes de segurança para a coesão e para o coeficiente de atrito, mas a situação

presente é muito fluida, em especial por carência da referida metodologia. A meu ver a SIMR devia estabelecer doutrina sobre esta matéria.

Quanto ao coeficiente de atrito, $\text{tg } \emptyset$, dada a pequena dispersão que em regra exhibe, é corrente a adopção de valores de 1,5 a 2 para o coeficiente de segurança, n_1 , isto é, a aceitação de que se dê rotura para um coeficiente de atrito de valor $\frac{1}{1,5 \text{ a } 2} \text{tg } \emptyset$, uma vez que não se tenha a coesão em consideração. Penso que se a resistência for definida a partir do quantilho de 5% não se justificará em regra tomar valores superiores a 1,5.

Quando se tem em consideração a coesão é comum a adopção para esta de coeficientes de segurança, n_1 , de 3 a 5. Na verdade, tal como se verifica na Fig. 21, à medida que decresce a tensão normal a variação relativa dos valores da resistência ao corte aumenta, o que impõe a adopção para a coesão de coeficiente de segurança de valor superior ao do coeficiente de atrito. Considero também que deverá ser adoptado valor baixo, por exemplo 3, quando a caracterização for feita a partir do quantilho de 5%. Isto se tiverem sido realizados ensaios sob tensões normais suficientemente baixas para poder ser feita adequada caracterização do trecho inicial da curva de Coulomb.

Na situação presente – que não se modificará em futuro próximo – a atribuição de valores aos coeficientes de segurança exige, para cada caso, um muito cuidado julgamento dos numerosos factores a ter em atenção de modo a ser reunida a evidência de que a resistência média global do maciço rochoso não pode ser inferior a $\frac{c}{n} + \frac{1}{n_1} \sigma \text{tg } \emptyset$. A necessidade de tal julgamento ir-se-á atenuando à medida que se for avolumando a experiência da utilização de dados valores dos coeficientes de segurança, aplicados a valores bem definidos das propriedades do maciço.

5 – ESTADO DE TENSÃO INICIAL DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

Em virtude da dificuldade que tem existido de determinação do estado de tensão inicial dos maciços rochosos o engenheiro tem-o ignorado na solução da maior parte dos problemas. No entanto, como começa a dispor-se de técnicas adequadas, essa determinação deve passar a fazer parte dos programas de caracterização dos maciços.

No respeitante às fundações das barragens de betão o conhecimento do estado de tensão inicial tem especial interesse em relação ao comportamento das cortinas de impermeabilização e drenagem, e à abertura das fundações.

Quanto às cortinas levanta-se muitas vezes o problema de o seu funcionamento poder ser prejudicado por fracturação resultante das tracções que em regra se desenvolvem no maciço, na vizinhança do pé de montante da barragem. A discussão desse problema exige a consideração do estado inicial de tensão pois que este sobrepor-se-á às referidas tensões de tracção, desaparecendo ou atenuando-se o risco de fracturação.

No que se refere à abertura das fundações, quando o estado de compressão inicial paralelo à superfície do maciço é elevado podem dar-se roturas por corte interceptando a superfície dos taludes, as quais assumem especial relevância no caso de a barragem vir a apoiar-se em zona cortada, como pode acontecer, por exemplo, quando há escavação a juzante da barragem para instalação de central eléctrica. O conhecimento do estado de tensão inicial pode levar a modificar o projecto ou a tomar certas precauções na condução dos trabalhos de escavação. Isto mesmo se diz em relação ao conhecido fenómeno do destaque de camadas no fundo de escavações, quando o estado de tensão de compressão é elevado.

Para a determinação do estado de tensão inicial dos maciços de fundação temos usado nos últimos anos, com resultados muito promissores, técnica que permite a determinação das seis componentes do estado de tensão mediante medições num só furo de sondagem (Rocha, Silvério, 1969).

6 – CONCLUSÃO

Como conclusão geral, deseja frisar-se que existem hoje largas possibilidades de estudo dos maciços de fundação e de consideração das suas características no dimensionamento das barragens de betão. Essas possibilidades não são contudo muitas vezes devidamente aproveitadas, em grande parte por se tratar de desenvolvimentos relativamente recentes, o que determina por vezes a rejeição da solução barragem de betão, invocando razões de economia ou de segurança. Em especial insisto na necessidade de um conhecimento mais aprofundado do que é habitual da estrutura do maciço, em particular da sua fracturação (Cap. 2).

Quanto à caracterização da deformabilidade, ela pode hoje fazer-se de maneira satisfatória (Cap. 3), sendo oportuno frisar que as barragens de betão podem ser fundadas sobre maciços com deformabilidade mais elevada do que é muitas vezes considerada aceitável.

É na caracterização da resistência (Cap. 4) que se encontram dificuldades sérias, resultantes da carência de conhecimentos sobre os mecanismos de rotura dos maciços rochosos e da dificuldade de ensaiar amostras com dimensões representativas. Considera-se que, em muitos casos, se impõe levar mais longe do que é habitual a caracterização da resistência ao corte e exprimi-la em termos estatísticos.

Finalmente, refere-se o interesse de passar a ser incluída nos programas de estudo dos maciços de fundação a determinação do seu estado de tensão inicial (Cap. 5).

Agradecimento

O autor agradece ao pessoal do LNEC, especialmente das Divisões de Fundações Rochosas, de Obras Subterrâneas, e de Prospeção, o seu valioso apoio na preparação do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ESTEVES, J. M. - "Application of Apparent Electrical Resistivity Maps to the Study of Dam Sites", Proc. 1st Int. Cong. of the Int. Assoc. of Engg. Geol., Paris, 1970.
- DUFFAUT, P., and LAKSHMANAN, J. - "Les mesures de déformabilité à la paroi du massif rocheux. Quelques développements récents", Travaux, Nov. 1965.
- ROCHA, M. - "Dimensionnement expérimental de constructions", Annales de l'Inst. Tech. du Bât. et des Trav. Publ., N.º 235, 1952.
- ROCHA, M. - "Conditions de similitude dans l'étude sur modèle de problèmes de mécanique du sol", Annales de l'Inst. Tech. du Bât. et des Trav. Publ., N.º 86, 1955.
- ROCHA, M. - "Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dams", Trans. 8th Int. Cong. on Large Dams, Edimburgo, 1964.
- ROCHA, M. - "Some Problems on Failure of Rock Masses", Rock Mech. and Engg. Geol., Supplement I, 1964 (a).
- ROCHA, M., SILVEIRA, A., GROSSMANN, N. and OLIVEIRA, E. - "Determination of the Deformability of Rock Masses along Boreholes", Proc. 1st Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Lisboa, 1966.
- ROCHA, M. - "Rock Mechanics in Portugal", Proc. 1st Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Lisboa, 1966, vol. III.
- ROCHA, M., SILVEIRA, A., AZEVEDO, M. C. and LOPES, J. B. - "Influence of a Very High Deformability of the Foundation on the Conception and Behaviour of an Arch Dam", Rep. 28, Question 32, Trans. 9th Int. Cong. on Large Dams, Istambul, 1967.

- ROCHA, M., – “Contribution to the discussion of Question 32”, Trans. 9th Int. Congr. on Large Dams, Istambul, 1967.
- ROCHA, M., SILVÉRIO, A. – “A New Method for the Complete Determination of the State of Stress in Rock Masses”, Géotechnique, Vol. 19, N^o. 1, 1969.
- ROCHA, M. and SILVA, J. N. – “A New Method for the Determination of Deformability in Rock Masses”, Proc. 2nd Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Belgrado, 1970.
- ROCHA, M., SILVEIRA, A., RODRIGUES, F. P. SILVERIO, A. and FERREIRA, A. – “Characterization of the Deformability of Rock Masses by Dilatometer Tests”, Proc. 2nd Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Belgrado, 1970.
- ROCHA, M. – “A Method of Integral Sampling of Rock Masses”, Rock Mechanics, Vol. 3/1, 1971.
- ROCHA, M. and BARROSO, M. – “Some Applications of the New Integral Sampling Method in Rock Masses”, Rock Fracture Symposium, Int. Soc. for Rock Mech., Nanci, 1971.
- ROCHA, M. and FRANCISS, F. – “Contribution to the discussion of Theme 1”, Int. Symp. on Percolation Through Fissured Rock, Estugarda, 1972.
- TIMOSHENKO, S. and GOODIER, J. N. – “Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Co., 1951.
- WALLACE, G. B., SLEBIR, E. J. and ANDERSON, F. A. – “In Situ Methods for Determining Deformation Modulus Used by the Bureau of Reclamation”, ASTM Special Technical Publication 477, 1970.