

MODELAÇÃO DE ENROCAMENTOS*

Rockfill Modelling

por

A. Veiga Pinto**

RESUMO — Os materiais de enrocamento não podem ser ensaiados à escala natural devido à dimensão dos fragmentos rochosos. Deste modo subsiste a dúvida da representatividade dos resultados laboratoriais obtidos da modelação destes materiais.

O presente trabalho visa contribuir para a resposta a esta questão.

Dos assuntos tratados analisa-se, em particular, qual a dimensão mínima das amostras que deve ser ensaiada em laboratório, quais os parâmetros a ter em conta na modelação dos materiais de enrocamento, quais os erros e respectivas correcções na caracterização mecânica destes materiais reduzidos a uma certa escala e qual o efeito da modelação de amostras em diferentes estados de compacidade, teor em água e alteração dos fragmentos rochosos.

O desenvolvimento do trabalho é apoiado em ensaios de compressão unidimensional e de corte em compressão triaxial de materiais de enrocamento ensaiados com dimensões reduzidas cerca de 6, 16 e 30 vezes relativamente às do protótipo.

Para além da quantificação da influência dos parâmetros atrás referidos no comportamento dos enrocamentos, os resultados laboratoriais confirmam que a fracturação é o mecanismo que mais condiciona a reologia deste tipo de materiais.

SYNOPSIS — Rockfill material cannot be tested in a natural scale because of the particle size. So there are doubts concerning the accuracy of the laboratory results obtained by the modelling of this material.

The main purpose of this work is to contribute to the answer of this question.

The minimum size sample that may be tested in laboratory, the parameters used in modelling rockfill materials, the quantitative influence on engineering properties of granular materials tested in a size smaller than the prototype, and the effects of modelling the samples in different conditions of relative density, water content and weathering, are analysed.

The study is supported on one-dimensional compression and triaxial tests of rockfill materials with sizes reduced to about 6, 16 and 30 times those of the prototype.

Besides the influence of the parameters referred to the laboratory results confirmed that particle breakage is the mechanism that more strongly affects the behaviour of this type of material.

* Trabalho baseado na dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos

** Assistente de Investigação do LNEC

1 — INTRODUÇÃO

1.1 — *Generalidades*

Embora não sendo uma solução tecnologica recente, os materiais de enrocamento têm tido uma utilização crescente nos últimos anos, principalmente na construção de barragens, vias de comunicação, obras portuárias e aeroportos.

Por exemplo, no caso de barragens, a preferência acentuada, a nível mundial, na utilização de materiais de enrocamento parece dever-se ao:

- decréscimo dos locais onde é possível implantar barragens com fundações suficientemente rígidas, que permitam as tradicionais soluções em betão;
- acentuado desenvolvimento de equipamento, o qual permite elevados rendimentos na extracção, transporte, colocação e compactação de materiais soltos;
- volume de solo de fracção fina necessário para a construção duma barragem de terra ser superior ao existente nas imediações do local da obra;
- custo inflacionário do betão posto em obra;
- desenvolvimento de técnicas laboratoriais de caracterização mecânica dos materiais de enrocamento.

Em 1958 construiu-se em Portugal a barragem de Paradela, com 110 m de altura. Nessa data era a barragem de enrocamento mais alta a nível mundial. Após dois anos da sua construção, e devido a ter-se verificado um comportamento estrutural não totalmente satisfatório, os projectistas (Fernandes *et al.*, 1960) consideraram que:

«É de todo o interesse a realização de ensaios sobre a pedra dos enrocamentos das grandes barragens construídas por processos comparáveis de forma a averiguar a influência das características da pedra nos assentamentos dos enrocamentos e permitir assim mais seguras previsões dos deslocamentos da cortina.»

Começava assim a tornar-se necessário, não só em Portugal, mas também noutros países, a caracterização mecânica dos materiais de enrocamento.

Pode considerar-se que foi passados poucos anos, meados da década de 60, que se realizaram os primeiros ensaios laboratoriais de materiais de enrocamento a nível mundial.

Até essa data, o comportamento mecânico dos materiais de enrocamento era interpretado como idêntico ao dos solos arenosos, mais fáceis de ensaiar devido à dimensão das partículas. No entanto, tem-se verificado experimentalmente que o comportamento fenomenológico dos materiais de enrocamento é substancialmente diferente do das areias, sobretudo porque os fragmentos de rocha exibem elevada

fracturação na resposta às solicitações, como o prova a variação da granulometria destes materiais, antes e após os ensaios.

Os materiais de enrocamento não podem geralmente ser ensaiados à escala natural.

Até hoje, a máxima dimensão das partículas de materiais de enrocamento ensaiada foi de 260 mm (Fumagalli, 1969).

A impossibilidade de realização de ensaios com amostras do protótipo conduziu a situações alternativas em que os elementos rochosos dos provetes laboratoriais são reduzidos a uma certa escala. Pode dizer-se, nesse caso, que houve uma modelação dos materiais de enrocamento.

No entanto, subsiste a questão de saber quais as limitações e consequentemente qual a fiabilidade da caracterização mecânica de materiais de enrocamento, inferida a partir de ensaios laboratoriais de amostras modeladas.

O objectivo essencial deste trabalho é dar uma resposta à questão anteriormente formulada, isto é, efectuar uma análise crítica sobre as consequências da caracterização mecânica dos materiais de enrocamento não ser efectuada à escala natural.

Essa análise será apoiada na interpretação dos resultados de ensaios laboratoriais de amostras com partículas de dimensões reduzidas cerca de 6, 16 e 30 vezes relativamente às do protótipo. Procurou-se definir quais os efeitos resultantes da dimensão das partículas dos materiais granulares nas características de resistência e de deformabilidade em materiais com diferentes estados de alteração, compacidade e teor em água.

2 — VIAS DE ANÁLISE DO EFEITO DA MODELAÇÃO DE MATERIAIS DE ENROCAMENTO

2.1 — *Análise teórica-dedutiva*

O efeito da modelação dos materiais de enrocamento pode ser tratado dum modo dedutivo pela consideração da influência da dimensão das partículas nas forças de contacto e na resistência ao esmagamento dos fragmentos rochosos.

Hertz (Timoshenko e Goodier, 1951) verificou que a tensão máxima, σ_m na zona de contacto entre duas partículas é expressa por:

$$\sigma_m = 0,388 (PE^2 \frac{(R_1 + R_2)^2}{R_1^2 + R_2^2})^{1/3} \quad (2.1)$$

em que R_1 e R_2 são os raios de curvatura dos dois pontos em contacto, P é a força de compressão actuante entre eles e E o módulo de elasticidade do material.

Se os raios de curvatura das partículas nos dois pontos de contacto são iguais estão a eq. (2.1) reduz-se a

$$\sigma_m = 0,388 \left(\frac{4 P E^2}{R^2} \right)^{1/3} \quad (2.2)$$

em que R é o raio de curvatura de cada uma das partículas em contacto.

Se as duas partículas são esféricas então o raio de curvatura deverá ser igual a metade do diâmetro D da esfera e deve obter-se:

$$\sigma_m = 0,388 \left(\frac{16 P E^2}{D^2} \right)^{1/3} \quad (2.3)$$

Para um arranjo cúbico de esferas sujeitas a uma tensão axial σ a força de contacto em cada esfera deve ser expressa por σD^2 donde a eq. (2.3) ficará igual a:

$$\sigma_m = 0,388 (16 \sigma E^2)^{1/3} \quad (2.4)$$

isto é, a tensão máxima de contacto entre esferas é independente do diâmetro das mesmas se elas exibirem um comportamento perfeitamente elástico.

Bishop (1965) embora tivesse admitido a validade da eq. (2.4) considera que é uma grosseira simplificação utilizá-la em modelos de amostras de enrocamento pois que não se tem em conta a forma e a resistência das partículas individuais, bem como o efeito do confinamento das outras partículas. Referiu ainda que se obteve alguma fracturação em ensaios de compressão triaxial de uma areia monogranular para tensões de confinamento tão baixas como 300 kN/m² (Bishop e Green, 1965) e considerável fracturação para tensões de confinamento de 3500 kN/m² (Bishop, Webb e Skinner, 1965). Fez notar ainda que, as características de resistência das partículas individuais têm mais influência na fracturação do que a sua dimensão.

Baseando-se também na eq. (2.4) Lowe (1964) concluiu que a tensão máxima nos pontos de contacto não depende da dimensão das partículas.

A partir desta ilação utilizou pela primeira vez a técnica das curvas laboratoriais homotéticas para prever as características de resistência e deformabilidade do enrocamento da barragem de Shimen.

No entanto, alguns autores, como Marsal (1965a), não estão de acordo com a eq. (2.4). Admitem que nos solos reais os raios de curvatura R nos pontos de contacto entre partículas devem ser consideravelmente inferiores aos diâmetros D das mesmas e que a relação D/R deve variar entre vastos limites. Assim σ_m não deve ser independente da dimensão dos fragmentos de rocha, mas sim uma função de $(D/R)^2$.

Marsal (1965b) considerou ainda que as componentes das forças de contacto entre partículas dum meio granular têm provavelmente uma distribuição aleatória, variando de ponto para ponto de contacto. Admitindo distribuições estatísticas normais para as forças de contacto aquele autor obteve expressões para calcular a força de contacto média e o desvio padrão dum conjunto de partículas solicitadas por uma dada tensão.

Com base em cálculos efectuados para diferentes solos, Marsal (1965b) refere que amostras granulares uniformes solicitadas a uma tensão hidrostática de 100 kN/m^2 têm as seguintes forças de contacto médias entre partículas:

areia média	1 gf
cascalho	1 kgf
enrocamento ($D = 700 \text{ mm}$)	1 tf

A partir dos valores das forças de contacto médias de enrocamentos, calculados de acordo com as considerações teóricas de Marsal, e a partir doutros dados bibliográficos, Maranha e Veiga Pinto (1977) concluíram que a força de contacto médio entre partículas obedece aproximadamente a uma lei do tipo:

$$\bar{P} = aD^b \quad (2.5)$$

em que $a \cong 3,8 \text{ gf mm}^{-b}$ e $b = 2,04$

Penman (1971) utilizou uma expressão empírica semelhante para a força de contacto entre partículas:

$$P = k_1 \sigma D^2 \quad (2.6)$$

e a partir dela deduziu que:

$$\epsilon = k_2^{1/2} \quad (2.7)$$

isto é, que a deformação ϵ dum ponto de contacto entre partículas é independente do diâmetro e só depende do nível de tensão.

No entanto Rzakowski e Zurek (1970) afirmaram que a eq. (2.6) só é válida aproximadamente e obtiveram uma expressão idêntica, do tipo:

$$\epsilon = \sigma^n \sum k D^{2n-1} \quad (2.8)$$

em que a deformação já depende do diâmetro das partículas.

No que refere à resistência ao esmagamento Marsal (1969) concluiu a partir da teoria de Griffith (1921) sobre a formação de fissuras e dos estudos de Joisel (1962) sobre a rotura de esferas submetidas à acção de cargas concentradas, que a resistência ao esmagamento média numa partícula rochosa é do tipo:

$$P_a = \eta D^\lambda \quad (2.9)$$

em que D é a dimensão média dessa partícula e η e λ são parâmetros dependentes do material.

Para determinação do valor de P_a , Marsal propôs um ensaio em que 3 partículas de dimensões aproximadamente iguais são colocadas entre duas placas de aço e solicitadas até à cedência de uma delas.

Dividindo a carga axial de rotura pela soma do menor número de contactos com cada uma das placas obtém-se, por definição, o valor de P_a . De acordo com as teorias de Griffith e Joisel, λ tomará o valor de 1,5, tendo Marsal (1973) obtido valores entre 1,2 e 1,8.

O Quadro 2.1 refere-se à experiência do autor na verificação da eq. (2.9) para diversos materiais.

QUADRO 2.1

Parâmetros da resistência ao esmagamento de diversos materiais

Material	η ($\text{kgf cm}^{-\lambda}$)	λ	Observação	Referência
Calcário	65	1,41	Seco ao ar	Maranha <i>et al.</i> (1977)
Grés	117	1,41	Seco ao ar	Maranha <i>et al.</i> (1977)
Granito	95	1,81	Seco ao ar	LNEC (1981)
Xisto alterado	20	1,66	Seco ao ar	Bon <i>et al.</i> (1980)
Grauvaque alterado	32	1,62	Seco ao ar	Bon <i>et al.</i> (1980)
Grauvaque são	71	1,75	Seco ao ar	A publicar

Comparando as eqs. (2.5) e (2.9) verifica-se que a força de contacto média varia com o quadrado do diâmetro das partículas e a resistência média ao esmagamento é também proporcional à dimensão das partículas, mas para um expoente inferior, pelo que, com o aumento da dimensão dos fragmentos de rocha, as forças de contacto crescem mais que a resistência ao esmagamento (Veiga Pinto, 1979). Nesse caso os materiais de enrocamento reais deverão exibir maior fracturação e consequentemente menor resistência ao corte e maior deformabilidade, do que as amostras laboratoriais com partículas de menor dimensão.

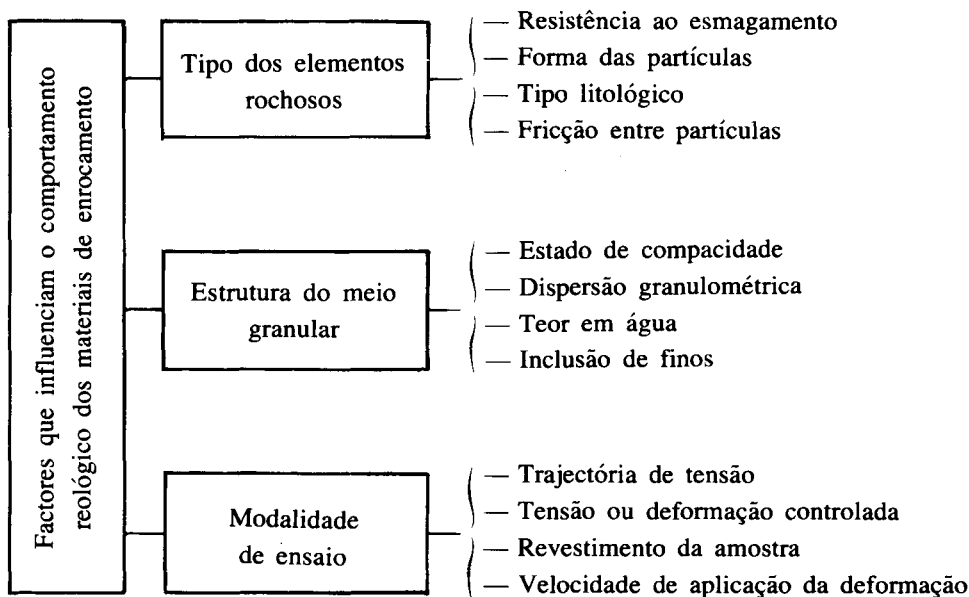
Se os fragmentos rochosos são de elevada resistência então o valor de P_a aproximar-se-á menos de \bar{P} pelo que será de prever, para baixos níveis de tensão, reduzida fracturação nas amostras de enrocamento. No entanto, com o aumento da tensão aplicada, \bar{P} vai aumentando e as forças de contacto devem começar a sobrepor-se à resistência ao esmagamento, pelo que para elevados níveis de tensão o efeito da resistência das partículas esvanesce. Por outras palavras, é de prever que a curvatura da envolvente dos estados de rotura seja mais acentuada nos materiais de enrocamento de elevada resistência.

Esta constatação foi evidenciada experimentalmente por Becker *et al.* (1972). Estes autores referem ainda que para tensões de confinamento superiores a $2,8 \text{ MN/m}^2$ o ângulo de atrito parece não ser influenciado pela resistência das partículas.

2.2 — Análise fenomenológica

Como se viu anteriormente é algo controverso o estudo do efeito de escala efectuado por uma via teórica-dedutiva dado o conjunto de hipóteses que são formuladas *à priori*. Outra via de abordagem é do tipo fenomenológica em que se considera o material como um meio contínuo e se analisa a influência da dimensão das partículas nas características tensão-deformação dos materiais de enrocamento. Esta é a via utilizada no presente trabalho nos capítulos 5 e 6.

O estudo fenomenológico implica que as condições da amostra laboratorial tenham de aproximar-se tanto quanto possível das do protótipo. Veiga Pinto (1979) efectuou uma análise crítica sobre os diversos factores que poderão afectar as características tensão-deformação dos materiais de enrocamento, os quais deverão ser tidos em conta quando da preparação das amostras e condução de ensaios laboratoriais. No organigrama seguinte transcrevem-se os respectivos factores:



Os factores mais influentes nas características tensão-deformação dos materiais de enrocamento parecem ser o nível de tensão (trajectória de tensão), o estado de compacidade e a resistência ao esmagamento dos fragmentos de rocha. O primeiro factor relaciona-se com a força de contacto entre partículas e o segundo com o imbricamento destas.

Quando se provoca uma certa deformação a uma amostra laboratorial verifica-se a rotura de fragmentos de rocha (caso as forças de contacto sejam superiores à sua resistência) ou o deslizamento dumas partículas sobre as outras para novos estados de equilíbrio, ou ambos os fenómenos.

O primeiro caso, que só é evidenciado experimentalmente quando a dimensão das partículas atinge um certo valor, digamos acima duma areia fina, depende do nível de tensão instalado, da resistência dos fragmentos de rocha e do volume específico do material. Em estados de elevada compacidade, quando as forças de contacto dos grãos são inferiores à resistência ao esmagamento, a amostra ao deformar-se exhibe uma elevada dilatação de modo a diminuir a interferência entre partículas, atingindo portanto estados mais soltos em que as forças de contacto aumentam (pelo menor número de partículas numa dada superfície), havendo um eventual acréscimo da fracturação.

Quando a mobilidade das partículas se sobrepõe à fracturação, com fragmentos de rocha de elevada resistência, por exemplo, a probabilidade duma partícula ser obstruída no plano de corte é maior no caso do ensaio de deformação plana do que triaxial, devido à restrição da deformação numa dada direcção horizontal. Desse modo, compreende-se que para um mesmo material os ensaios de deformação plana conduzam a valores de resistência ao corte superiores.

No entanto, para elevados níveis de tensão de confinamento em que a fracturação se sobrepõe ao deslocamento das partículas os resultados dos dois ensaios são bastante aproximados.

Os resultados experimentais de Becker *et al.* (1972), conduzidos em ensaios de deformação plana e compressão triaxial comprovam a teoria exposta. Pretendeu-se, deste modo, evidenciar a importância da fracturação nos materiais de enrocamento, a qual praticamente não existe nos restantes tipos de solos e tomada em consideração, permite interessantes conclusões.

Num meio granular em que a fracturação seja nula, quer devido à resistência dos elementos individuais, quer ao nível de solicitações, poder-se-ão atingir níveis máximos de resistência se houver elevado grau de imbricamento entre partículas.

Suponha-se que se pretende fabricar enrocamentos artificiais para protecção de molhes marítimos, dolos, por exemplo. Se estes tiverem dimensões reduzidas, serão

mais resistentes individualmente para as solicitações actuantes pelo que parece conveniente a forma geométrica adoptada para estes elementos, porque conduz a um elevado imbricamento. No entanto, se os dolos atingirem dimensões apreciáveis, como os utilizados no Porto de Sines (fig. 2.1) com pesos da ordem das 40 tf, talvez a



Fig. 2.1 — *Aspecto dos dolos do molhe de Sines*

forma geométrica dos mesmos não seja a mais recomendável porque a resistência dos elementos individuais não é suficiente para o nível de solicitações. Dever-se-ia nesse caso procurar o fabrico de elementos com uma forma geométrica mais regular. Neste caso, o imbricamento é menor e por isso, bem como pela forma geométrica do elemento atingem-se valores de resistência à fracturação muito maiores.

3 — PARÂMETROS DE FABRICO DAS AMOSTRAS LABORATORIAIS

3.1 — Generalidades

No capítulo 2 referiram-se os factores que influenciam o comportamento reológico dos materiais de enrocamento. Desse modo, na realização de ensaios laboratoriais deve procurar-se que as amostras tenham características próximas das do protótipo.

Assim, um provete com boa reprodutibilidade das condições de campo tem de possuir:

- a) semelhança na granulometria
- b) semelhança no estado de compacidade
- c) semelhança na forma das partículas

Já vimos também que as amostras laboratoriais são ensaiadas com partículas com dimensões mais reduzidas que as do protótipo. Nesse caso têm de ser analisados o efeito da dimensão das partículas e o efeito da dimensão da amostra.

O primeiro caso, refere-se à possibilidade de solos com partículas de dimensão diferente, ensaiados nas mesmas condições, exibirem diferentes resistências ao corte e deformabilidades. É, como já se referiu, o chamado efeito da modelação de enrocamentos.

Por sua vez a influência da dimensão do provete, designada por «efeito de escala» (Fumagalli, 1969) é analisada ensaiando um dado solo na mesma modalidade de ensaio mas com provetes de diferentes dimensões (Holtz e Gibbs, 1956).

Estes autores, assim como Leslie (1963), reconheceram experimentalmente que quando as amostras são suficientemente grandes relativamente à dimensão máxima das partículas não há qualquer influência na resistência ao corte dos enrocamentos. No entanto, se a relação entre o diâmetro da amostra, D_p , e o diâmetro máximo das partículas, $D_{máx}$, é baixa, isto é, com valores menores que 5 e existe uma elevada proporção de partículas de elevada dimensão, há um aumento da resistência ao corte devido à interferência das partículas maiores.

Dos resultados obtidos por Holtz e Gibbs (*op. cit.*) parece poder concluir-se que se a granulometria do provete laboratorial é tal que a proporção das partículas de máxima dimensão é inferior a 30% e a relação de $D_p/D_{máx}$ é maior que 6, não haverá qualquer efeito da dimensão da amostra.

Outros autores, no entanto, têm conduzido ensaios com relações de $D_p/D_{máx}$ inferiores. Assim, por exemplo, Penman (1971) utilizou valores da ordem de 4 e 6 em

amostras bem-graduadas e uniformes, respectivamente. Estes valores devem ser tomados como limites mínimos.

Ao optar por determinadas dimensões do equipamento laboratorial ter-se-á de comparar os custos resultantes da dimensão e processos operativos com a repercussão económica dos efeitos da modelação. Com o aumento da dimensão das amostras os erros diminuem relativamente aos enrocamentos reais mas por sua vez o custo do equipamento aumenta exponencialmente. A solução será obtida procurando um compromisso do ponto de vista técnico-económico.

3.2 — Modelação da granulometria

Como já se referiu, Lowe (1964) utilizou curvas granulométricas paralelas às do protótipo na realização de ensaios laboratoriais de materiais de enrocamento. Neste caso as partículas do protótipo e da amostra laboratorial diferem duma quantidade ΔD igual à diferença entre o diâmetro máximo das partículas do protótipo ($D_{m\acute{a}x}^p$) e o das partículas da amostra ($D_{m\acute{a}x}$). Como se viu este último valor depende do equipamento disponível.

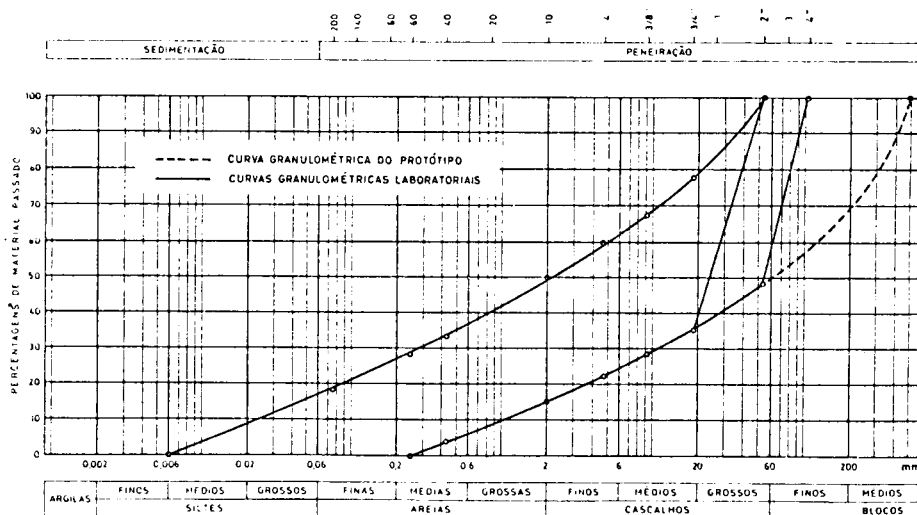


Fig. 3.1 — Diferentes métodos de modelar curvas granulométricas laboratoriais de enrocamentos

Outro método consiste em eliminar as fracções de solo do protótipo superiores a $D_{máx}^p$ e substituí-las por partículas correspondentes a igual peso de material dessa fracção. A fig. 3.1 ilustra os dois métodos referidos.

O primeiro método é mais correntemente utilizado, pois que se a forma das partículas da amostra e do protótipo forem iguais, os volumes específicos, para uma mesma energia de compactação, serão os mesmos na amostra real e na modelada. O segundo método (designado por «scalping» na literatura inglesa) conduz a uma amostra mais uniforme, pelo que os volumes específicos têm tendência a serem superiores aos de campo. Neste caso é recomendável que o diâmetro de inflexão D da curva laboratorial seja superior a D_{60} isto é, $D_{60} < D < D_{máx}$.

Para o caso do material da fig. 3.1, o segundo método parece ser mais recomendável, já que utilizando uma curva granulométrica homotética da do protótipo, o material terá uma quantidade de solo de fracção fina ($< 0,074$ mm) bastante elevada, a qual deve condicionar apreciavelmente o comportamento mecânico da amostra.

3.3 — Modelação do estado de compacidade

O estado de compacidade tem uma elevada influência nas características mecânicas dos materiais de enrocamento. Não existe, no entanto, uniformidade de critérios ao estabelecer regras de semelhança do estado de compacidade entre o modelo e o protótipo.

O índice de vazios foi usado por Fumagalli (1969). Charles (1973) utilizou, no entanto, o peso específico aparente seco como parâmetro quantificador duma dada compacidade, argumentando que relativamente ao índice de vazios, evitava o efeito da variação do peso volúmico das partículas (γ_{dg}).

Becker *et al.* (1972), ao analisar resultados de compressão triaxial de amostras ensaiadas com o mesmo índice de vazios e outras com a mesma densidade relativa concluíram que esta última grandeza parece ser mais recomendável na modelação de amostras laboratoriais porque o efeito da dimensão das partículas é minorado, isto é, o ângulo de atrito tende a diminuir menos com o aumento daquela grandeza, relativamente a utilizar-se o mesmo índice de vazios.

A determinação da densidade relativa depende da técnica de ensaio para obter $\gamma_{dmáx}$ e $\gamma_{dmín}$.

Correia e Veiga Pinto (1979) analisaram os diversos factores que condicionam a determinação laboratorial do peso volúmico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) dos

materiais granulares, por processos de vibração, tendo-se perspectivado um estudo para definir um ensaio padrão para obter, com elevada reprodutibilidade, o $\gamma_{dm\acute{a}x}$.

Um método indirecto de calcular o índice de vazios mínimo é o da utilização de correlações com outros parâmetros de determinação mais expedita.

Verifica-se, por exemplo, que existe uma correlação aproximada entre $e_{mín}$ e $e_{máx}$, para materiais de enrocamento (Veiga Pinto, 1979). Essa lei, expressa na fig. 3.2, foi obtida de vários materiais, com várias granulometrias e diferentes métodos de

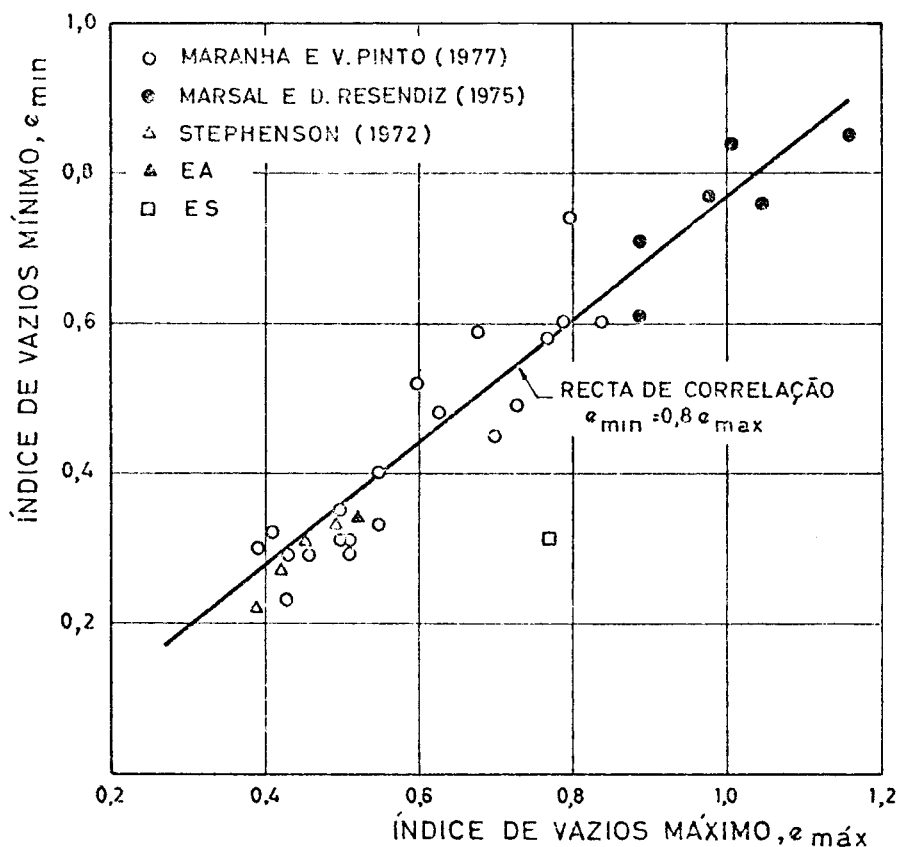


Fig. 3.2 — Correlação entre os índices de vazios mínimo e máximo de materiais de enrocamento (Veiga Pinto, 1979)

compactação, pelo que se pode considerar com elevada generalidade. Adicionou-se ao gráfico os valores obtidos para os materiais estudados neste trabalho, respectivamente,

um enrocamento alterado (EA) e um enrocamento são (ES), os quais serão descritos em (4.1).

3.4 — *Modelação da forma das partículas*

Tem-se considerado (Fumagalli, 1969) que não haverá efeito da forma das partículas, ao ensaiar materiais de enrocamento, se os coeficientes de forma dos fragmentos de rocha das amostras laboratoriais e os das partículas do protótipo forem iguais.

O coeficiente de forma (C_f) é a relação entre o volume dum dado número de grãos pelo mesmo número de esferas que os circunscrevem. O diâmetro das esferas teóricas tem sido definido ou pelo diâmetro médio das partículas (Marsal, 1973) ou pelo seu diâmetro máximo (Fumagalli, 1969).

Assim, C_f é expresso por:

$$C_f = \frac{\sum_{i=0}^n \frac{p}{\gamma_{dg}}}{\sum_{i=0}^n \frac{\pi}{6} D^3} \quad (3.1)$$

em que p é o peso dum dado grão genérico, que tem um dado peso volúmico γ_{dg} e um diâmetro médio, ou máximo, D . O número de partículas para uma análise estatística deve ser pelo menos 100.

Com o aumento da dimensão dos fragmentos de rocha estes aproximam-se da forma esférica, isto é, o coeficiente de forma torna-se mais elevado. Deste modo, ao modelar enrocamentos a uma escala mais reduzida há tendência a não haver correspondência no valor de C_f .

Fumagalli (1969) recomenda que este parâmetro, em amostras laboratoriais, seja sempre superior a 0,2.

De evidências experimentais apresentadas por Donaghe e Cohen (1978), estes autores concluíram que a forma das partículas não tem um efeito pronunciado nas características tensão-deformação dos materiais de enrocamento. Referem ainda que aquele factor parece actuar mais duma forma indirecta, isto é, fazendo variar o volume específico do meio granular.

4 — PROGRAMA DE ENSAIOS

Os materiais de construção da barragem de Beliche foram ensaiados em laboratório para determinação das suas características, de modo a permitir realizar uma previsão *à priori* do comportamento mecânico daquela estrutura, quer para a fase de construção, quer para a fase de primeiro enchimento.

Os materiais de enrocamento do maciço estabilizador foram ensaiados em câmaras de compressão triaxial e unidimensional de elevadas dimensões.

Com a finalidade de estudar o efeito de escala repetiram-se os ensaios das mesmas amostras em câmaras de menor dimensão.

Far-se-á em seguida uma descrição dos materiais ensaiados, do equipamento de ensaio e das técnicas utilizadas na preparação dos provetes.

4.1 — Descrição dos materiais

Ensaíram-se dois materiais com características bastante diferentes. O primeiro é um material de transição entre o constituído por finos com elevada percentagem de grossos e o enrocamento e será obtido com *ripper* dos afloramentos rochosos

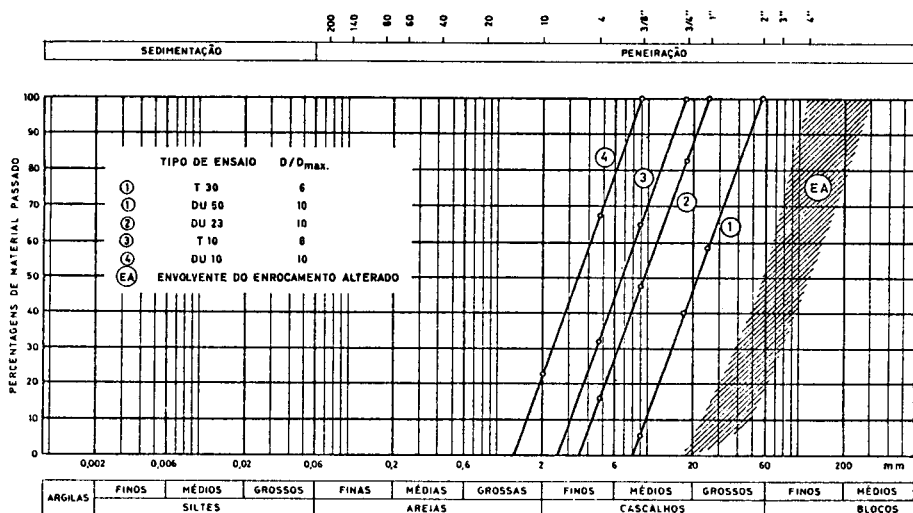


Fig. 4.1 — Granulometria do protótipo e das amostras laboratoriais do enrocamento alterado

superficiais bastante alterados que ocorrem junto ao local da barragem. Prevê-se o processamento desse material, de modo a extrair a fracção inferior ao peneiro 3/4", que seria colocada no núcleo central.

O material superior àquela dimensão é um dos materiais estudados e designar-se-á por enrocamento alterado (EA). Na fig. 4.1 apresenta-se a envolvente do material de campo e as respectivas curvas granulométricas laboratoriais.

As amostras foram construídas em laboratório com 60% de xisto e 40% de grauvaque. Esta proporção é a que mais se aproxima da quantidade dos materiais existentes no local (LNEC, 1979).

QUADRO 4.1

Propriedades físicas de provetes rochosos dos materiais ensaiados

Material	n	γ_d	G	C_f	P_a $D = 10 \text{ mm}$	P_a $D = 50 \text{ mm}$
	%	kN/m ³	kN/m ³	—	N	N
XA	6,1-18,9	22,6-25,9	27,6-27,9	0,34-0,72	310	2 530
GA	6,9-13,8	23,3-25,7	26,7-27,4	0,57-0,80	390	5 260
ES	1,9-4,8	26,2-27,1	27,2-27,8	0,33-0,78	710	11 900

XA — Xisto alterado

GA — Grauvaque alterado

ES — Enrocamento são

n — Porosidade

γ_d — Peso volúmico aparente seco

G — Peso volúmico real

C_f — Coeficiente de forma (Marsal, 1973)

P_a — Resistência ao esmagamento de provetes secos. Diâmetro médio das partículas de 10 e 50 mm

Os fragmentos de rocha dos dois tipos litológicos são relativamente angulosos, com elevada porosidade e baixa resistência à fracturação.

O segundo material ensaiado é um grauvaque são obtido de pedreira e denominar-se-á de enrocamento são (ES). É constituído por partículas angulosas de baixa porosidade e elevada resistência à fracturação. No Quadro 4.1 comparam-se algumas propriedades físicas de provetes rochosos dos dois materiais de enrocamento.

A fig. 4.2 refere-se às respectivas curvas granulométricas do enrocamento são do laboratório e do protótipo.

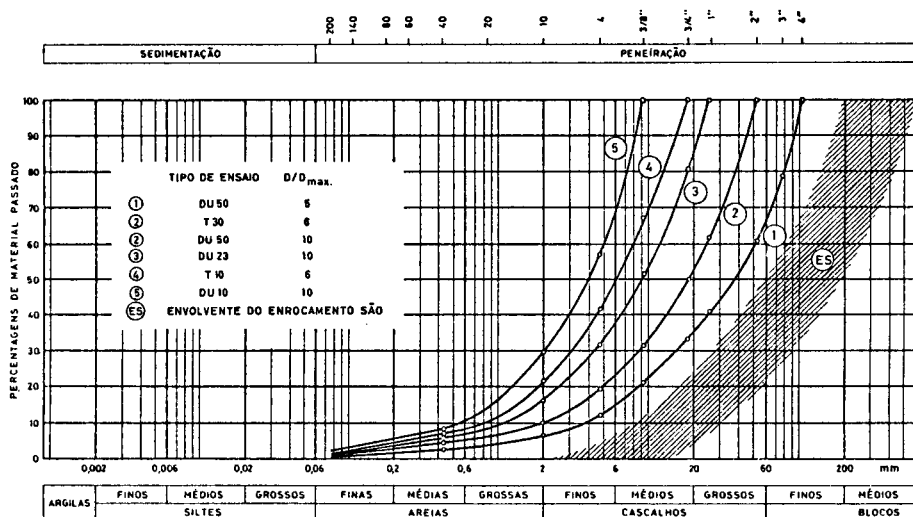


Fig. 4.2 — Granulometria do protótipo e das amostras laboratoriais do enrocamento são

4.2 — Equipamento de ensaio

Na realização dos ensaios de compressão triaxial utilizaram-se câmaras de ensaio para amostras de 300 e 100 mm de diâmetro e de 720 e 180 mm de altura, respectivamente.

Na fig. 4.3 apresenta-se uma fotografia em que se pode ver o tamanho relativo de duas amostras, antes da realização dos ensaios, de 300 e 100 mm de diâmetro, e designadas, respectivamente, T30 e T10.

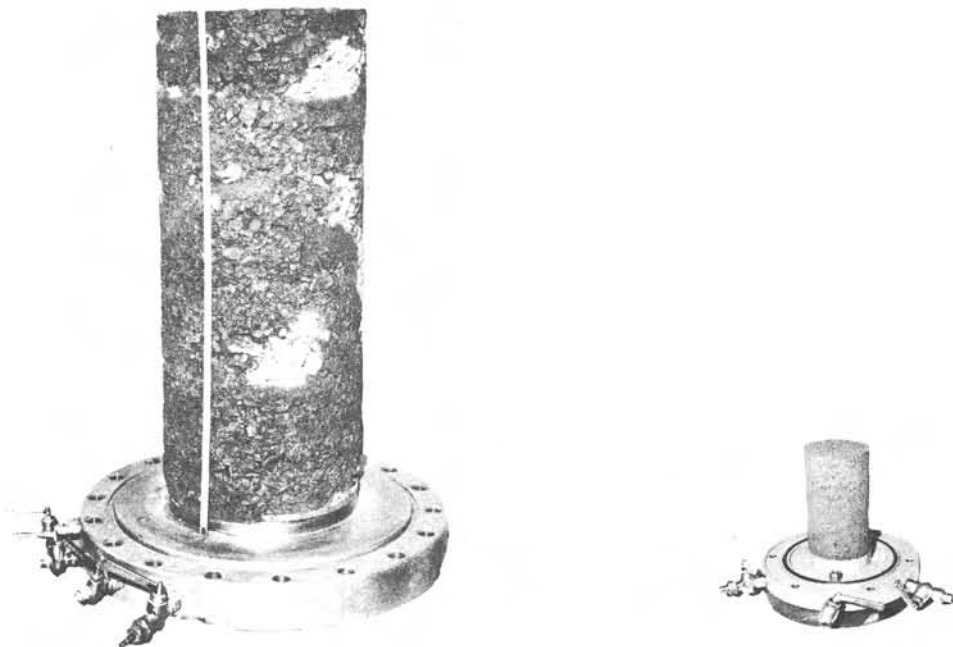


Fig. 4.3 — *Dimensão relativa das amostras T30 e T10*

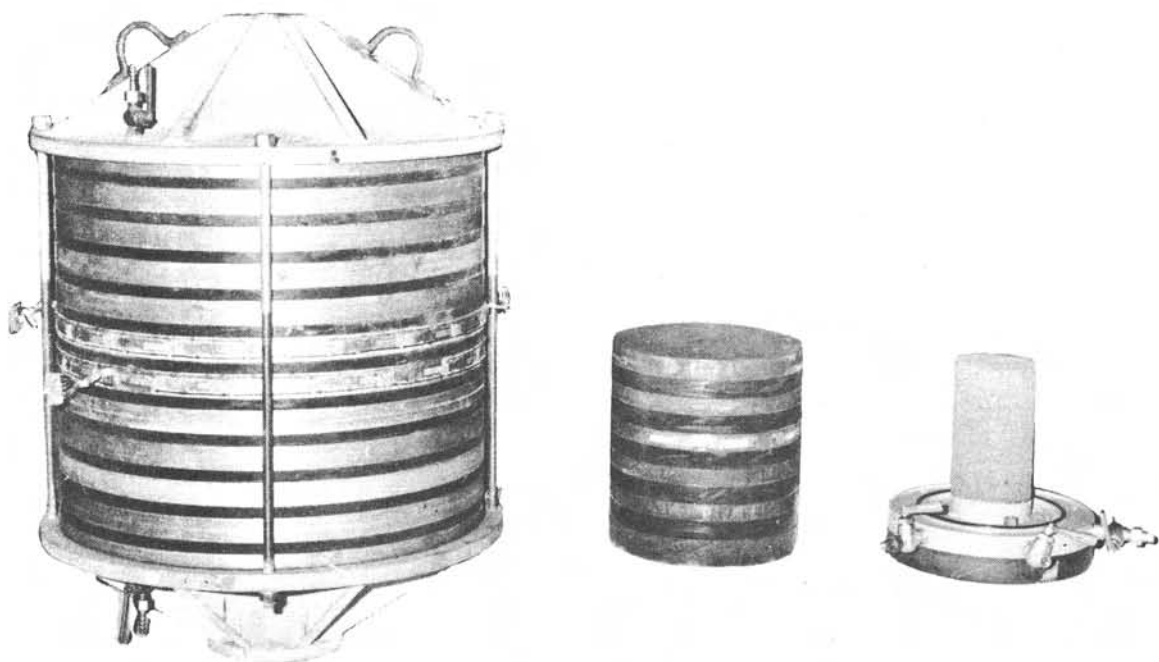


Fig. 4.4 — *Dimensão relativa das amostras de compressão unidimensional*

Os ensaios em ambas as câmaras foram do tipo deformação controlada, à velocidade de aproximadamente 0,14 mm/min.

Os ensaios de compressão unidimensional foram conduzidos em câmaras de ensaio para amostras de 500, 230 e 100 mm de diâmetro e com alturas sensivelmente iguais aos diâmetros.

A fig. 4.4 permite visualizar o tamanho relativo das amostras dos ensaios de compressão unidimensional.

As duas câmaras de maior dimensão são formadas por anéis rígidos e deformáveis dispostos alternadamente, sendo os primeiros de alumínio (câmara grande) e aço (câmara média) e os restantes de borracha. Com este sistema evita-se a mobilização do atrito lateral entre o material de enrocamento e a parede da câmara, já que esta acompanha a deformação da amostra.

A partir duma calibração com a câmara vazia, isto é, pela determinação das tensões suportadas pela parede da câmara para uma dada deformação, obtém-se, ao descontar esses valores dos do ensaio, as tensões impostas ao material de enrocamento com elevada precisão.

A tensão de confinamento mobilizada durante os ensaios na câmara de maiores dimensões é determinada a partir da média das leituras de 18 extensómetros eléctricos colocados em cada um dos dois anéis centrais de alumínio.

A câmara de menor dimensão é igual às utilizadas nos ensaios triaxiais sendo as deformações laterais controladas através da medição das extensões radiais. Esta é efectuada por intermédio dum *anel*, denominado de Bishop, em que se recorre a um transdutor eléctrico (Bishop e Henkel, 1962). Assim, para simular os ensaios de compressão unidimensional aumenta-se a pressão na câmara de modo a manter o diâmetro inicial do provete e conduzindo assim, o ensaio na situação de impulso em repouso.

Os ensaios na câmara de dimensão intermédia são do tipo tensão controlada, ao passo que nos outros dois são do tipo deformação controlada.

Verificaram-se diferenças acentuadas entre os resultados dos ensaios com tensão e deformação controladas que se supõe resultarem mais do modo de aplicação das cargas que de qualquer outro efeito. Por isso, como neste trabalho se pretende somente uma análise do efeito da modelação não se incluem os resultados realizados na câmara média, mas somente os obtidos nas câmaras em que o processo de aplicação de cargas foi idêntico.

4.3 — *Preparação das amostras e tipo de ensaios realizados.*

Na preparação das amostras laboratoriais admitiram-se curvas granulométricas laboratoriais paralelas à do material protótipo (figs. 4.1 e 4.2). Os ensaios triaxiais foram todos conduzidos numa relação $D_p/D_{máx} = 6$, enquanto que nos ensaios de compressão unidimensional esta relação aumentou para 10, excepto num ensaio em que se utilizou um valor de 5. D_p e $D_{máx}$ referem-se, respectivamente, ao diâmetro do provete e ao diâmetro máximo das partículas da amostra laboratorial.

Repare-se que dever-se-á verificar um efeito da dimensão das partículas superior nos ensaios de compressão unidimensional, já que a relação entre os diâmetros máximos das partículas das amostras das duas câmaras de diferentes dimensões é igual a 5, enquanto que nos ensaios triaxiais é somente igual a 3.

É interessante ainda observar que as curvas granulométricas das amostras laboratoriais de maior dimensão estão à mesma distância da do protótipo e das curvas granulométricas das amostras de menor dimensão.

Como se viu em (3.4), há uma ligeira variação do coeficiente de forma, C_f , com o aumento da dimensão das partículas. Na verdade, verificou-se para o enrocamento são uma diminuição deste parâmetro, cerca de 0,09, para partículas a variar de 2" a 3/4". Admite-se, no entanto, que a sua influência não seja relevante nas características mecânicas das amostras laboratoriais.

Na determinação do estado mais denso dos materiais das amostras de maior dimensão, utilizou-se uma placa vibradora de 300 mm de diâmetro e de 20 mm de espessura, a qual é accionada por um excêntrico que actua a uma frequência de 3000 rotações por minuto. O conjunto tem um peso estático de 440 N.

Colocava-se o material, cerca de 15 kg por camada no molde de compactação com cerca de 310 mm de diâmetro interno e faziam-se diversas tentativas de modo a obter o estado mais denso, variando o tempo de vibração e o teor em água. Por exemplo, para o enrocamento alterado verificou-se que o estado mais denso era conseguido para cerca de 10 min de vibração e para um teor em água de aproximadamente 5%. A eficiência do tempo de vibração em cada camada era obtida pela leitura da sua altura antes e após a vibração. Cada provete de ensaio tinha 3 camadas de material.

O peso específico aparente seco mínimo dos mesmos materiais foi obtido deixando cair o material junto à parede do molde, com uma pá e com uma altura de queda bastante baixa. Para cada amostra obtinha-se o valor médio de 3 determinações.

Para as amostras de partículas de menor dimensão, dado o diâmetro dos provetes, não se tornou possível utilizar uma placa vibradora pelo que para compactar o material

se utilizou o pilão da compactação leve e um procedimento idêntico ao que se utiliza nos ensaios de compactação padrão dos solos finos.

Na determinação do estado mais denso utilizou-se um procedimento, sensivelmente idêntico ao das amostras de fracção grosseira, mas em vez de se considerar o tempo limite a partir do qual não se consegue atingir um estado mais denso, definia-se um número máximo de pancadas do pilão.

Com este procedimento verificou-se que se obtinham valores dos estados limites de compacidade aproximados aos obtidos nas amostras de partículas com maiores dimensões, pelo que se considera, para os diversos materiais, os valores obtidos para a fracção mais grosseira.

No entanto, para as amostras menores havia um pronunciado esmagamento do material compactado com a máxima energia de queda do pilão, tendo-se atingido valores do grau de fracturação, B_g , de 20 e 8%, respectivamente, para o enrocamento alterado e o enrocamento são. Admite-se, no entanto, que a variação da granulometria do material não deva afectar sensivelmente as suas características mecânicas, embora se considere que a compactação por vibração seja preferível por manter uma maior aproximação às condições do protótipo.

O parâmetro B_g é definido pela soma das diferenças positivas entre as fracções de solo das curvas granulométricas inicial e após os ensaios, isto é, corresponde, à percentagem de material em peso, que sofreu fracturação.

No Quadro 4.2 apresentam-se os estados de compacidade limite obtidos para os diversos materiais.

Amostras idênticas foram montadas com a mesma densidade relativa.

Realizaram-se ensaios com amostras secas ao ar e em estado submerso. No primeiro caso o teor em água era mantido constante ao longo de todo o ensaio. No estado submerso as amostras foram montadas com um teor em água correspondente à molhagem do material, que se verificou ser idêntico em termos médios, à submersão do material em água durante 2 min. Utilizou-se este procedimento na preparação dos provetes para a compactação porque, deste modo, se garantia uma maior uniformidade e era de mais fácil execução. Após a montagem e antes da realização do ensaio propriamente dito, o provete era submerso sem aplicação de qualquer contrapressão.

Para identificação dos ensaios tornou-se conveniente definir uma simbologia simplificada. Assim, os ensaios realizados nas câmaras triaxiais foram designados T30 e T10 para os diâmetros de 0,30 e 0,10 m, respectivamente. Do mesmo modo denominaram-se os ensaios DU50 e DU10, referentes aos ensaios de deformação unidimensional.

A seguir à designação da modalidade de ensaio acrescentam-se símbolos que

QUADRO 4.2

Estados de compactidade limite para os diversos materiais

Material	$\gamma_{dm\acute{a}x}$	$\gamma_{dm\acute{i}n}$	$e_{m\acute{i}n}$	$e_{m\acute{a}x}$	γ_{dg}
	kN/m ³	kN/m ³	—	—	kN/m ³
EA	18,3	16,1	0,34	0,52	24,5
ES	20,5	15,2	0,31	0,77	26,9

$\gamma_{dm\acute{a}x}$ — Peso volúmico aparente seco máximo

$\gamma_{dm\acute{i}n}$ — Peso volúmico aparente seco mínimo

$e_{m\acute{i}n}$ — Índice de vazios mínimo

$e_{m\acute{a}x}$ — Índice de vazios máximo

γ_{dg} — Peso volúmico aparente seco dos grãos

indicam, o material e o estado do teor em água de colocação, respectivamente. Por exemplo o ensaio DU50EASU corresponde a uma amostra de enrocamento alterado (EA) ensaiada na câmara DU50 com o material num estado submerso (SU).

No caso das amostras triaxiais, à frente do símbolo de molhagem coloca-se a tensão de confinamento em 10⁻² kN/m². Assim por exemplo o ensaio T30ESS5 corresponde a um provete de enrocamento são (ES) ensaiado na câmara T30 num estado seco ao ar (S) e para uma tensão de confinamento de 500 kN/m².

Para cada material, enrocamento alterado e enrocamento são, construíram-se 8 séries de provetes triaxiais para as câmaras de maior e menor dimensão e para as 2 condições de teor em água.

Quanto aos ensaios de compressão unidimensional analisou-se o efeito da água nos resultados de amostras de diferentes dimensões, para o enrocamento alterado, compactado num estado denso. Montaram-se dois provetes, para cada uma das câmaras DU50 e DU10, num estado seco e submerso.

Como não se verificou um efeito pronunciado da água nas características de deformabilidade do enrocamento são, estudado na câmara DU50 e sabendo que por

vezes em materiais deste tipo (de elevada rigidez) interessa colocá-los nos maciços estabilizadores das barragens de aterro em estados mais soltos do que os correspondentes a $D_r = 100\%$ (para evitar elevadas transferências de tensão do núcleo para os maciços) estudou-se o efeito da modelação relativamente a diferentes estados de compacidade. Assim, para cada uma das câmaras DU50 e DU10 construíram-se 3 provetes de enrocamento são submerso, com densidades relativas de 100, 80 e 60%.

5 — EFEITO DA MODELAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CORTE

5.1 — Generalidades

A influência do efeito da modelação na resistência ao corte tem sido estudada experimentalmente por um elevado número de investigadores. No entanto, por vezes, o efeito de outros factores como o índice de vazios, angulosidade das partículas, etc, não é analisado com suficiente acuidade pelo que as conclusões são algo inverosímeis.

Já se apontou que uma das condições para que não se verifiquem resistências ao corte superiores às reais é que a relação entre o diâmetro do provete e o diâmetro máximo das partículas seja sempre superior a 5.

Um dos primeiros métodos para estimar o efeito da modelação foi o apresentado por Zeller *et al.* (1957) a partir dos ensaios realizados para a caracterização mecânica dos materiais de enrocamento da barragem de Goschenenalp (Suíça).

Como se vê pela fig. 5.1 as fracções de solo superiores a uma dada dimensão foram eliminadas na construção das curvas granulométricas laboratoriais. Os resultados duma série de ensaios de compressão triaxial conduzidos em diferentes estados de compacidade e a uma pressão de confinamento de 90 kN/m² permitiram o traçado das curvas da fig. 5.2.

A partir destas curvas determinaram-se as relações entre a resistência ao corte e o diâmetro máximo das partículas para diferentes porosidades (fig. 5.3).

Por extrapolação torna-se fácil, deste modo, estimar a resistência ao corte do material de campo.

Deve-se notar que os coeficientes de uniformidade das amostras laboratoriais são diferentes entre si e assim obtém-se um efeito conjunto da distribuição granulométrica e da dimensão máxima das partículas. Note-se, também, que o efeito da dimensão das partículas é mais pronunciado para $D_{máx}$ até 10 mm.

Marsal (1965a) apresentou resultados de ensaios conduzidos em câmaras triaxiais com 0,10, 0,20 e 1,13 m de diâmetro de amostras dum conglomerado silicioso e dum

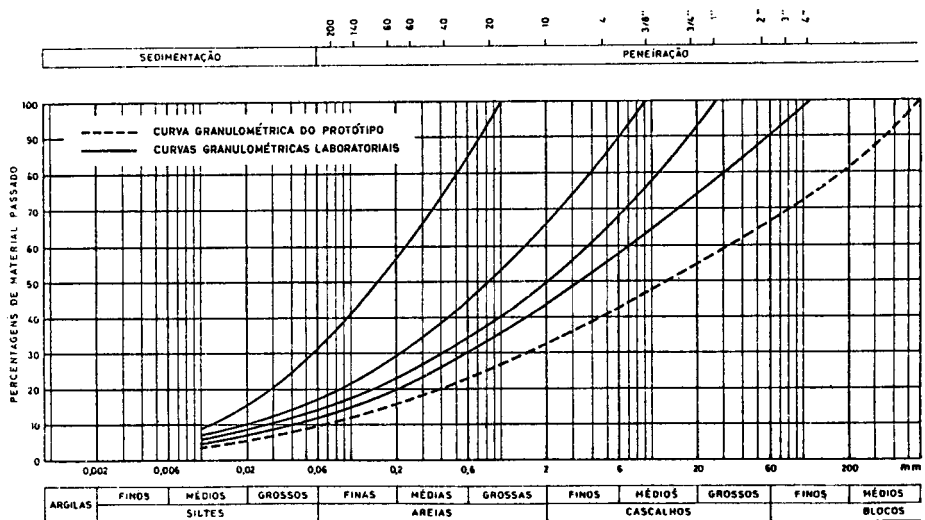


Fig. 5.1 — Método de eliminação da fracção grosseira das amostras laboratoriais de enrocamentos (Zeller et al., 1957)

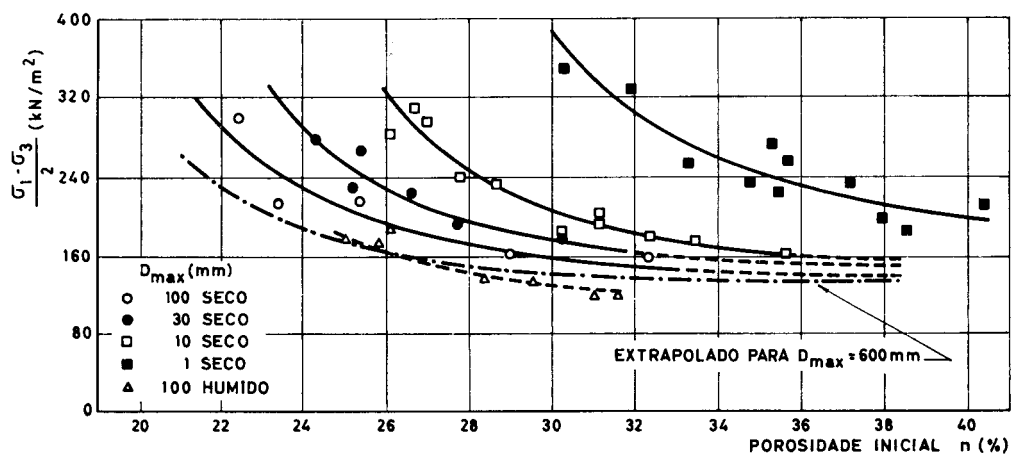


Fig. 5.2 — Relação entre a resistência ao corte e a porosidade de amostras modeladas (Zeller et al., 1957)

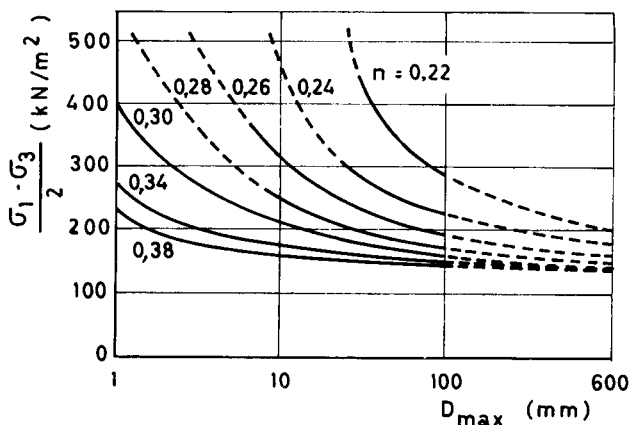


Fig. 5.3 — Relação entre a resistência ao corte e a dimensão máxima das partículas de amostras laboratoriais modeladas (Zeller et al., 1957)

gnaisse granítico com diferentes dimensões máximas das partículas. As amostras foram construídas com iguais coeficientes de uniformidade, embora as curvas granulométricas não se apresentassem paralelas entre si. As tensões de confinamento variavam entre 200 e 2500 kN/m².

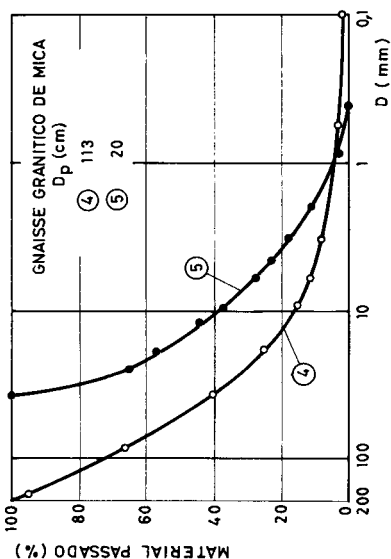
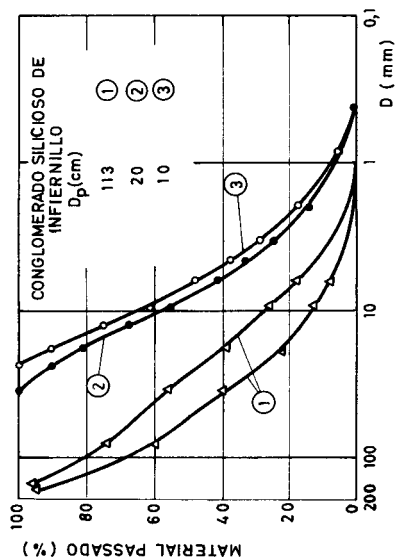
A fig. 5.4 refere-se aos resultados obtidos, tendo Marsal (*op. cit.*) constatado que as amostras com partículas de $D_{máx}$ igual a 200 mm apresentavam, relativamente às de $D_{máx} = 35$ mm, uma substancial redução na resistência ao corte.

Um dos estudos mais completos sobre o efeito da modelação foi o desenvolvido na Universidade de Berkeley por Marachi *et al.* (1969).

Aqueles autores utilizaram três materiais de enrocamento com diferentes características, dois deles obtidos de pedreiras, sendo o terceiro um material aluvionar. O primeiro foi utilizado no maciço estabilizador da barragem de Pyramid. As partículas rochosas eram dum argilito com alguma anisotropia, bastante angulosas e com uma resistência ao esmagamento bastante baixa. A segunda amostra de pedra era proveniente dum maciço rochoso basáltico sendo as partículas também bastante angulosas, mas exibiam uma resistência ao esmagamento bastante elevada.

O terceiro material era um material aluvionar que foi utilizado nos maciços estabilizadores da barragem de Oroville. Exibia um coeficiente de uniformidade C_u , aproximadamente igual a 30 e partículas com forma arredondada. A rocha era um anfíbolito bastante são.

CURVAS GRANULOMÉTRICAS



RESISTÊNCIAS AO CORTE

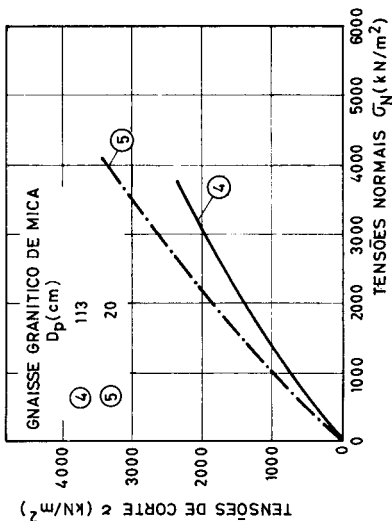
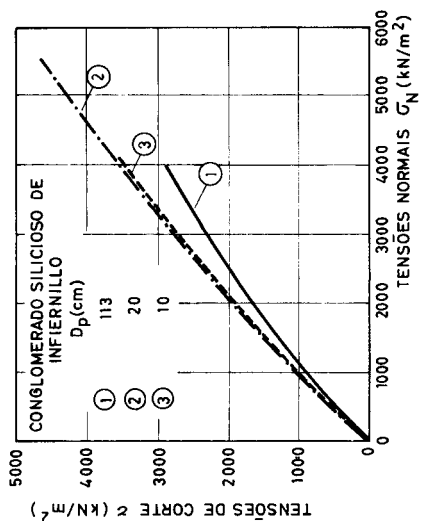


Fig. 5.4 — Resistência ao corte de diferentes amostras de enrocamento (Marsal, 1965a)

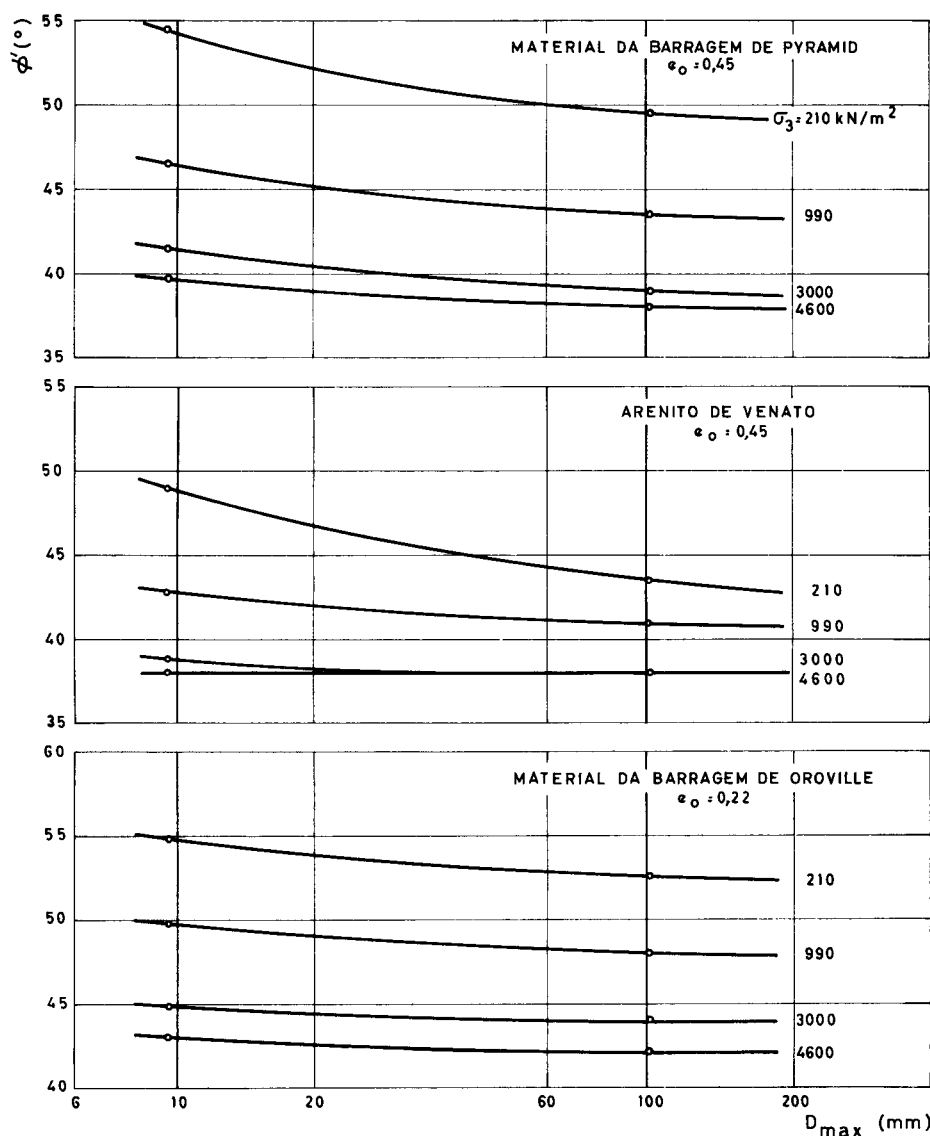


Fig. 5.5 — Efeito da dimensão máxima das partículas no ângulo de atrito interno (Marachi et al., 1969)

As características destes materiais são bastante diversificadas pelo que as conclusões que se obtiveram acerca do efeito da modelação devem apresentar acentuada generalidade.

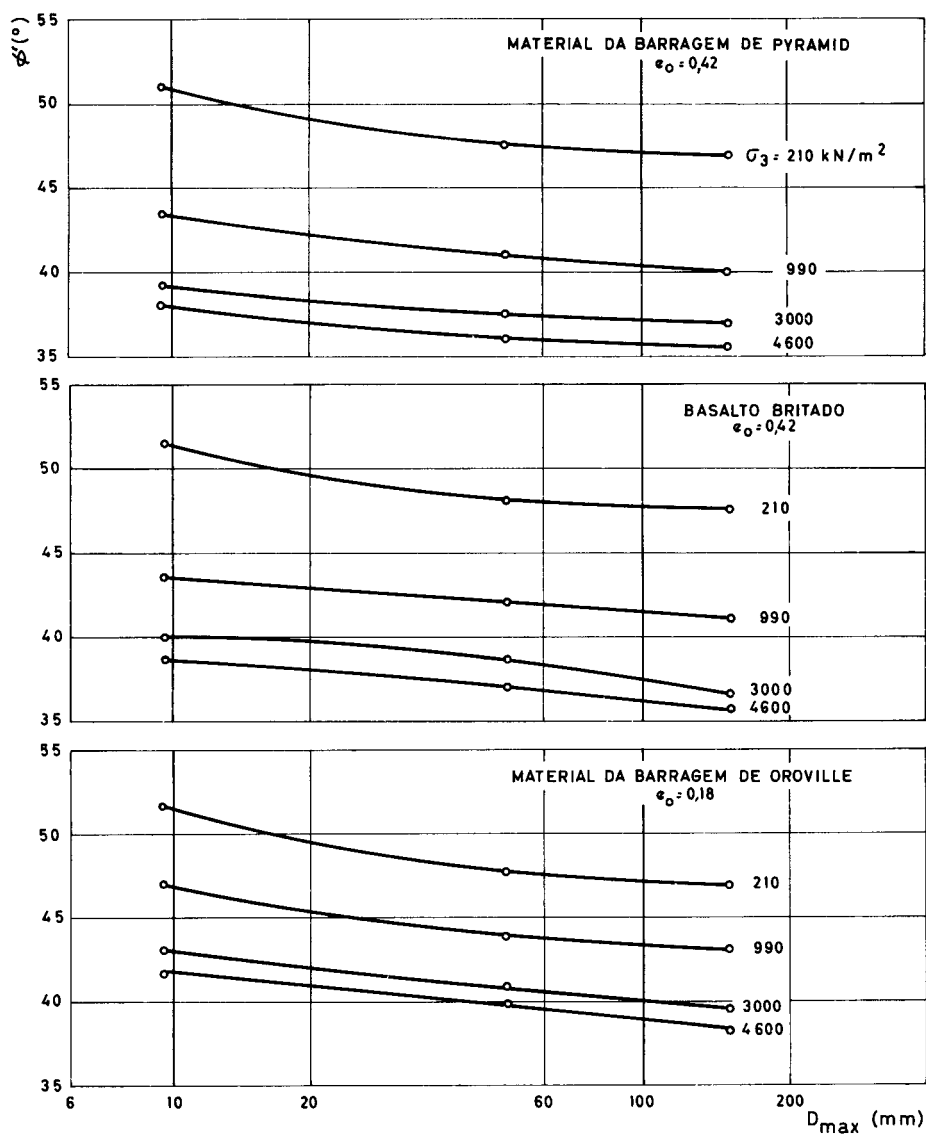


Fig. 5.6 — Efeito da dimensão das partículas na resistência ao corte de ensaios de deformação plana (Becker et al., 1972)

As amostras laboratoriais foram construídas com curvas granulométricas paralelas à do material de campo, excepto a amostra basáltica que tinha uma curva granulométrica idêntica à do material da barragem de Pyramid, isto é, $C_u = 8$.

Os ensaios foram conduzidos em câmaras triaxiais para amostras de, respectivamente, 0,07, 0,30 e 0,91 m de diâmetro e com relações constantes $D_p/D_{máx}$ igual a 6.

A fig. 5.5 refere-se aos resultados obtidos e como se vê há uma acentuada diminuição da resistência ao corte com o aumento da dimensão das partículas.

É interessante notar que o efeito da dimensão das partículas é bastante idêntico para os três materiais, os quais têm, como já se disse, características bastante distintas.

A influência da tensão de confinamento foi mais pronunciada no caso do material da barragem de Pyramid e os autores constataram que esse facto parece dever-se a uma maior fracturação dos fragmentos rochosos.

Não se verificaram diferenças superiores a 8° no ângulo de atrito interno com amostras com diferentes dimensões das partículas e os resultados da fig. 5.5 permitem, por extrapolação, estimar, com um erro relativamente baixo, os valores do ângulo de atrito do material do protótipo.

Posteriormente, Becker *et al.* (1972) apresentaram resultados (fig. 5.6) idênticos aos da fig. 5.5, mas obtidos de ensaios de deformação plana. Estes autores, concluíram que utilizando a técnica da modelação com curvas granulométricas homotéticas e com uma dimensão máxima das partículas de 50 mm, obtêm-se valores da resistência ao corte bastante próximos dos do protótipo já que, como se pode ver, as curvas da fig. 5.6 tornam-se quase horizontais, acima daquela dimensão. As principais excepções verificaram-se para os materiais com partículas menos resistentes, mais angulosas e para tensões de confinamento baixas. Para tensões mais elevadas em que a fracturação se sobrepõe à dilatação o efeito da dimensão das partículas torna-se menos relevante.

Uma das hipóteses admitidas para diminuir o efeito da dimensão das partículas seria aumentar o índice de vazios das amostras laboratoriais relativamente às do protótipo de modo a compensar a maior fracturação das partículas mais grosseiras (Veiga Pinto, 1979).

Idêntico efeito será obtido se se variar o coeficiente de uniformidade das amostras laboratoriais. Os resultados apresentados por Donaghe e Cohen (1978) são condizentes com a afirmação anterior. Estes autores ensaiaram um material aluvionar em duas séries de amostras. Na primeira as curvas granulométricas são paralelas entre si, enquanto que na segunda série os coeficientes de uniformidade são variáveis, como se pode ver pela fig. 5.7.

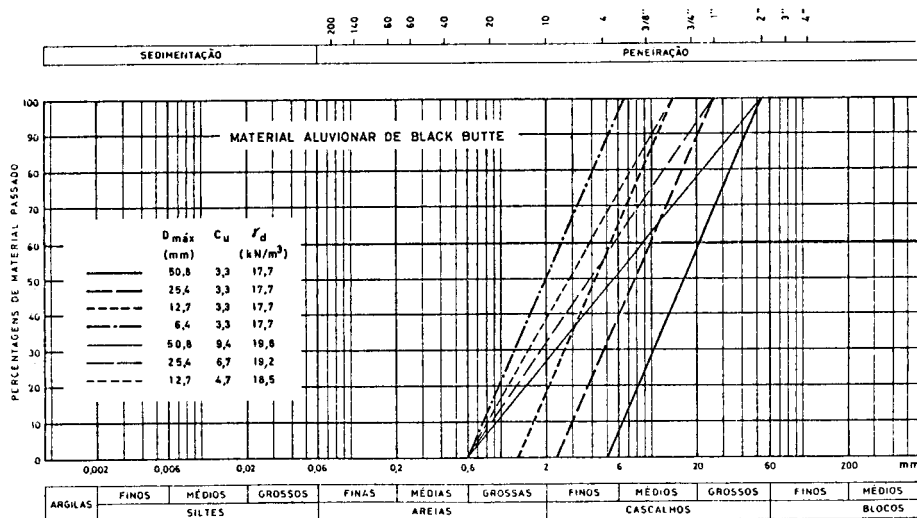


Fig. 5.7 — Curvas granulométricas laboratoriais de materiais de enrocamento (Donaghe e Cohen, 1978)

As amostras foram ensaiadas em câmaras de compressão triaxial com uma densidade relativa, cerca de 100%. Obteve-se uma certa variação dos pesos específicos das amostras com diferentes coeficientes de uniformidade, como se pode ver também na fig. 5.7. Todos os provetes foram submetidos a uma tensão de confinamento de 420 kN/m^2 . A variação do ângulo de atrito com a dimensão máxima das partículas está referida na fig. 5.8.

Verificou-se diminuição da resistência ao corte com o aumento da dimensão máxima das partículas na modelação com curvas granulométricas paralelas. No entanto, as amostras ensaiadas com diferentes coeficientes de uniformidade apresentavam um ligeiro aumento do ângulo de atrito com a dimensão das partículas, sobretudo para $D_{máx} > 12,7 \text{ mm}$. Os autores constataram também que, para amostras com partículas de $D_{máx}$ maiores do que $25,4 \text{ mm}$, a influência no ângulo de atrito é bastante baixa.

O laboratório de Engenharia Hidráulica (VNIIG) da URSS preconizou o «método de aproximações sucessivas» para fabrico de amostras laboratoriais de materiais de enrocamento (Pakhomov, 1980). Admitiam também amostras com diferentes coeficientes de uniformidade. Este método recomenda que partindo da amostra de campo, os coeficientes de uniformidade sejam reduzidos para metade nas sucessivas amostras

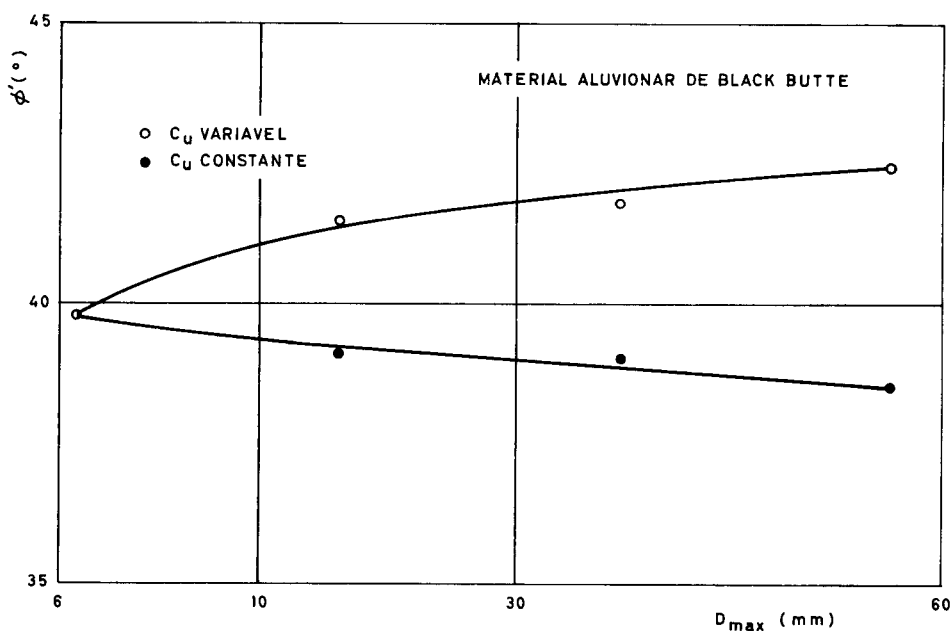


Fig. 5.8 — Efeito da dimensão das partículas na resistência ao corte (Donaghe e Cohen, 1978)

laboratoriais com menores $D_{máx}$ (fig. 5.9). Neste caso observaram que a resistência ao corte obtida em ensaios de corte directo, aumenta com valores crescentes de C_u (fig. 5.10) e que a extrapolação para as características do material protótipo (material 1) conduz a erros bastante baixos (fig. 5.11). Os mesmos autores consideraram que não se deve verificar um erro superior a 5% com esta metodologia (se a máxima dimensão das partículas laboratoriais não for inferior a 1/10 dos maiores blocos do material de campo).

Pelas evidências experimentais já referidas parece que há concordância em que, com o aumento da dimensão das partículas, a resistência ao corte diminui. Bandis *et al.* (1981) verificaram um efeito similar nas juntas das superfícies de descontinuidade de maciços rochosos, pois que, com o aumento da rugosidade, aumenta a resistência ao corte de pico.

Barton e Kjaernsli (1981) admitiram que o comportamento típico da resistência ao corte dum enrocamento se aproxima do das superfícies de descontinuidade dos maciços rochosos.

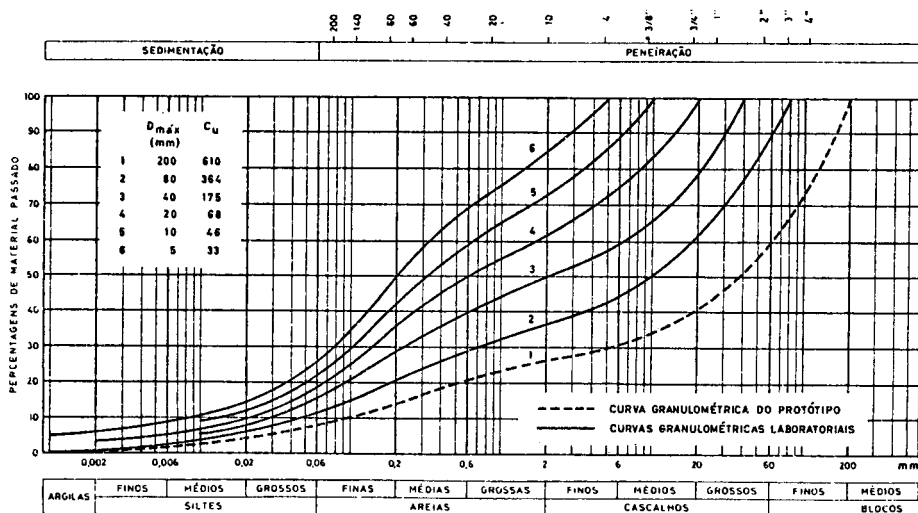


Fig. 5.9 — Método preconizado pelo Instituto VNIIG (URSS) para modelação de amostras laboratoriais (Pakhomov, 1980)

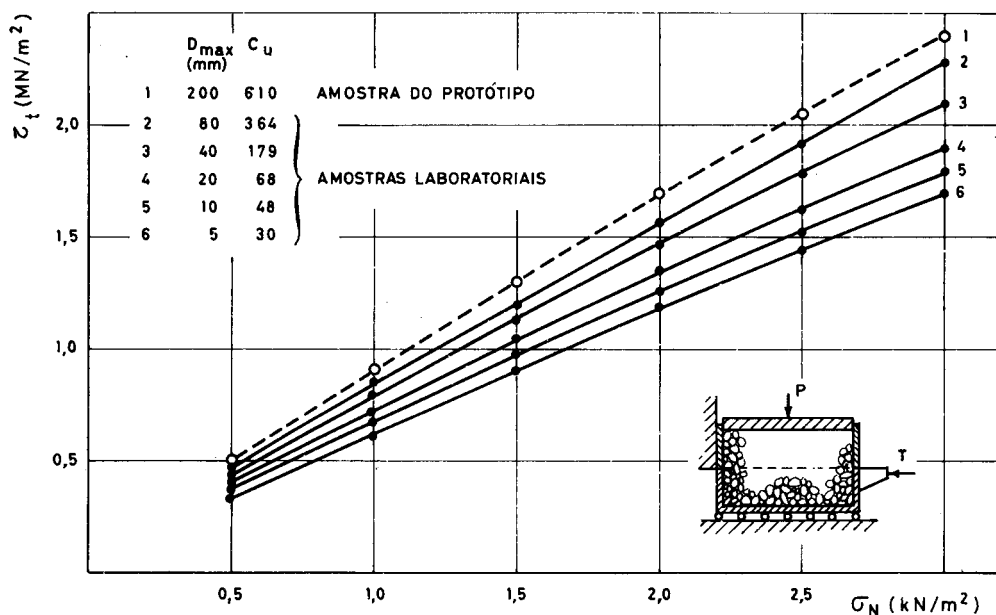


Fig. 5.10 — Variação da resistência ao corte com a dimensão das partículas (Pakhomov, 1980)

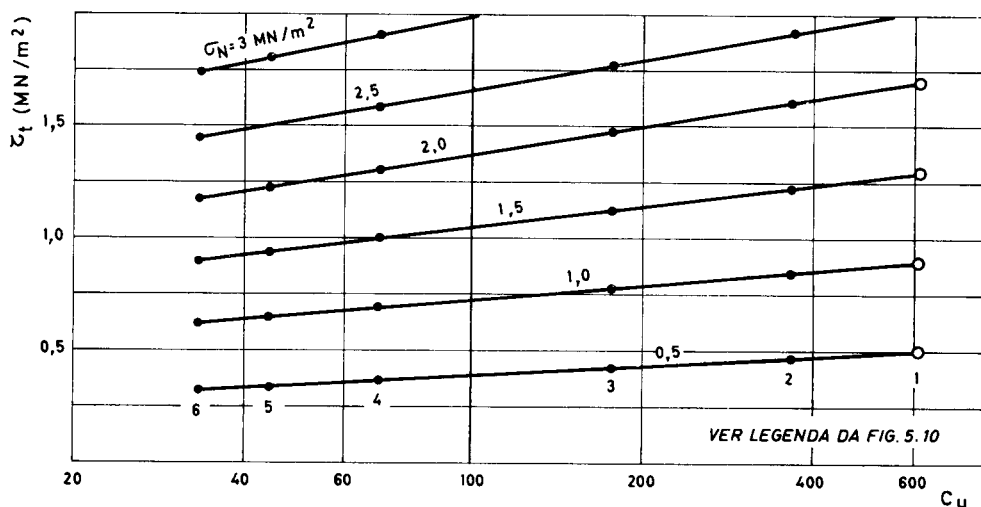


Fig. 5.11 — Determinação da resistência ao corte do material do protótipo por extrapolação (Pakhomov, 1980)

Como para as juntas rochosas se admite como válida uma expressão do tipo:

$$\phi' = \phi'_{rug} + \phi'_r \quad (5.1)$$

em que ϕ é o ângulo de atrito da junta rochosa ϕ'_{rug} é a parcela do ângulo de atrito mobilizada devido à rugosidade e ϕ'_r é o ângulo de atrito correspondente à resistência residual, aqueles autores obtiveram uma expressão semelhante para determinação do ângulo de atrito dum enrocamento:

$$\phi' = R \log \left(\frac{S}{\sigma_n} \right) + \phi_b \quad (5.2)$$

em que:

ϕ' — é o ângulo de atrito dum enrocamento para uma dada tensão normal σ_n

R — é a «constante da rugosidade»

S — é a «constante da resistência das partículas»

ϕ_b — é o ângulo de fricção entre duas partículas rochosas e varia normalmente de 25 a 30°

Os autores apresentaram diagramas para estimar os valores de R e S . O primeiro parâmetro está relacionado com a forma das partículas e o estado de compactidade e o segundo com o valor de D_{50} (diâmetro a que corresponde 50% de material em peso de menor dimensão) da amostra granular e com a resistência à compressão simples dos fragmentos rochosos σ_c .

O efeito da dimensão das partículas é pois apresentado numa forma indirecta pelo parâmetro S .

Os autores apresentaram a relação da fig. 5.12, obtida dos resultados de vários ensaios triaxiais e de deformação plana, a qual permite estimar o valor do parâmetro S .

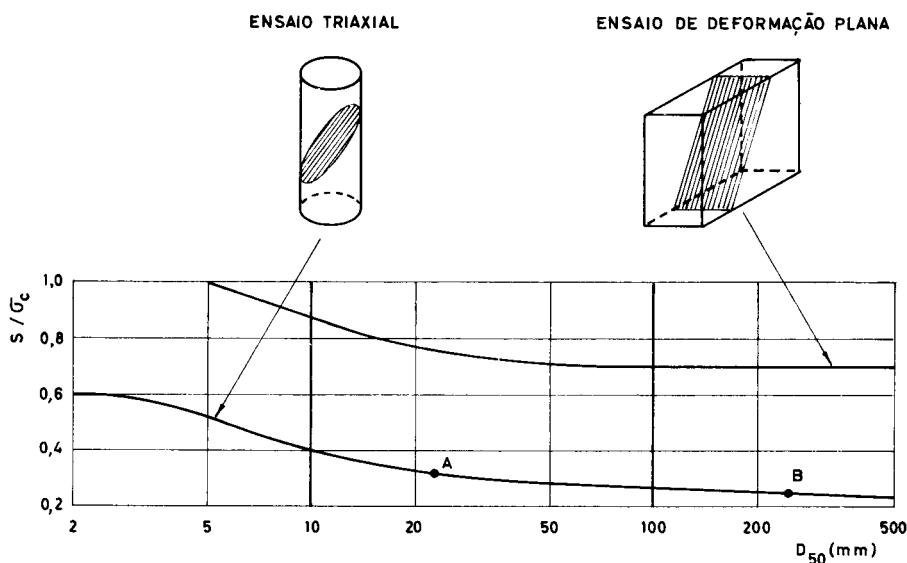


Fig. 5.12 — Relação entre a constante de resistência das partículas (S) dum enrocamento, a resistência à compressão simples σ_c e o D_{50} (Barton e Kjaernsli, 1981)

Os pontos representados por A e B na fig. 5.12, para D_{50} de, respectivamente, 23 e 240 mm referem-se às amostras do laboratório e do protótipo.

Da fig. 5.12 conclui-se que a influência da dimensão das partículas é mais pronunciada para valores de D_{50} entre 2 e 45 mm. Abaixo de $D_{50} = 2$ mm não se deve verificar efeito da dimensão das partículas, porque para o nível das tensões de

confinamento a que as estruturas são solicitadas, não há fracturação dos elementos rochosos, como provaram os ensaios de Vallergera *et al.* (1957) e de Billam (1971).

Os mesmos autores, Barton e Kjaernsli (*op. cit.*) apresentam também um método para determinar o efeito da dimensão das partículas para aterros reais, pelo que se pode assim utilizar a eq. 5.2 mais correctamente.

Como se pode ver pela fig. 5.13, preconizam a colocação duma caixa de elevadas

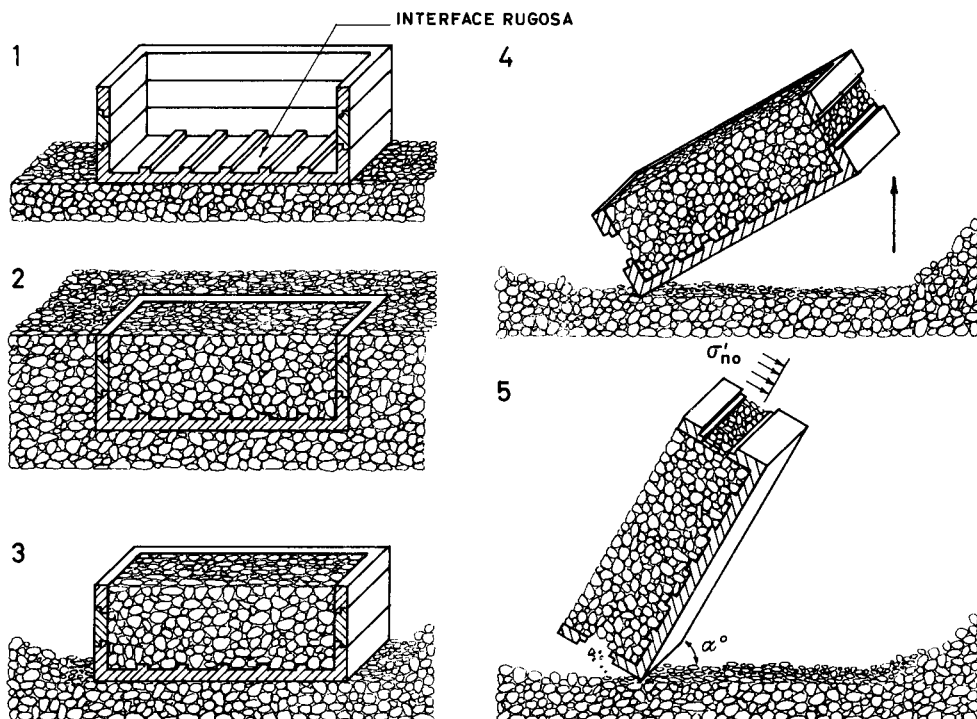


Fig. 5.13 — Método de determinação da resistência ao corte e do índice de vazios do material dum aterro (Barton e Kjaernsli, 1981)

dimensões, no topo duma camada dum aterro experimental (1), a qual é cheia de material e compactada com o número especificado de passagens do cilindro vibrador (2). Retira-se o material junto e exteriormente à caixa (3) e eleva-se a mesma hidráulicamente (4) de modo a determinar o ângulo de inclinação máximo do material antes do deslizamento dos blocos (5).

Este ângulo deve oscilar entre 55 e 65° sob as tensões normais efectivas bastante baixas que actuam na superfície de rotura e se relacionam com o peso do material situado na parte superior do plano de deslizamento. Os valores de S e ϕ_b são obtidos de ensaios índice e a utilização da eq. 5.2 permitirá determinar por análise *à posteriori* o valor de R . Note-se que os erros resultantes de estimar S e ϕ_b são automaticamente compensados pelo valor de R .

Este ensaio permite também a determinação do índice de vazios induzido pela compactação, calculando o volume da caixa e medindo a força necessária para elevar meia caixa antes e após a colocação do material.

5.2 — Ensaio de compressão triaxial. Interpretação e análise dos resultados

Nos Quadros 5.3 a 5.6 resumem-se os resultados obtidos para os ensaios de compressão triaxial dos dois materiais de enrocamento e para os estados seco e submerso.

Durante a fase de compressão hidrostática não se obtiveram diferenças sensíveis nas extensões volumétricas nas câmaras de diferentes dimensões, o mesmo já não se passando quanto à fase de corte, em que normalmente se obtiveram extensões volumétricas de compressão superiores para os ensaios de amostras de fragmentos rochosos de maior dimensão.

Nas figs. 5.14 a 5.17 apresentam-se as curvas tensão-deformação da fase de corte dos ensaios de compressão triaxial. Nalguns ensaios fez-se o alívio da tensão distorsional para medir o módulo de descarga do material.

Provetes de enrocamento ensaiados no estado seco foram submersos após atingir-se a rotura para determinar o colapso do material devido à presença de água.

Verificou-se, como aspecto mais saliente, em ambos os materiais, um acentuado aumento da resistência ao corte com a diminuição do diâmetro das partículas.

Para os ensaios de enrocamento alterado submerso realizados na câmara T30 observou-se um acentuado efeito da tensão de confinamento nas características tensão-deformação do material. Para tensões de confinamento inferiores a 300 kN/m² obteve-se um andamento normal do comportamento do material. No entanto, para tensões superiores, o material reagiu com um acentuado acréscimo da deformabilidade, tendo-se obtido diminuição dos módulos de elasticidade iniciais com o aumento da tensão principal mínima, situação que não é muito comum nos solos.

No entanto, já não se observou este comportamento no material ensaiado com menores dimensões.

Nos diagramas das figs. 5.18 e 5.19 apresenta-se o decréscimo do ângulo de atrito com o aumento da dimensão máxima das partículas das amostras triaxiais.

Supôs-se, na determinação do ângulo de atrito interno, que as envolventes dos estados de rotura são rectas que passam pela origem.

QUADRO 5.3

Resumo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial do enrocamento alterado

Amostra	Montagem					Consolidação			Rotura					γ_{df}	e_f	B_g	γ_{dg}
	D_p	h	P_s	γ_d	e	D_r	σ_3	ϵ_v	ϵ_d	ϵ_v	ϵ_v/ϵ_d	σ_1, σ_3	σ_1/σ_3				
	mm	mm	N	kN/m ³		%	kN/m ²	%	%	%		kN/m ²		kN/m ³			
T30EAS1	305	723	960	18,2	0,35	96	100	1,6	4,3	− 0,7	− 0,16	642	7,4	18,5	0,32	7	24,5
T30EAS3	305	719	960	18,3	0,34	100	300	2,6	10,6	2,3	0,22	1 347	5,4	19,2	0,28	15	24,5
T10EAS1	102	176	26,6	18,5	0,32	107	100	2,0	4,6	0,23	0,05	769	8,7	18,9	0,30	—	24,5
T10EAS3	102	178	26,6	18,1	0,35	96	300	2,8	7,0	1,2	0,17	1 595	6,3	19,1	0,29	—	24,5
T10EAS6	102	178	26,6	18,3	0,34	100	600	4,2	20,5	4,5	0,22	2 747	5,6	20,0	0,23	—	24,5

D_p — Diâmetro inicial

h — Altura inicial

P_s — Peso seco inicial

γ_d — Peso específico aparente seco inicial

e — Índice de vazios inicial

D_r — Densidade relativa inicial

σ_3 — Tensão principal mínima

ϵ_v — Extensão volumétrica

ϵ_a — Extensão axial

σ_1 — Tensão principal máxima

γ_{df} — Peso específico aparente seco no final do ensaio

e_f — Índice de vazios no final do ensaio

B_g — Grau de fracturação

γ_{dg} — Peso específico aparente seco das partículas

W — Teor em água

QUADRO 5.4

Resumo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial do enrocamento alterado submerso

Amostra	Montagem						Consolidação		Rotura						γ_{df}	e_f	B_g	γ_{dg}
	D_p	h	P_s	W	γ_d	e	D_r	σ_3	σ_v	ϵ_u	ϵ_v	ϵ_v/ϵ_u	σ_1/σ_3	σ_1/σ_3				
	mm	mm	N	%	kN/m^3		%	kN/m^2	%	%	%		kN/m^2		%	kN/m^3		
T30EASU1	305	684	900	1,7	18,0	0,36	93	100	1,8	3,5	0,6	0,17	377	4,8	18,4	0,33	26	24,5
T30EASU3	305	676	900	1,7	18,2	0,35	96	300	3,2	7,7	3,5	0,45	739	3,5	19,5	0,26	—	24,5
T30EASU4	305	729	950	1,7	17,8	0,38	85	400	3,4	9,4	5,8	0,62	817	3,0	19,6	0,25	46	24,5
T30EASU5	305	680	900	1,7	18,1	0,35	96	500	3,7	9,2	6,4	0,69	885	2,8	20,2	0,21	—	24,5
T30EASU8	305	725	950	1,7	17,9	0,37	89	800	4,5	9,3	8,8	0,95	1 112	2,4	20,7	0,18	—	24,5
T10EASU1	102	178	26,8	2,0	18,4	0,33	104	100	2,3	5,3	0,3	0,06	501	6,0	18,9	0,30	—	24,5
T10EASU3	102	178	26,8	2,2	18,4	0,33	104	300	2,8	13,6	4,2	0,31	1 121	4,7	19,8	0,24	20	24,5
T10EASU6	102	178	26,9	1,8	18,5	0,32	107	600	3,6	19,4	6,9	0,36	1 884	4,2	20,7	0,18	27	24,5

Ver significado dos símbolos no Quadro 5.3

QUADRO 5.5

Resumo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial do enrocamento são seco

Amostra	Montagem					Consolidação			Rotura						γ_{df}	e_f	B_g	γ_{dg}
	D_p	h	P_s	γ_d	e	D_r	σ_3	ϵ_v	ϵ_u	ϵ_v	ϵ_v/ϵ_u	σ_1/σ_3	σ_1/σ_3	kN/m^3				
	mm	mm	N	kN/m^3		%	kN/m^2	%	%	%		kN/m^2						
T30ESS1	305	724	1 082	20,5	0,31	100	100	1,9	4,7	− 0,8	− 0,17	970	10,7	20,7	0,30	3	26,9	
T30ESS3	305	720	1 083	20,6	0,31	100	300	2,9	4,6	0,9	0,20	1 690	6,6	21,0	0,28	7	26,9	
T30ESS5	305	720	1 083	20,6	0,31	100	500	4,2	9,6	3,7	0,39	2 680	6,4	20,8	0,29	9	26,9	
T10ESS1	102	170	28,9	20,9	0,29	114	100	0,4	6,2	− 1,9	− 0,31	1 280	13,8	20,7	0,30	3	26,9	
T10ESS3	102	174	29,0	20,5	0,31	100	300	3,1	6,1	− 0,4	− 0,07	3 090	11,3	21,1	0,27	2	26,9	
T10ESS5	102	175	29,1	20,5	0,31	100	500	3,2	9,5	0,1	0,01	3 650	8,3	21,0	0,28	5	26,9	

Ver significado dos símbolos no Quadro 5.3

QUADRO 5.6

*Resumo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial
do enrocamento são submerso*

Amostra	Montagem						Consolidação		Rotura						γ_{df}	e_f	B_g	γ_{dg}
	D_p	h	P_s	W	ω_d	e	D_r	σ_a	σ_v	ϵ_{II}	ϵ_v	$\epsilon_v / \epsilon_{II}$	σ_1, σ_3	σ_1 / σ_3				
	mm	mm	N	%	kN/m ³		%	kN/m ²	%	%	%		N/m ²					
T30ESSU1	305	721	1 083	0,4	20,6	0,31	100	100	1,5	7,0	-1,8	-0,26	700	8,0	20,5	0,31	4	26,9
T30ESSU3	305	719	1 083	0,2	20,6	0,31	100	300	2,3	6,9	1,1	0,16	1 530	6,1	21,2	0,27	10	26,9
T30ESSU5	305	728	1 083	0,2	20,4	0,32	98	500	4,0	13,7	4,0	0,29	2 170	5,3	22,1	0,22	16	26,9
T10ESSU1	102	175	29,1	0,3	20,5	0,31	100	100	1,8	4,6	-1,1	-0,24	1 010	11,1	20,7	0,30	—	26,9
T10ESSU3	102	174	28,9	0,4	20,5	0,31	100	300	3,2	9,6	0,2	0,02	1 880	7,3	21,2	0,27	—	26,9
T10ESSU5	102	175	29,1	0,2	20,5	0,31	100	500	3,6	8,1	0,3	0,04	2 830	6,7	21,4	0,26	7	26,9

Ver significado dos símbolos no Quadro 5.3

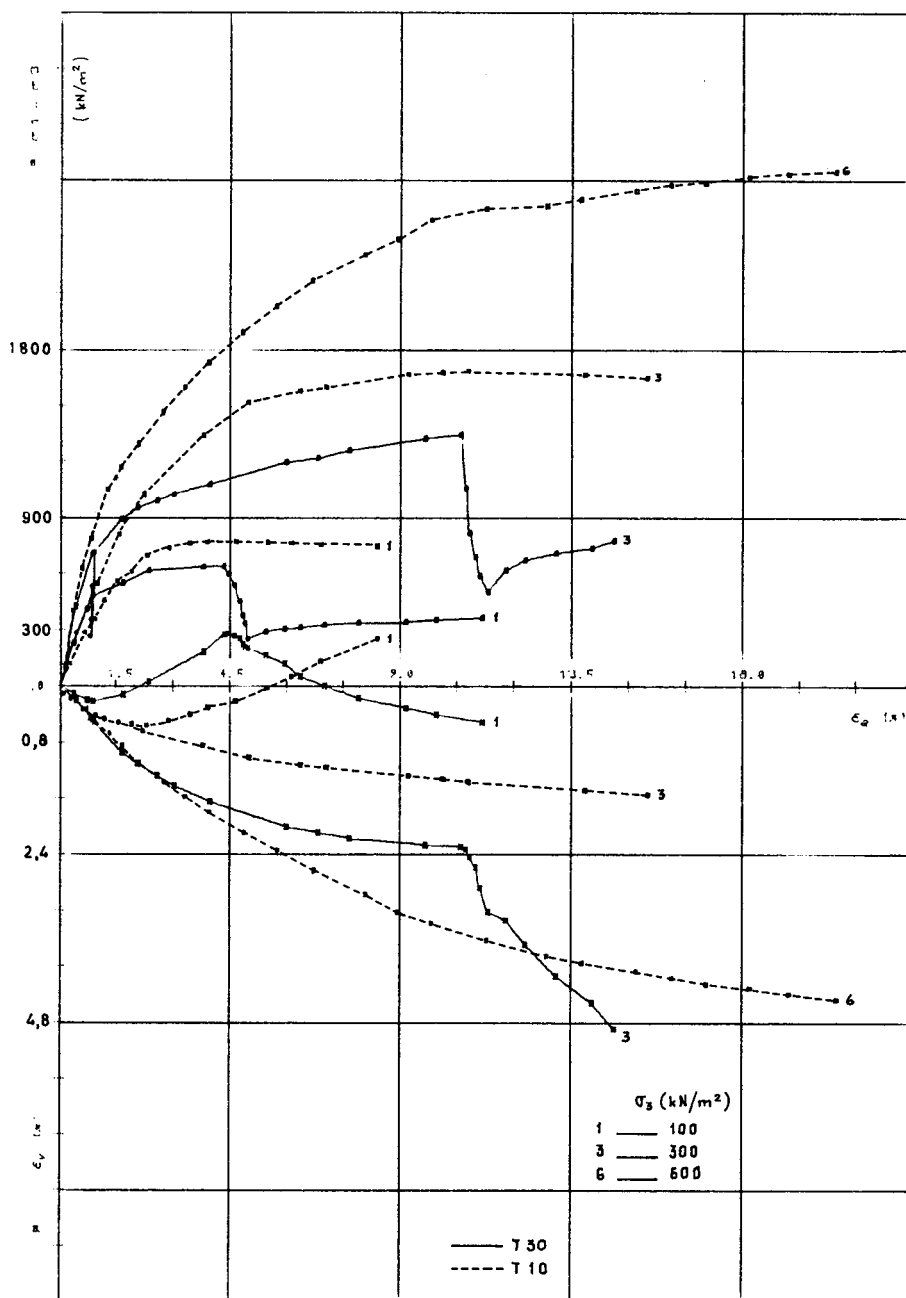


Fig. 5.14 — Ensaio triaxial. Curvas tensão-deformação. Enrocamento alterado seco

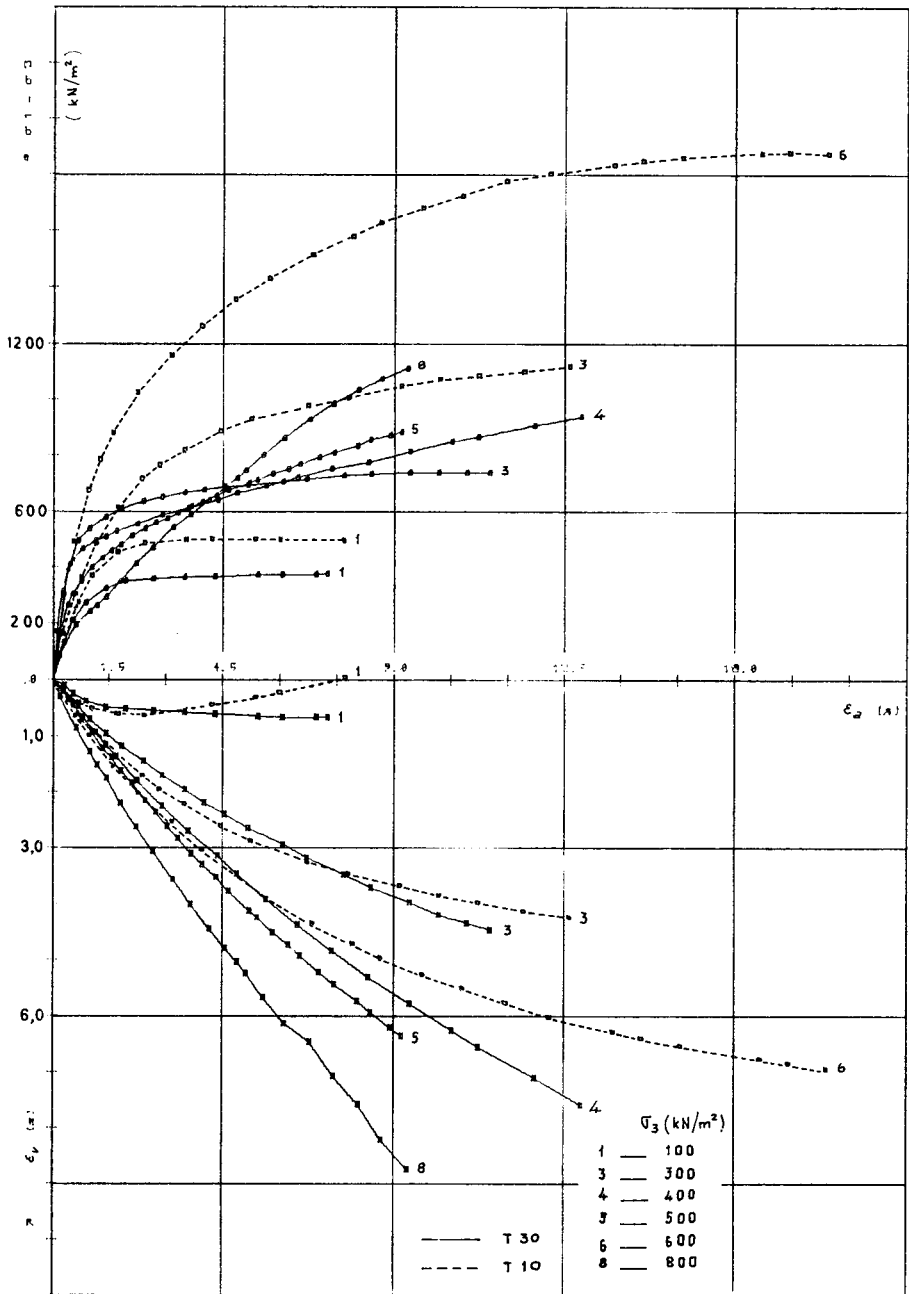


Fig. 5.15 — Ensaio triaxial. Curvas tensão-deformação. Enrocamento alterado submerso

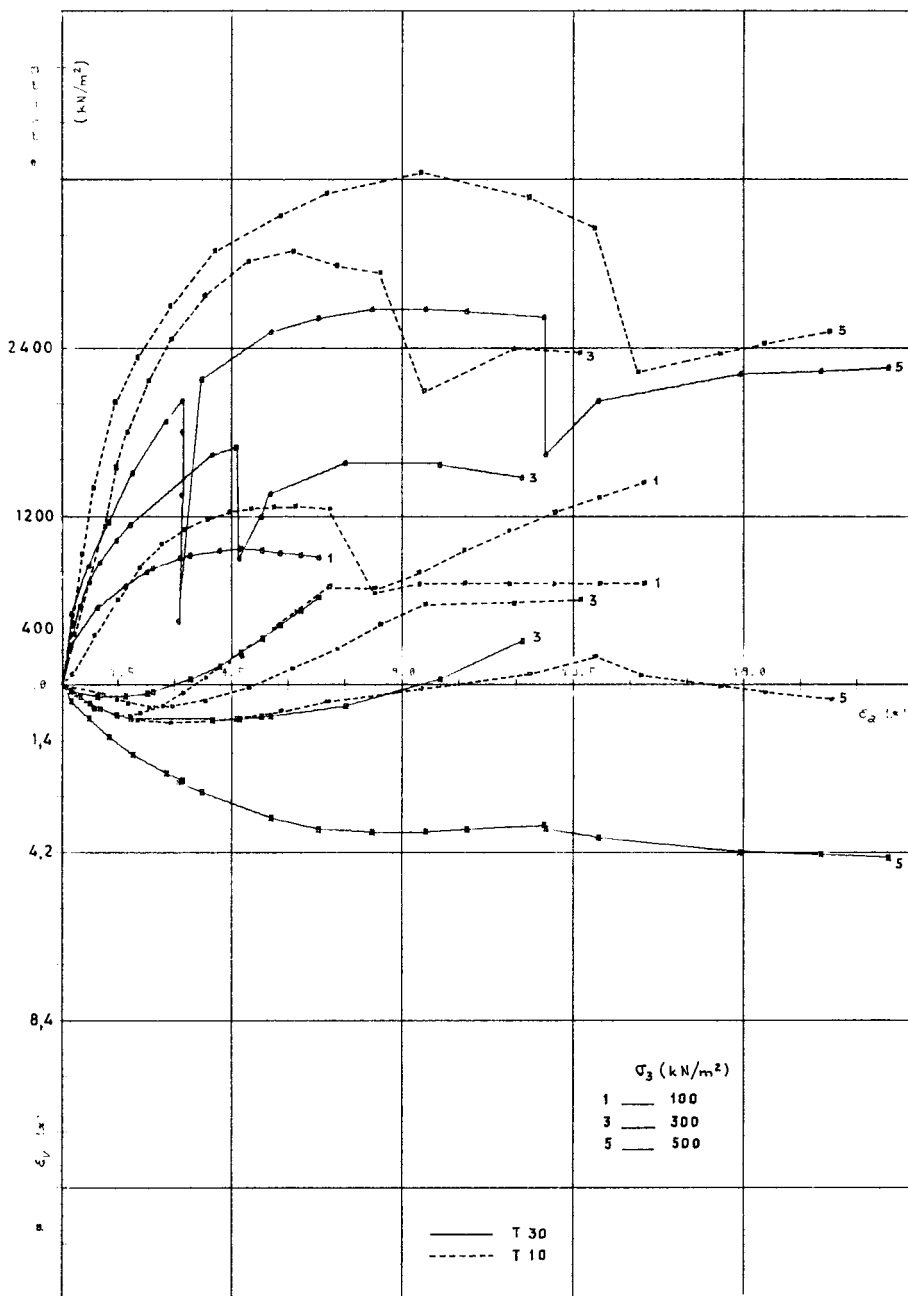


Fig. 5.16 — Ensaio triaxial. Curvas tensão-deformação. Enrocamento são seco

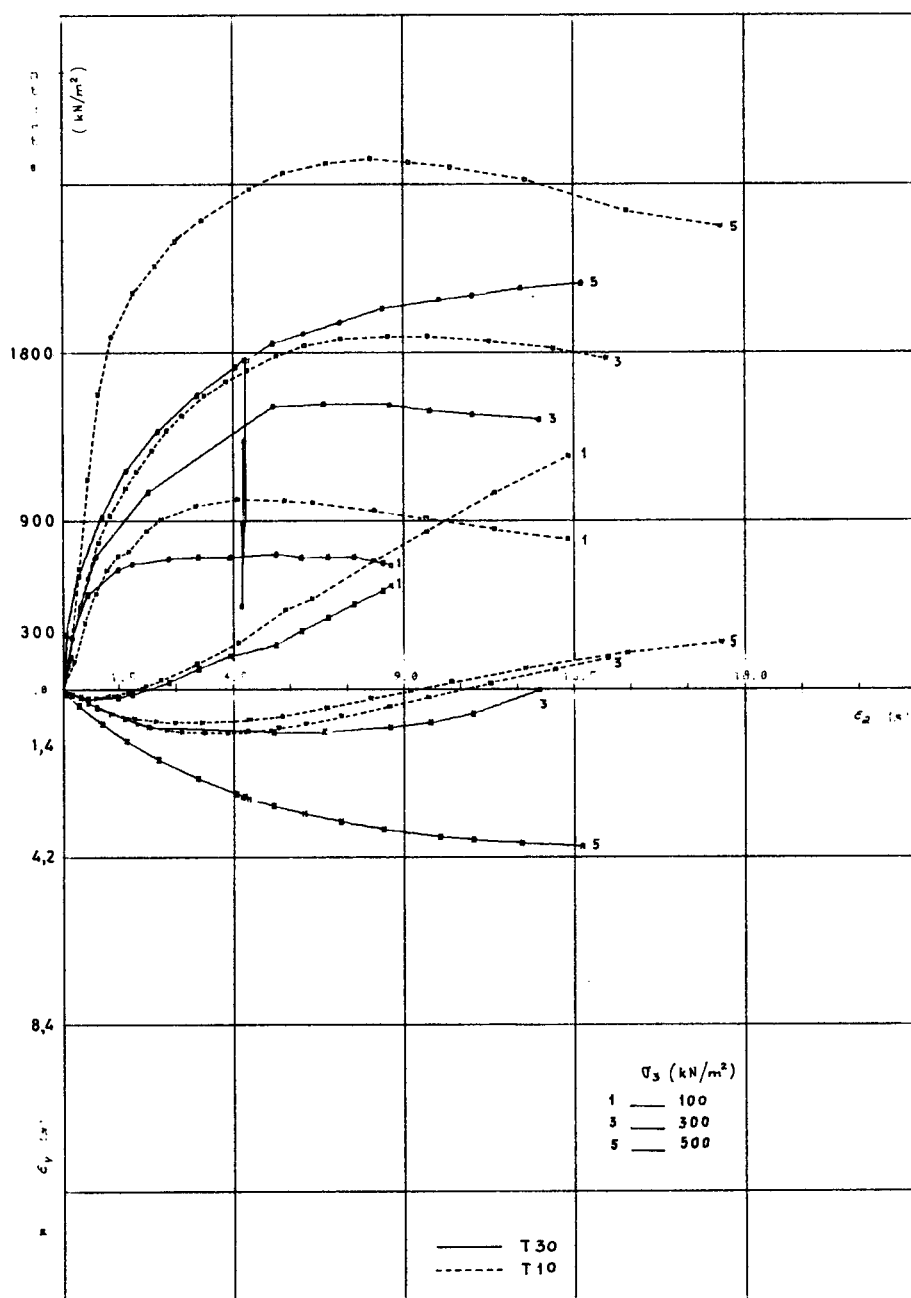


Fig. 5.17 — Ensaio triaxial. Curvas tensão-deformação. Enrocamento são submerso

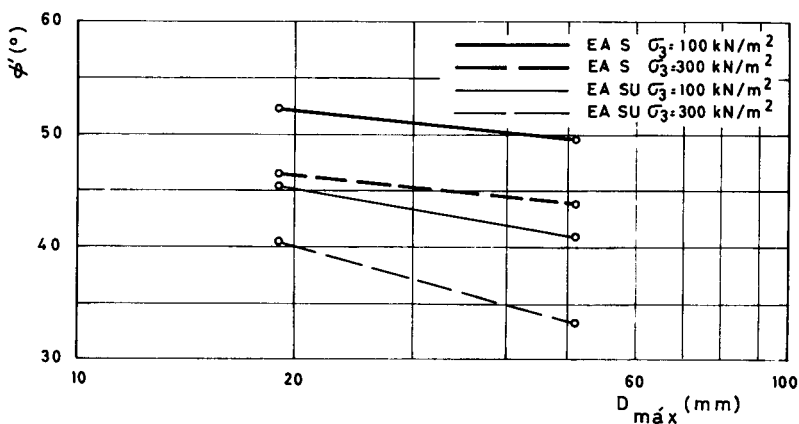


Fig. 5.18 — Variação do ângulo de atrito com o diâmetro máximo das partículas das amostras de enrocamento alterado

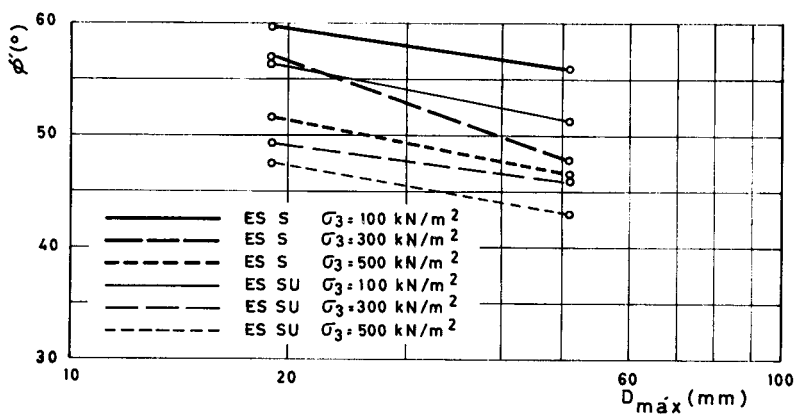


Fig. 5.19 — Variação do ângulo de atrito com o diâmetro máximo das partículas das amostras de enrocamento são

Pode considerar-se que houve um decréscimo em termos médios de aproximadamente 4° no ângulo de atrito interno ao ensaiarem-se amostras com $D_{máx}$ de 19 em vez de 51 mm e não se verificaram diferenças sensíveis deste comportamento entre os dois tipos de enrocamento.

A este respeito, refira-se que Marachi *et al.* (1969) constataram, nos materiais de enrocamento referidos em (5.1), que há uma diminuição do ângulo de atrito em termos médios de 3 a 5° quando a dimensão máxima das partículas aumenta de 13 a 150 mm e cerca de somente 1 a 2° ao variar $D_{máx}$ de 50 a 150 mm. Estes dados referem-se a ensaios de compressão triaxial e para uma tensão de confinamento de 200 kN/m².

Parece verificar-se que há um efeito bastante mais pronunciado devido à água e à tensão de confinamento do que o resultante da dimensão das partículas.

Nas amostras que foram ensaiadas a seco e posteriormente submersas atingiram-se valores de resistências ao corte, após o colapso, próximos dos obtidos nos ensaios de amostras submersas.

No Quadro 5.7 apresenta-se a diminuição do ângulo de atrito, devido à presença de água, medida nas amostras com partículas de diferentes dimensões.

Quadro 5.7

Diminuição do ângulo de atrito interno, devido ao colapso, em amostras com diferentes dimensões

Amostra	σ_3 (kN/m ²)	ϕ' (o)	
		T30	T10
EA	100	9,0	7,0
EA	300	7,5	5,0
ES	100	4,5	3,5
ES	300	2,0	8,0
ES	500	4,0	4,0

Regra geral, obteve-se uma maior diminuição na resistência ao corte nas amostras ensaiadas na câmara T30, excepto para o caso da amostra de enrocamento são seco

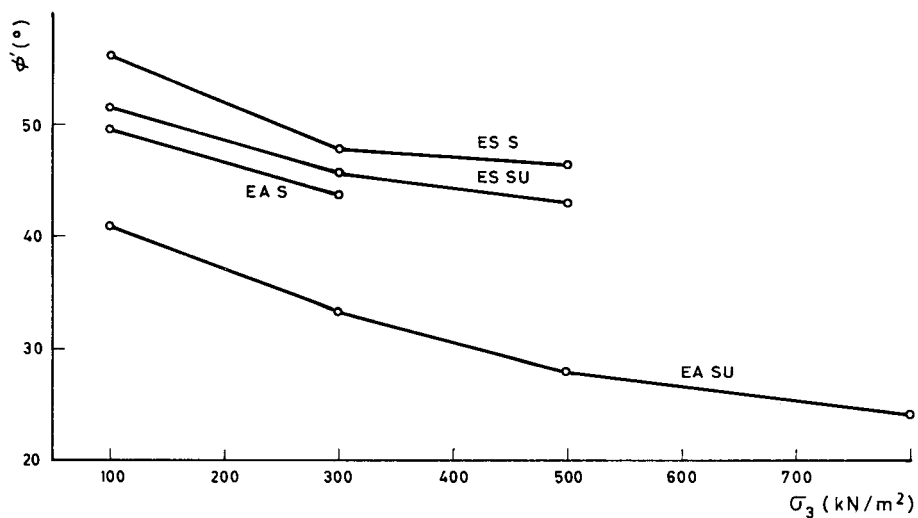


Fig. 5.20 — *Variação do ângulo de atrito com a tensão de confinamento das amostras com $D_{máx} = 51$ mm*

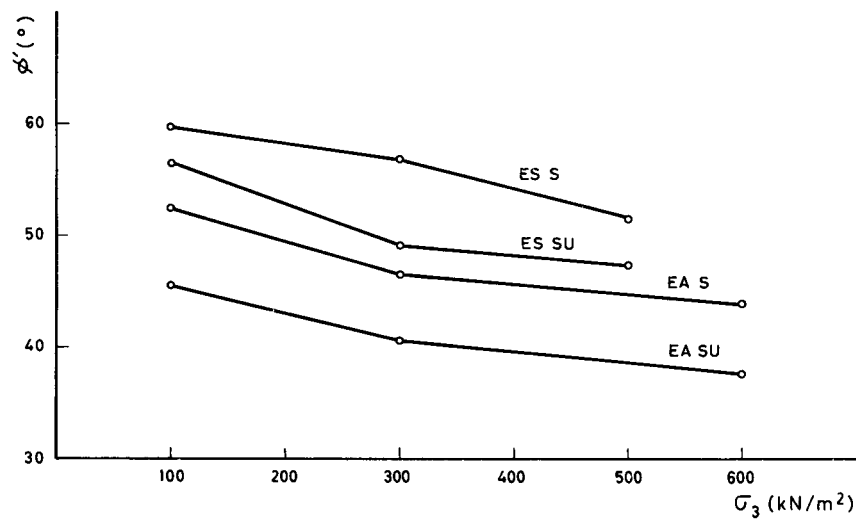


Fig. 5.21 — *Variação do ângulo de atrito com a tensão de confinamento das amostras com $D_{máx} = 19$ mm*

ensaiada com uma tensão principal mínima de 300 kN/m². No entanto, há certas dúvidas quanto à validade do ensaio do provete ensaiado na câmara T10 (fig. 5.16).

Como já foi referido verificou-se um acentuado efeito da tensão principal mínima nas características de resistência ao corte dos materiais, como se pode ver pelos diagramas das figs. 5.20 e 5.21.

Note-se que o efeito parece ser ligeiramente mais pronunciado nas amostras de maior dimensão, principalmente para o enrocamento alterado submerso.

Quanto às características de deformabilidade medidas nos ensaios triaxiais verifica-se pelo diagrama da fig. 5.22 que se obtêm, normalmente, comportamentos mais dilatantes na rotura em amostras ensaiadas com partículas de menor dimensão.

Também os ângulos de atrito referentes aos estados críticos são superiores para as amostras ensaiadas na câmara T10. Este estado é definido para um dado índice de vazios e tensão de confinamento, dum provete triaxial, tal que se verificam variações volumétricas nulas para tensões distorsionais após a rotura.

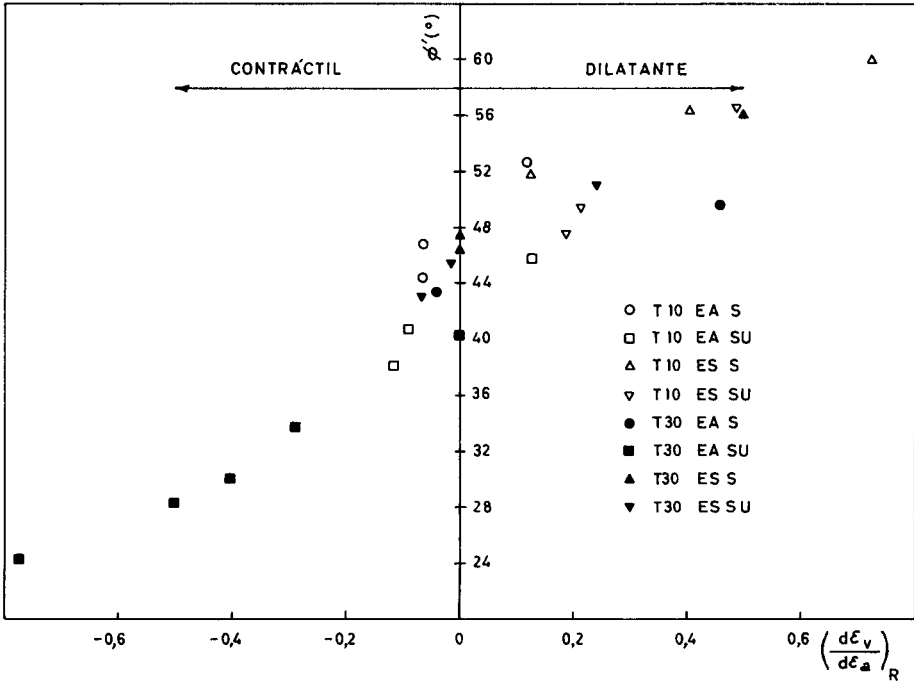


fig. 5.22 — Relação entre o ângulo de atrito e o valor de $(\frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_a})_R$ dos ensaios triaxiais

6 — EFEITO DA MODELAÇÃO NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE

6.1 — Generalidades

As características de deformabilidade dos materiais de enrocamento têm sido sobretudo determinadas em ensaios de compressão unidimensional. No entanto, há pouca informação acerca de estudos do efeito da modelação baseados nesta modalidade de ensaio, pelo menos comparada com a obtida de ensaios de compressão triaxial, no que respeita às características de resistência ao corte.

Refira-se, no entanto, que os ensaios triaxiais também permitem concluir acerca da deformabilidade dos materiais de enrocamento, como vimos no capítulo 5.

Lee e Farhoomand (1967) concluíram que a fracturação e compressibilidade de materiais de enrocamento aumentam em amostras com partículas de dimensão mais elevada.

Fumagalli (1969) analisou o efeito da dimensão das partículas em ensaios de compressão unidimensional realizados em câmaras idênticas à designada por DU50 (ver 4.2).

O material era um calcário com uma granulometria extensa ($C_u \approx 50$), tendo um índice de vazios de 0,29.

A fig. 6.1 refere-se aos resultados obtidos por aquele autor. No primeiro caso estudou o «efeito de escala», o qual depende da relação entre o diâmetro do provete D_p e a máxima dimensão das partículas da amostra $D_{máx}$. Para isso ensaiou numa câmara de 0,5 m de diâmetro, 3 granulometrias com diferentes dimensões máximas de fragmentos rochosos tendo consequentemente diferentes relações $D_p/D_{máx}$. Verificou uma maior rigidez nas amostras com partículas com dimensões mais elevadas, tendo concluído que, ao ensaiar enrocamentos, não é aconselhável adoptar valores de $D_p/D_{máx}$ inferiores a 5, em amostras bem-graduadas. Repare-se que os resultados são contra a segurança.

No segundo caso Fumagalli (*op. cit.*) ensaiou amostras com diferentes dimensões máximas das partículas, mas em câmaras com diâmetros tais que a relação $D_p/D_{máx}$ mantinha-se constante. Os resultados demonstraram que pelo aumento da dimensão das partículas deve esperar-se uma maior deformabilidade dos materiais de enrocamento. Note-se, no entanto, que ensaiou amostras com partículas de dimensão bastante elevada, $D_{máx} = 260$ mm e que a influência da dimensão das partículas foi relativamente baixa, dado o nível de tensões atingido.

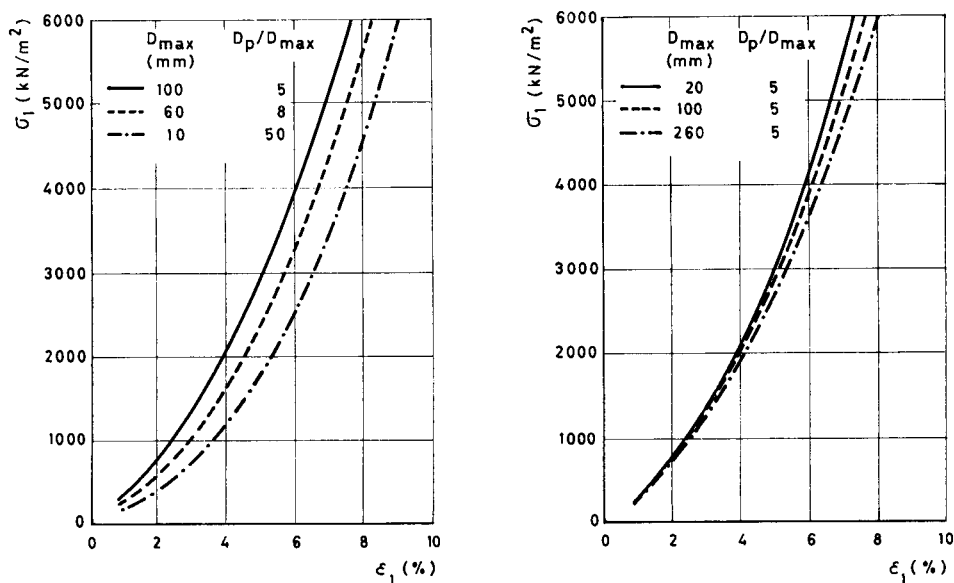


Fig. 6.1 — Ensaio de compressão unidimensional. «Efeito de escala» e efeito da dimensão máxima das partículas (Fumagalli, 1969).

Charles (1973) constatou também, de ensaios de compressão unidimensional do arenito utilizado na construção da barragem de Scamonden (com granulometria bem-graduada, $C_u = 100$), que amostras de enrocamento com partículas de maior dimensão deformam-se mais do que amostras com partículas menores. O gráfico da fig. 6.2 refere-se aos resultados tensão-deformação obtidos por aquele autor os quais permitiram também comparar a influência do estado de compactação com o efeito da dimensão das partículas.

Observe-se que as deformações já foram relativamente mais elevadas que as obtidas por Fumagalli. Assim, para o material no estado mais denso e para uma tensão axial de 1 MN/m^2 , a deformação vertical aumentou de 3 a 5% ao passar a dimensão máxima das partículas de 9,5 para 76 mm. Note-se ainda que estas dimensões são menores que as ensaiadas por Fumagalli (*op. cit.*).

Donaghe e Cohen (1978) desenvolveram uma investigação sobre o efeito de certos factores nas características tensão-deformação dos materiais de enrocamento. Um dos materiais ensaiados foi um basalto de pedra, com partículas angulosas de elevada resistência. No estudo sobre o efeito da dimensão das partículas, ensaiaram

diversos provetes, com diferentes coeficientes de uniformidade, tendo todos uma dimensão mínima das partículas de 0,6 mm (fig. 5.7). Na fig. 6.3 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão unidimensional conduzidos por aqueles autores, em que se relacionam as deformações máximas ϵ_1 com os $D_{máx}$, para tensões axiais de $5,6 \text{ MN/m}^2$.

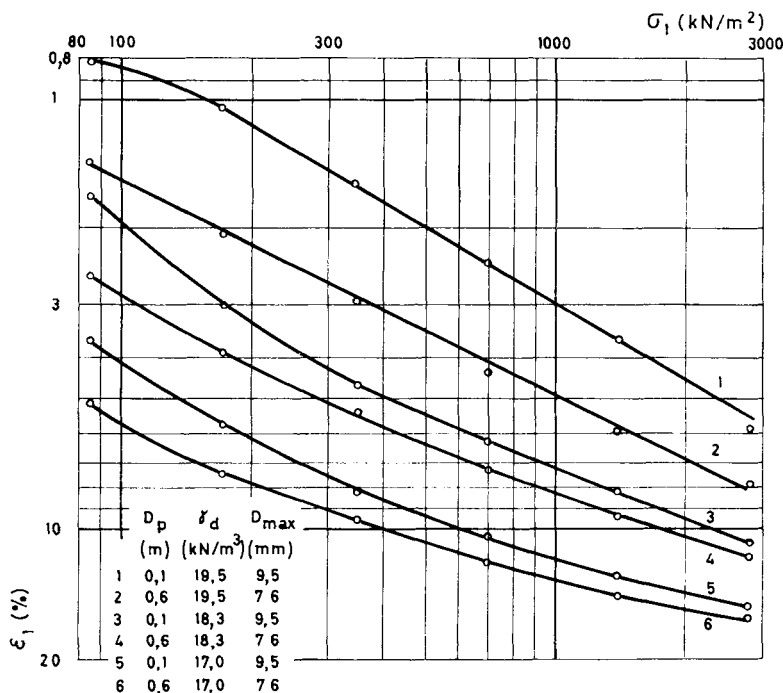


Fig. 6.2 — Resultados de ensaios de compressão unidimensional. Efeito da dimensão das partículas e do estado de compacidade (Charles, 1973)

Os autores concluíram que com o aumento da dimensão das partículas, ou seja aumento do coeficiente de uniformidade, diminui a deformabilidade do material tendo o efeito sido mais pronunciado em estados de média compacidade. Note-se, no entanto, que esta influência foi mais relevante para partículas inferiores a 25 mm, pelo que os autores admitiram que ensaios de compressão unidimensional de amostras de materiais de enrocamento com uma dimensão máxima de 50 mm deverão ser representativos dos mesmos materiais com partículas de maior dimensão.

Pakhomov (1980) obteve conclusões idênticas às de Donaghe e Cohen (*op. cit.*) anteriormente referidas. Com base nos resultados de compressão unidimensional de ensaios de amostras com diferentes C_u (fig. 5.9) consideraram que se deve obter uma elevada aproximação (erro inferior a 5%) para as características tensão-deformação de materiais de enrocamento, se a máxima dimensão das partículas do material de laboratório for pelo menos igual a 1/10 da máxima dimensão do material do protótipo.

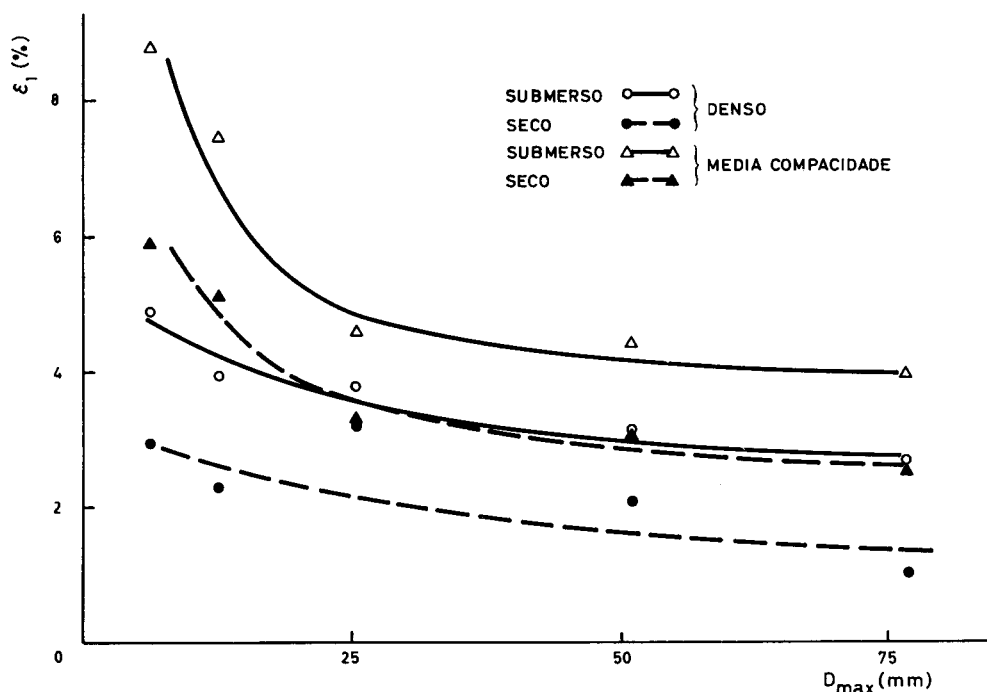


Fig. 6.3 — Ensaio de compressão unidimensional. Relação entre as deformações axiais ao final do ensaio e o diâmetro máximo das partículas (Donaghe e Cohen, 1978)

6.2 — Ensaio de compressão unidimensional. Interpretação e análise dos resultados

Nos Quadros 6.1 e 6.2 apresenta-se um resumo dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional, respectivamente, para o enrocamento alterado e o enrocamento são.

Como não se obteve um andamento linear nas curvas tensão-deformação os valores de E_{oedi} e E_{oedf} foram obtidos da inclinação das curvas tensão-deformação, respectivamente, para o ramo inicial e final.

Ao analisar o efeito da modelação verificou-se, em todos os ensaios, que embora na fase inicial de aplicação das tensões axiais, o material com partículas de menor dimensão exibiu uma maior deformação, para níveis de tensão mais elevados as amostras DU50 apresentavam uma rigidez bastante inferior como se pode ver nas figs. 6.4 e 6.5.

QUADRO 6.1

Resultados dos ensaios de compressão unidimensional do enrocamento alterado

Amostra	D_r	E_{oedi}	E_{oedf}	B_g	e_i	K_{oi}	K_{of}
	%	MN/m ²	MN/m ²	%			
DU50EAS	100	120	38	19	0,34	0,35	0,45
DU50EASU	110	38	19	48	0,31	0,43	0,57
DU10EAS	100	42	87	6	0,34	0,20	0,28
DU10EASU	125	42	36	24	0,29	0,34	0,44

D_r — Densidade relativa

E_{oedi} — Módulo edométrico tangente inicial

E_{oedf} — Módulo edométrico tangente final

B_g — Grau de fracturação

e_i — Índice de vazios inicial

K_{oi} — Coeficiente de impulso em repouso inicial

K_{of} — Coeficiente de impulso em repouso final

QUADRO 6.2

Resultados dos ensaios de compressão unidimensional do enrocamento são

Amostra	D_r	E_{oedi}	E_{oedf}	B_g	e_i	K_{oi}	K_{of}
	%	MN/m ²	MN/m ²	%			
DU50ESSU	100	167	71	13	0,31	0,32	0,44
DU50ESSU	82	57	39	10	0,42	0,28	0,40
DU50ESSU	60	13	29	9	0,56	0,85	0,56
DU10ESSU	104	86	141	7	0,31	0,14	0,32
DU10ESSU	80	46	47	4	0,44	0,18	0,35
DU10ESSU	61	13	33	5	0,55	0,20	0,32

Ver significado dos símbolos no Quadro 6.1

Como a fracturação aumenta com o nível das solicitações a que o material é submetido, parece poder concluir-se que as amostras com partículas de maior dimensão devem apresentar uma mais elevada fracturação dos elementos rochosos.

No diagrama da fig. 6.6 comparam-se os resultados dos módulos edométricos tangentes no final das curvas tensão-deformação (ESSU100 corresponde ao enrocamento são, submerso, compactado com uma densidade relativa de 100%).

Da fig. 6.6 constata-se que os resultados dos módulos edométricos são superiores em todas as amostras com partículas de menor dimensão. No entanto, a diferença é mais saliente para o material são e estados secos e densos.

Vários autores, como por exemplo, Nobari e Duncan (1973) observaram que se um enrocamento seco, ensaiado em compressão unidimensional, for submerso após atingir um dado nível de tensões, exhibe uma extensão axial sensivelmente idêntica à

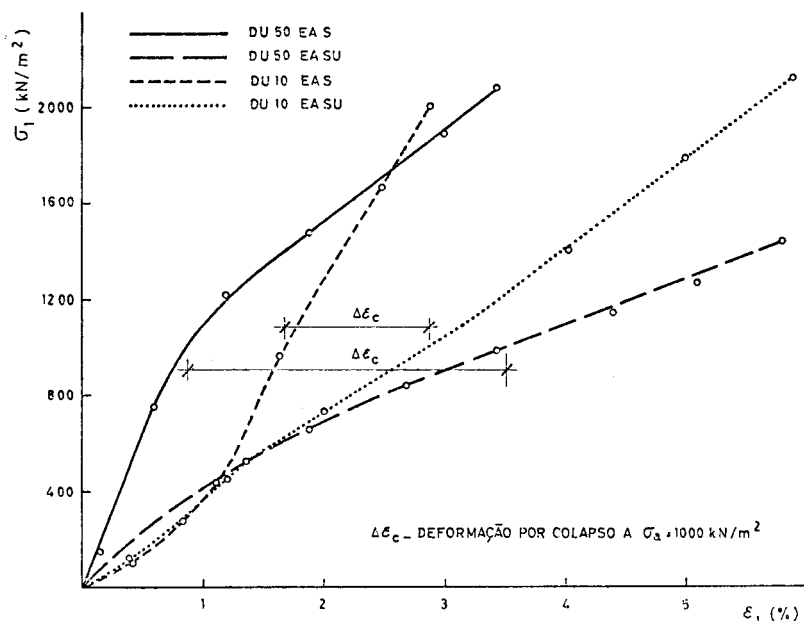


Fig. 6.4 — *Curvas tensão-deformação dos ensaios de compressão unidimensional. Enrocamento alterado*

obtida no caso de o material ser inicialmente submerso e solicitado até à mesma tensão axial.

Na fig. 6.4 comparam-se deformações que se prevêem por colapso do enrocamento alterado, devido à presença de água, para uma tensão axial de 1 MN/m^2 , e para amostras com $D_{\text{máx}}$ de 10 e 50 mm.

Verificou-se, como se esperava, um maior colapso na amostra de maiores dimensões, obtendo-se $\Delta\epsilon_c = 2,6\%$ em vez de somente $1,2\%$ na amostra com partículas menores.

Como a água diminui as características de resistência dos fragmentos rochosos, este efeito parece, pois, ser tanto mais pronunciado, quanto maior é a dimensão das partículas de enrocamento.

Deste modo, é de prever que em materiais de enrocamento em que a água tenha um efeito pronunciado nos assentamentos, como por exemplo em materiais alterados, os deslocamentos obtidos dos ensaios laboratoriais sejam inferiores aos observados no campo.

Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso (figs. 6.7 e 6.8) obteve-se valores mais elevados para as amostras de menores dimensões. Como se sabe em materiais de enrocamento este parâmetro é tanto menor quanto mais resistente é o material (comparem-se, por exemplo, amostras de enrocamento alterado e são ensaiadas nas mesmas condições, assim como o efeito do estado de compacidade no enrocamento são) conclui-se que amostras de enrocamento com partículas de menor dimensão terão um comportamento mecânico mais rígido que no caso de o material possuir partículas de mais elevada dimensão.

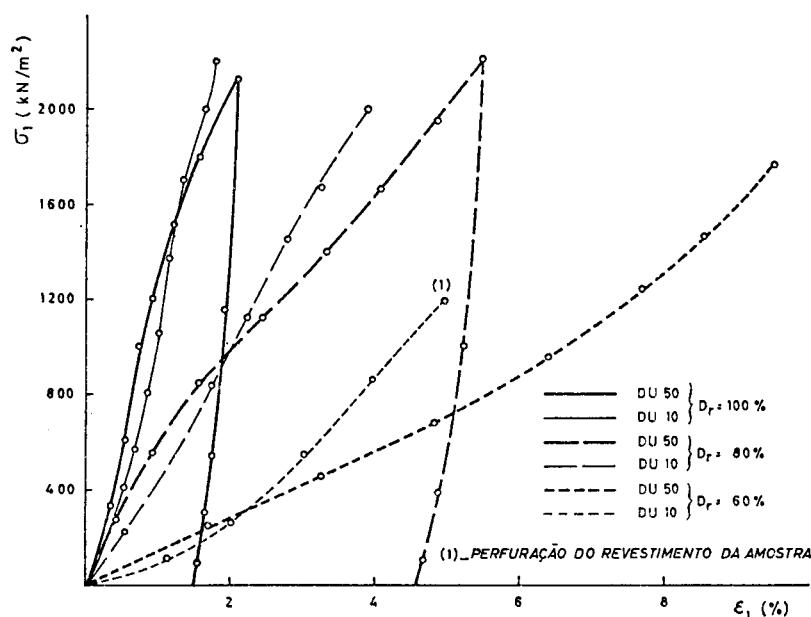


Fig. 6.5 — *Curvas tensão-deformação dos ensaios de compressão unidimensional. Enrocamento são*

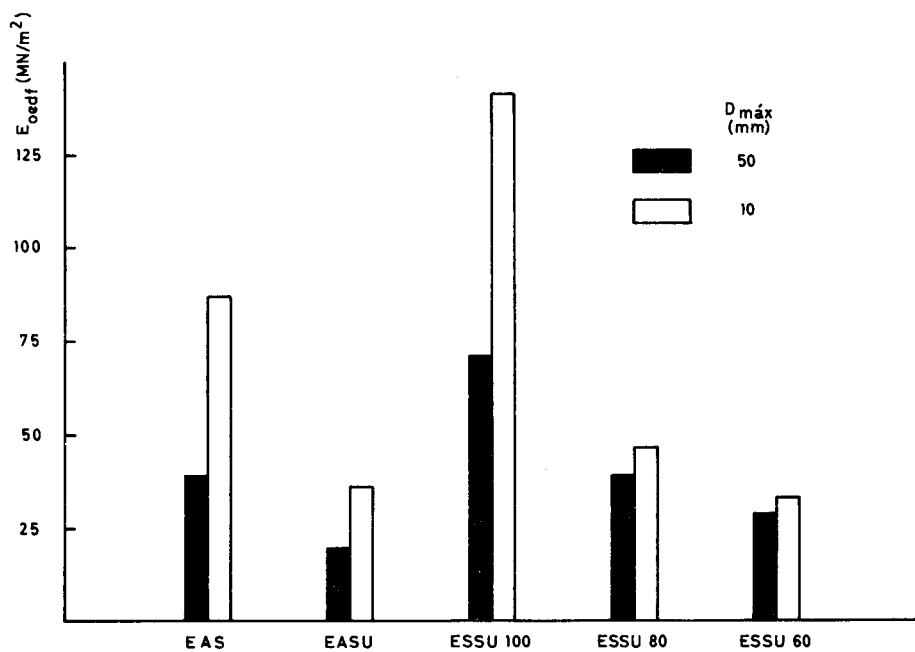


Fig. 6.6 — Valores dos módulos edométricos tangentes nos ramos finais das curvas tensão-deformação

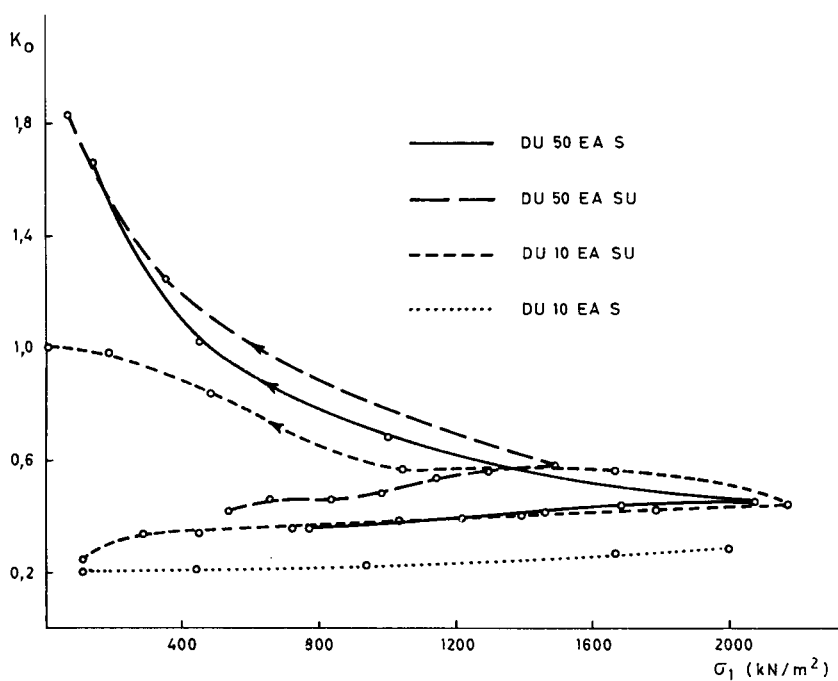


Fig. 6.7 — *Relação entre o coeficiente de impulso em repouso e a tensão axial.*
Enrocamento alterado

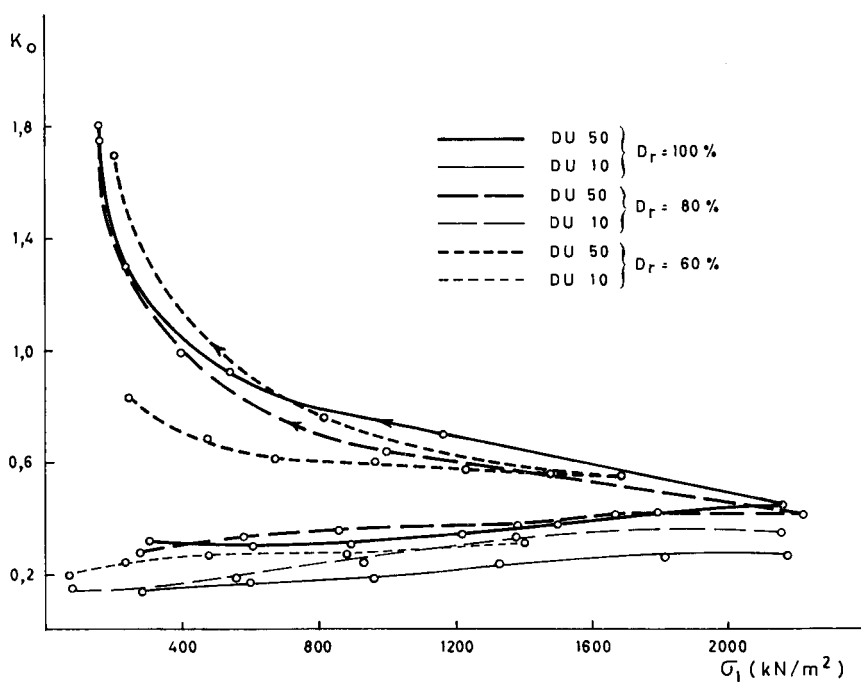


Fig. 6.8 — Relação entre o coeficiente de impulso em repouso e a tensão axial.
Enrocamento são

7 — FRACTURAÇÃO DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO

7.1 — Generalidades

Como foi referido anteriormente é de esperar que a fracturação dos fragmentos rochosos dos materiais de enrocamento seja a causa principal do efeito da dimensão das partículas.

Assim, a partir de análises teóricas (cap. 2.1) pode concluir-se que materiais granulares com partículas de maior dimensão devem apresentar um maior esmagamento do que os que possuem partículas com dimensão mais reduzida.

Tal facto explica uma questão importante, isto é, porque é que os materiais de enrocamento apresentam um comportamento mecânico tão diferente do dos solos arenosos? Na realidade com o aumento da fracturação das partículas, cresce a influência de certos factores no comportamento mecânico dos materiais de enrocamento, facto que não é observado nos materiais mais finos. É o caso dos seguintes factores:

- a) tensão de confinamento
- b) dimensão das partículas
- c) água
- d) tempo (fluência)

Lee e Farhoomand (1967) conduziram através da realização de ensaios de compressão triaxial uma investigação acerca do comportamento mecânico dos materiais granulares.

Para analisar a fracturação dos elementos rochosos destes materiais construíram várias amostras com diferentes dimensões, britando partículas de um material granítico de pedreira.

Os resultados da fracturação em amostras com partículas de diferentes dimensões são apresentados no gráfico da fig. 7.1, tendo-se obtido um elevado acréscimo da fracturação ao aumentar o tamanho dos elementos rochosos.

Deve notar-se que a tensão de confinamento dos provetes triaxiais era de 8 MN/m^2 , valor bastante elevado, sem interesse prático, dado o nível de tensões a que as estruturas normalmente são solicitadas.

No entanto, como a máxima dimensão das partículas era somente de 19 mm prevê-se que se se repetisse a experiência com partículas maiores mesmo para tensões mais baixas, a fracturação poderia ser mesmo mais pronunciada.

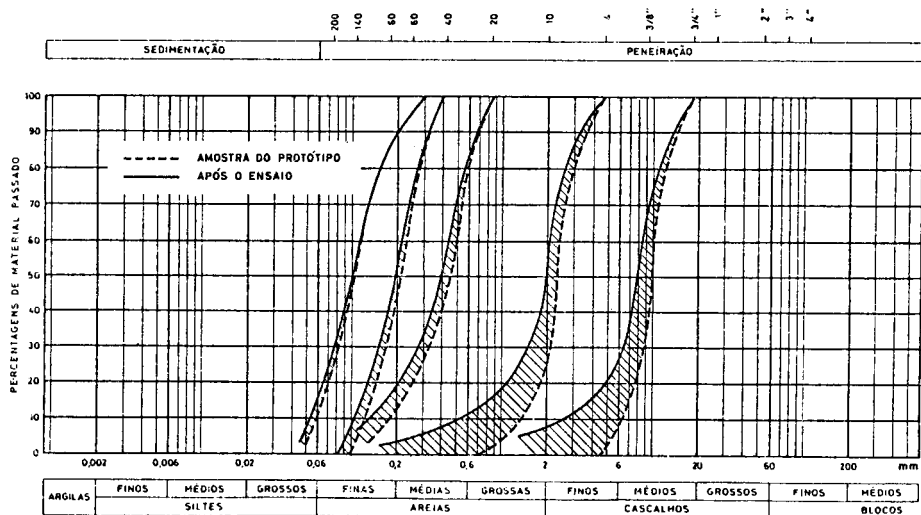


Fig. 7.1 — Grau de fracturação em amostras de enrocamento, ensaiadas em compressão triaxial com partículas de diferentes dimensões (Lee e Farhoomand, 1967)

7.2 — Análise da fracturação nos ensaios de compressão triaxial

O diagrama da fig. 7.2 transcrito de Marachi *et al.* (1969) prova que a fracturação dos elementos rochosos de materiais de enrocamento é, sobretudo, resultante da aplicação das tensões de corte nos ensaios de compressão triaxial, já que compararam as curvas granulométricas, inicial, após consolidação e após consolidação e fase de corte dum material basáltico britado submetido a uma tensão de confinamento de $4,6 \text{ MN/m}^2$.

Este facto parece também justificar por que é que nos ensaios apresentados em (5.2) não se notou, durante a fase de consolidação, diferença nas deformações volumétricas de amostras com diferentes dimensões de partículas, enquanto que quando da aplicação das tensões deviatórias se obteve uma maior diminuição do volume unitário nos provetes de amostras com partículas de dimensão mais elevada.

A partir das curvas granulométricas de algumas amostras obtidas após os ensaios de compressão triaxial determinou-se o grau de fracturação B_g , conforme se apresenta nos Quadros 5.3 a 5.6. Para cada série de provetes referentes a uma dada amostra

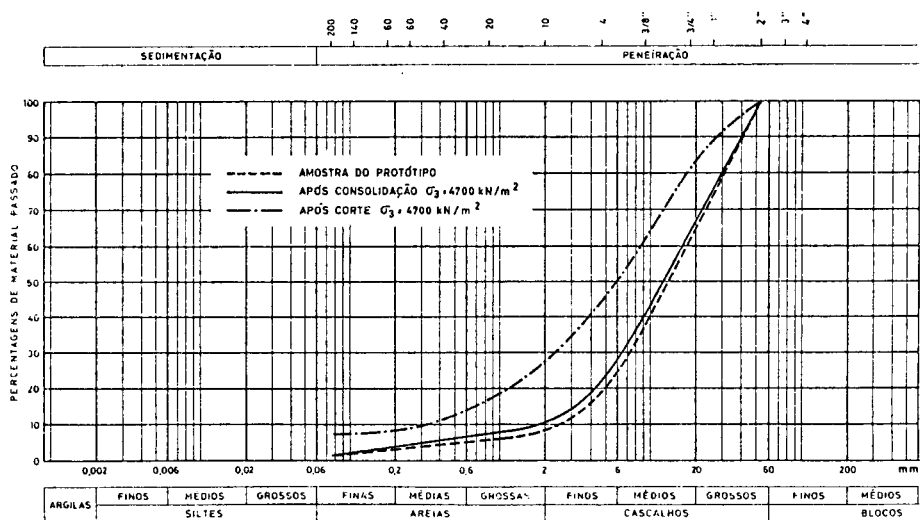


Fig. 7.2 — Grau de fracturação numa amostra de enrocamento após a fase de consolidação e a fase de corte de ensaios de compressão triaxial (Marachi *et al.*, 1969)

elaborou-se o diagrama (fig. 7.3) que relaciona o grau de fracturação com o quociente entre a tensão principal máxima e mínima na rotura.

É deveras impressionante a relação tão estreita entre o grau de fracturação e a resistência ao corte dos materiais ensaiados. Marachi *et al.* (1969) já tinham observado este comportamento adiantando que para um dado material esta lei não é afectada pela dimensão das partículas do material granular.

Repare-se, no entanto, que para amostras com partículas menores, o grau de fracturação diminui e a resistência ao corte aumenta.

Parece ainda poder concluir-se da fig. 7.3 que a água também não tem, como a dimensão das partículas, influência na relação entre os estados de tensão na rotura e o grau de fracturação. Admitindo que o enrocamento definido como alterado e o designado por são não são muito distintos, quanto à granulometria, índice de vazios e forma das partículas parece que o estado de alteração também não terá um efeito sensível na correlação entre B_g e a relação $(\sigma_1/\sigma_3)_R$. No entanto, é evidente que com o aumento da alteração há uma degradação das características resistentes dos fragmentos rochosos (Quadro 4.1), a qual conduz a um material mais fracturável e consequente - mente de menor resistência ao corte. Repare-se que são da mesma ordem de grandeza

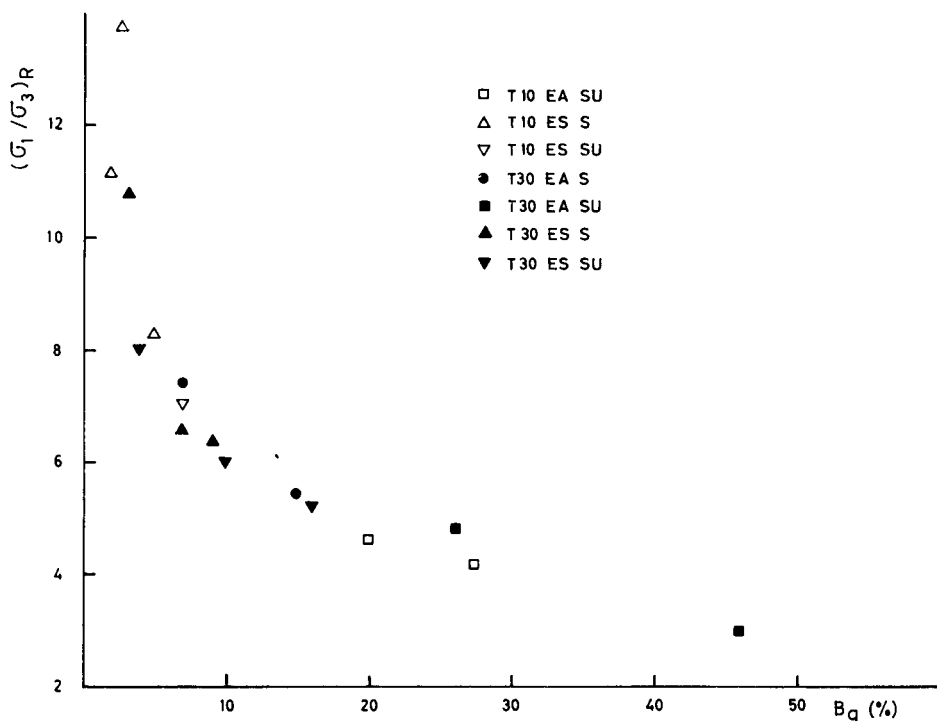


Fig. 7.3 — Relação entre o quociente das tensões principais na rotura e o grau de fracturação dos ensaios de compressão triaxial

os parâmetros de resistência ao corte e fracturação do material de enrocamento são seco ensaiado a uma tensão de confinamento mais elevada (500 kN/m^2) e os do enrocamento alterado seco submetido ao menor valor de σ_3 (100 kN/m^2) e para um $D_{\text{máx}} = 51 \text{ mm}$.

7.3 — Análise da fracturação nos ensaios de compressão unidimensional

Do mesmo modo que se tinha observado nos ensaios triaxiais, aumentou a fracturação nos ensaios de compressão unidimensional nas amostras de enrocamento com maior dimensão das partículas. No diagrama da fig. 7.4 em que se relaciona o

módulo edométrico no final do ensaio com o grau de fracturação verifica-se que nos materiais de enrocamento o aumento da dimensão das partículas conduz a:

- uma maior fracturação e menores módulos de deformabilidade, principalmente em estados densos;
- uma apreciável diminuição do módulo de deformabilidade, embora com menor fracturação, quanto mais são, seco e denso é o enrocamento;
- cada vez menor influência nos módulos de deformabilidade e fracturação quanto menos compactado é o enrocamento.

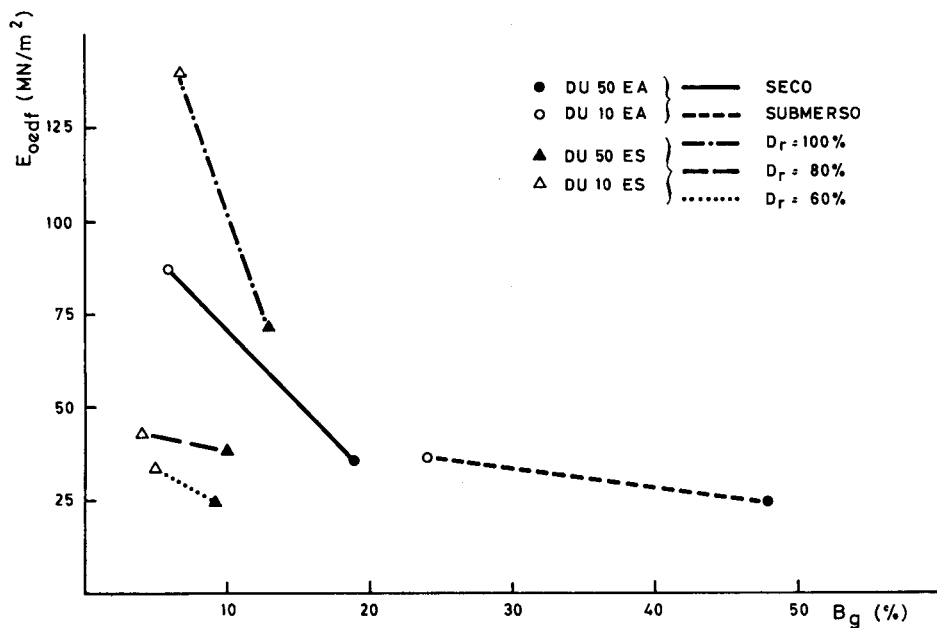


Fig. 7.4 — Ensaio de compressão unidimensional. Relação entre o módulo edométrico no final do ensaio e o grau de fracturação

8 — CONCLUSÕES E VIAS DE INVESTIGAÇÃO NO PROSSEGUIMENTO DO ESTUDO

Do exposto anteriormente podem tirar-se as seguintes conclusões relativamente à modelação de materiais de enrocamento de xistos e grauvaques:

- 1 — quer para um enrocamento alterado, quer para um enrocamento são verifica-se, em termos médios, um decréscimo de 4° no ângulo de atrito interno ao aumentar a dimensão máxima das partículas de 19 para 50 mm, considerando mesmo diferentes estados de compacidade e teor em água;
- 2 — o efeito da tensão de confinamento é bastante mais relevante que o devido à dimensão das partículas;
- 3 — durante a fase de consolidação dos ensaios de compressão triaxial as deformações volumétricas devidas à modelação são bastante baixas, pelo menos quando comparadas com as obtidas na fase de corte;
- 4 — verifica-se uma maior diminuição da resistência ao corte com o aumento da tensão principal mínima, nas amostras montadas com partículas de maior dimensão;
- 5 — a água tem um efeito apreciável no decréscimo da resistência ao corte relativamente à modelação e verifica-se que amostras montadas a seco e submetidas a molhagem após o corte apresentam resistências ao corte da mesma ordem de grandeza de amostras preparadas e ensaiadas em estado submerso;
- 6 — regra geral o colapso, isto é, o assentamento devido à presença de água, é superior nas amostras de maior dimensão;
- 7 — obtêm-se valores superiores, quer de ângulos de atrito referentes aos estados críticos, quer dilatâncias na rotura, nas amostras ensaiadas com partículas de menor dimensão;
- 8 — para um dado tipo de material há uma relação entre $(\sigma_1/\sigma_3)_R$ e B_g nas amostras de enrocamento, independentemente da sua dimensão. No entanto, nas amostras com partículas maiores aumenta o grau de fracturação e a resistência ao corte diminui;
- 9 — verifica-se uma maior fracturação e deformabilidade nas amostras montadas com partículas de mais elevada dimensão. Este facto foi mais saliente para o enrocamento são e estados secos e densos;
- 10 — obtêm-se valores do coeficiente de impulso em repouso superiores no caso de amostras com partículas de maior dimensão;

11 — nos materiais de enrocamento ensaiados em compressão unidimensional verifica-se que, com o aumento da dimensão das partículas, se obtém:

- a) uma maior fracturação e menores módulos de deformabilidade, principalmente em estados densos;
- b) uma apreciável diminuição do módulo de deformabilidade, embora com menor fracturação quanto mais são, seco e denso é o material;
- c) pequenas diferenças nos módulos de deformabilidade e fracturação em estados de compacidade soltos.

Com o presente trabalho o autor pretendeu contribuir na análise do efeito da modelação de materiais de enrocamento.

Teve-se oportunidade de confirmar e quantificar certas tendências da fenomenologia do comportamento mecânico destes materiais nomeadamente a diminuição da resistência ao corte e o aumento da deformabilidade e fracturação dos elementos rochosos, com o aumento da dimensão das partículas. Parece ainda poder concluir-se que com o aumento de $D_{máx}$ cresce o coeficiente de impulso em repouso.

A elevada influência da fracturação das partículas na reologia dos materiais de enrocamento é talvez a mais evidente constatação do estudo realizado.

O efeito da modelação não é constante quando variam outros factores como estado de compacidade, grau de alteração e teor em água. Na verdade, a modelação tem um efeito mais pronunciado em materiais sãos e em estados secos e muito densos. Verificou-se ainda que o efeito de outros factores, tais como o nível de tensão, estado de compacidade e teor em água têm uma acção bastante mais pronunciada nas características mecânicas dos materiais de enrocamento do que a própria dimensão das partículas.

Várias vezes se referiu ao longo deste trabalho que o efeito da modelação de materiais de enrocamento nas características tensão-deformação parece dever-se à fracturação dos elementos rochosos, a qual aumenta com a dimensão das partículas.

Como a fracturação já é apreciável em amostras com partículas de 50 mm de diâmetro, quando comparada com as de 200 mm, não há grande vantagem em aumentar as provetes acima daquela dimensão. Para relações $D_p/D_{máx}$ superiores a 6 dever-se-á pois ensaiar provetes com 300 mm de diâmetro.

No prosseguimento do estudo julga-se conveniente ao ensaiar outros materiais de enrocamento em câmaras de elevada dimensão repetir os mesmos ensaios em câmaras de menor dimensão, num procedimento idêntico ao apresentado, tanto mais que os

ensaios em câmaras pequenas são de execução muito mais fácil. Deste modo, poder-se-ia generalizar ou corrigir algumas das conclusões anteriormente apontadas.

Admite-se, no entanto, que um maior avanço do conhecimento em questão será obtido ao confrontar os resultados laboratoriais de amostras modeladas com os dos aterros reais, desde que as condições de colocação dos materiais sejam bem definidas.

Suponhamos, por exemplo, o seguinte caso de uma barragem de enrocamento com cortina impermeável a montante construída com blocos de elevada dimensão. Caso se tenha a curva granulométrica do material do protótipo e o seu estado de compacidade poder-se-á ensaiar o material em laboratório em amostras com partículas reduzidas a uma dada escala, tendo um $D_{máx}$, por exemplo, de 50 mm.

Efectuando um cálculo através do método dos elementos finitos, para a fase de construção, obter-se-ão deslocamentos que comparados com os valores observados no protótipo devem ser menos elevados (a deformabilidade aumenta com o $D_{máx}$). Em seguida, far-se-á mais 2 ou 3 cálculos arbitrando umas determinadas propriedades mecânicas para o material até obter deslocamentos observados e calculados iguais. Nesse caso, as características tensão-deformação arbitradas para o material deverão aproximar-se das do protótipo. Comparando estas características tensão-deformação com as obtidas dos ensaios laboratoriais, analisar-se-ia o efeito da modelação.

Um estudo deste tipo só será possível admitindo teoricamente que pelos modelos de cálculo se obtêm valores bastante próximos dos observados, o que, como tem sido demonstrado, nem sempre acontece. No entanto, a tendência do desenvolvimento tecnológico será nesse sentido já que haverá de certo um refinamento, das leis constitutivas e dos métodos de cálculo, bem como do controlo de construção e dos sistemas de observação das estruturas de materiais de enrocamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BANDIS, S., BARTON, N. e LUMSDEN, A. (1981) — «Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints», *Int. Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geom. Abst.*, vol. 18, pp. 1-21.
- BARTON, N. e KJAERNSLI (1981) — «Shear strength of rockfill», *Proc. of the ASCE, Journal of the Geot. Eng. Div.*, GT7, pp. 873-891.
- BECKER, E., CHAN, C. e SEED, B. (1972) — «Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression tests», *Department of Civil Eng., Rep. TE-72-3*, University of California, pp. 1-121.
- BILLAM, J. (1971) — «Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures», *Proc. of the Roscoe Memorial Symposium*, pp. 69-80.
- BISHOP, A. W. (1965) — «Discussion». *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. 3, pp. 306-310.
- BISHOP, A. e GREEN, G. (1965) — «The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil», *Géotechnique*, vol. 15, pp. 244-266.
- BISHOP, A. e HENKEL, D. (1962) — «The measurement of soil properties in the triaxial test», *Edward Arnold (Pub.)*, London, pp. 1-225.
- BISHOP, A., WEBB, D. e SKINNER, A. (1965) — «The triaxial tests on soil at elevated cell pressures», *Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 1, pp. 170-173.
- BON JUNIOR, W., VEIGA PINTO e MARANHA DAS NEVES (1980) — «Previsão das tensões e deformações durante a construção duma barragem de enrocamento», *LNEC, Relatório Interno*, pp. 1-118.
- CHARLES, J. A. (1973) — «Correlation between laboratory behaviour of rockfill and field performance with particular reference to Scammonden dam», *Ph. D. Thesis*, University of London, pp. 1-335.
- CORREIA, A. e VEIGA PINTO (1979) — «Densidade relativa em materiais incoerentes», *LNEC, Relatório Interno*, pp. 1-9.
- DONAGHE, R. e COHEN, M. (1978) — «Strength and deformation properties of rock fill», *U. S. Army Engineer W. E. S., Technical report S-78-1*, Vicksburg, pp. 1-24.
- FERNANDES, L.; OLIVEIRA, E. e PORTO, V. (1969) — «A barragem de Paradela», *1.^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil*, Lisboa, pp. 1-26.
- FUMAGALLI, E. (1969) — «Tests on cohesionless materials for rockfill dams». *Proc. of the ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div.*, SM 1, pp. 313-330.
- GRIFFITH, A. A. (1921) — «The phenomena of rupture and flow in solids», *Philosophical Transactions, Royal Soc. London, Serie A*, vol. 221.
- HOLTZ, W. e GIBBS (1956) — «Triaxial shear tests on pervious gravelly soils», *Proc. of the ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div.*, SM 1, pp. 1-22.
- JOISEL, A. (1962) — «La rupture des corps fragiles au cours de leur fragmentation», *Pub. technique N.º 217*, Centre d'Études et Recherches de l'Industrie des Lians Hydrauliques, Paris.
- LEE, K. e FARHOOMAND, I. (1967) — «Compressibility and crushing of granular soils in anisotropic compression», *Canadian Geot. Journal*, Vol IV, N.º 1, pp. 68-86.
- LNEC (1979) — «Barragem de Beliche. Reconhecimento geotécnico por valas», *Relatório Interno*, pp. 1-8.
- LNEC (1981) — «Açude-Ponte de Coimbra. Caracterização de amostras do material dos filtros e enrocamentos de protecção», *Relatório Interno*, Lisboa, pp. 1-5.
- LOWE, J. (1964) — «Shear strength of coarse embankment dam materials», *Proc. 8th Int. Congress on Large Dams*, pp. 745-761.

- MARACHI, D.; CHAN, C.; SEED, B. e DUNCAN, J. (1969) — «Strength and deformation characteristics of rockfill materials», Department of Civil Eng., Report N.º TE-69-5, University of California, pp. 1-139.
- MARANHA DAS NEVES e VEIGA PINTO (1977) — «Enrocamentos. Atualização de conhecimentos, estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação», LNEC, Relatório Interno, pp. 1-135.
- MARSAL, R. J. (1965 a) — «Discussion», Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 3, pp. 310-316.
- MARSAL, R. J. (1965 b) — «Stochastic processes in the grain skeleton of soils», Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 303-307.
- MARSAL, R. J. (1969) — «Particle breaking in coarse granular soils», 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Specialty Sess. N.º 13, México D. F., pp. 155-165.
- MARSAL, R. J. (1965a) — «Discussion», Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3, pp. 310-316.
- MARSAL, R. J. (1965b) — «Stochastic processes in the grain skeleton of soils», Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 303-307.
- MARSAL, R. J. (1969) — «Particle breakage in coarse granular soils», 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Specialty Sess. N.º 13, México D. F., pp. 155-165.
- PAKHOMOV, O. A. (1980) — «Method of determining mechanical characteristics of coarse soils», Hydrotechnical Construction, N.º 4, April, pp. 370-374.
- PENMAN, A. D. (1971) — «Rockfill», Building Research Station, Current Paper, April, pp. 1-9.
- RZADKOWSKI, B. e ZUREK, J. (1970) — «Influence de l'eau sur la déformabilité des roches broyées et sur le tassement des barrages en enrochement», Proc. 10th Int. Cong. on Large Dams, Montreal, Vol. 1, pp. 857-867.
- STEPHENSON, R. (1972) — «Relative density tests on rockfill at Carters Dam», ASTM, Special Technical Publication 523, ASTM, Philadelphia, pp. 234-247.
- TIMOSHENKO, S. e GOODIER, N. (1951) — «Theory of elasticity», McGraw-Hill, pp. 1-537.
- VALLERGA, B., SEED, B.; MONISMITH, C. e COOPER, R. (1957) — «Effect of shape, size and surface roughness of aggregate particles on the strength of granular materials», Special Technical Pub. N.º 212, ASTM, pp. 63-74.
- VEIGA PINTO, A. (1979) — «Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento», Geotecnia N.º 27, Lisboa, pp. 3-41.
- ZELLER, J. e WULLIMANN, R. (1957) — «The shear strength of the shell materials for the Goschenenalp dam, Switzerland», Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp. 399-404.