

1

GEOTECNIA

revista do agrupamento português
de mecânica dos solos e das rochas
junho · julho 1971



A MECÂNICA DAS ROCHAS**

Rock Mechanics

Por
MANUEL ROCHA *

RESUMO : Refere-se brevemente o aparecimento e a evolução da mecânica das rochas como disciplina independente, e mencionam-se as suas afinidades com outras disciplinas. São apresentadas as motivações do rápido desenvolvimento do novo ramo da mecânica, citando-se exemplos típicos das suas numerosas aplicações no campo da engenharia e das geociências. Termina-se com a definição do âmbito da mecânica das rochas.

SYNOPSIS : The advent and evolution of rock mechanics as an independent subject are briefly described as well as its affinities with other subjects. The reasons for the rapid growth of this new branch of mechanics are stated, and some typical instances of its numerous applications in the field of engineering and geosciences are given. The paper ends with the definition of the scope of rock mechanics.

1 - CRIAÇÃO E ESTADO ACTUAL DA MECÂNICA DAS ROCHAS

A mecânica das rochas desenvolveu-se sobretudo nos dois últimos decénios, e a própria designação desse novo ramo da mecânica apareceu somente por volta de 1955. As primeiras obras em que se procurou codificar os conhecimentos existentes foram a de Talobre intitulada "La mécanique des roches appliquée aux travaux publics", editada em 1957, e a do Professor Leopold Müller que veio a lume em 1963 sob o título "Der Felsbau", que se pode traduzir por "A construção em rocha".

A mecânica das rochas encontra-se presentemente em plena expansão, tal como a mecânica dos solos há cerca de 30 anos. O progresso dos conhecimentos.

*Director do LNEC, Professor Catedrático do IST.

**Este artigo constitui a matéria da lição da introdução da Cadeira de Mecânica das Rochas, recentemente criada no Instituto Superior Técnico.

está-se processando rapidamente, podendo mesmo ser bem identificada à escala de um ano ou dois, com ampla repercussão na concepção, projecto e execução de trabalhos em que é necessário ter em consideração o comportamento dos maciços rochosos, sejam fundações, túneis e outras aberturas, taludes, poços e furos, etc. Está-se ultrapassando a fase da solução empírica dos problemas para a do seu tratamento apoiado em previsão quantitativa. É bem ilustrativa do empirismo que reinava a afirmação que o célebre geólogo Lugeon faz na sua obra clássica "Barrages et Géologie", publicada em 1933, ao discutir o problema da definição da profundidade a atingir por uma fundação: "C'est une question de jugement, de bon sens qui ne peut être formulée". Hoje, um problema de fundação sobre um maciço rochoso pode ser tratado com inteira objectividade.

O célere progresso que se está verificando resulta essencialmente do esforço de investigação, empreendido sobretudo no último decénio, e não de a cumulação de experiência resultante de maior volume e responsabilidade das o bras executadas. Aliás, sem desejar minorar o valor da experiência colhida nas realizações, pode afirmar-se de um modo geral que a sua contribuição é bem modesta em face da que provém da investigação.

Segundo inquérito empreendido em 1966 pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, já então existiam 150 grupos de investigação, espalhados por 28 países e ocupando cerca de 2 000 pessoas. No Laboratório Nacional de Engenharia Civil dispomos presentemente de cerca de 50 pessoas, das quais 15 universitários, ocupadas em estudos no domínio da mecânica das rochas. É um dos grupos mais volumosos actualmente existentes e dispondo de meios mais completos.

É oportuno mencionar que a Sociedade Internacional tomou a iniciativa de empreender uma tarefa que consideramos de grande importância: a definição das linhas de investigação que se afiguram mais promissoras, do ponto de vista da projecção científica e económica que terão os resultados.

No tocante à juventude da mecânica das rochas é significativo referir que a Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas foi constituída somente em 1962 e que teve o seu primeiro congresso em Lisboa, em 1966. Este congresso marcou um passo decisivo na consagração da nova disciplina e nele participaram cerca de 800 pessoas e foram apresentados cerca de 250 trabalhos, muitos de interesse excepcional.

No respeitante a revistas - elemento essencial da estruturação de um

domínio de conhecimentos - são actualmente publicadas duas: a da Sociedade Internacional, designada "Rock Mechanics",* e o "International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences", editada em Inglaterra. Além disso, numerosas outras revistas publicam com frequência trabalhos sobre a mecânica das rochas.

Dada a importância primordial do ensino na difusão dos conhecimentos, a Sociedade Internacional lançou em 1969 um pormenorizado inquérito destinado à averiguação da situação actual do ensino da mecânica das rochas nos diversos países. Presentemente são ainda pouco numerosos os países em que as escolas superiores oferecem cadeiras específicas de mecânica das rochas, sendo esta em regra ensinada dentro de outras cadeiras, em especial de mecânica dos solos. A finalidade que a Sociedade procura alcançar é o estabelecimento de recomendações em plano internacional sobre a natureza e desenvolvimento dos cursos de mecânica das rochas que devem ser ensinados nos vários ramos de engenharia e das geociências.

Pode afirmar-se que a mecânica das rochas está atingindo, como disciplina independente, plena maturidade.

2 - RELAÇÕES COM OUTRAS DISCIPLINAS

Tal como sempre acontece na formação de uma nova disciplina, também a mecânica das rochas começou por agregar e conferir unidade a conhecimentos respeitantes a maciços rochosos, ou com interesse para a previsão do seu comportamento, que se encontravam dispersos por outras disciplinas e aos conhecimentos cuja aparição determinou a própria criação desse novo ramo da mecânica. Entre essas disciplinas afins, destacam-se a petrografia, a geologia, em especial a geologia aplicada, e a mecânica dos solos, merecendo ainda ser referidas a teoria da elasticidade, a reologia e a hidráulica dos meios porosos e fracturados.

Poderá perguntar-se porque aparece tão tarde a mecânica das rochas. Consideramos que são duas as razões: a primeira, a extrema complexidade dos fenómenos em jogo e, a segunda, o facto de as formações rochosas exibirem em regra capacidade resistente satisfatória no respeitante às realizações correntes, quer do engenheiro de minas quer do engenheiro civil. Assim se

*Até 1969, inclusive, esta revista tinha a designação "Rock Mechanics and Engineering Geology".

compreende que a mecânica dos solos tenha sido constituída em primeiro lugar, pois os fenómenos são menos complexos e os solos levantam problemas muito mais delicados, por exibirem com frequência resistências muito baixas e elevadas deformabilidades. É oportuno referir que há formações geológicas cujo comportamento é intermediário entre o das rochas e dos solos e, além disso, são frequentes os problemas em que estão simultâneamente envolvidas formações rochosas e formações constituídas por solos.

A habitual interpenetração das fronteiras de disciplinas vizinhas é particularmente acentuada no caso das mecânicas das rochas e dos solos. Um problema ainda hoje em aberto é o da viabilidade e interesse de ser estabelecida uma síntese entre as duas disciplinas. O debate de tal problema implica a consideração da possibilidade de estabelecimento de uma disciplina unitária, e não de um mosaico de conhecimentos extraídos de uma e outra disciplina, e, além disso, é necessário ter em atenção a organização das actividades profissionais que se servem das mecânicas dos solos e das rochas. Assim, nos países da vanguarda do desenvolvimento tecnológico e de grande dimensão económica as condições são mais favoráveis à especialização e portanto, no caso em consideração, à constituição de grupo ou grupos profissionais que se ocupem somente de obras em maciços rochosos, o que estimula a constituição da disciplina mecânica das rochas. Um outro factor de natureza geral que influencia a organização do saber por disciplinas é a capacidade intelectual individual, pois está implícito ao organizar-se uma disciplina que os conhecimentos nela incluídos podem ser dominados por um indivíduo.

Os problemas respeitantes aos maciços rochosos têm sido tradicionalmente tratados pelos geólogos e ainda hoje se verifica com frequência, mesmo em países da vanguarda, os engenheiros deixarem completamente a esses especialistas a apreciação de propriedades e a previsão do comportamento dos maciços rochosos. Apesar de reconhecermos que é imprescindível a colaboração do geólogo, como teremos ocasião de concretizar mais adiante, consideramos que tal apreciação deve hoje ser conduzida pelo engenheiro especializado em mecânica das rochas. De outro modo, corre-se o risco de não serem adoptadas as soluções mais adequadas, em especial por não ser tirado mais amplo partido das propriedades dos maciços rochosos, como se compreende quando as decisões são tomadas com apoio somente no património de conhe

cimentos, de natureza essencialmente qualitativa, da geologia aplicada.

Dadas as afinidades existentes entre a mecânica das rochas e a dos solos e o facto de esta última estar mais difundida, observa-se muitas vezes a tendência para os problemas de mecânica das rochas serem tratados por especialistas de mecânica dos solos, com nítido prejuízo quer na formulação dos problemas quer na sua resolução. Compreende-se que esta situação seja muito frequente pois a maior parte dos interessados na mecânica das rochas são oriundos da mecânica dos solos, uma vez que só nos últimos anos foi instituído o ensino universitário da mecânica das rochas.

Quanto à formação de especialistas capazes de tratarem os problemas dos maciços rochosos, uma solução que também está sendo adoptada nos Estados Unidos, e nalguns outros países, consiste na formação de engenheiros geólogos ("geological engineer"), que seria preferível designar por engenheiros geotécnicos, cuja preparação é centrada nas geociências, nas quais se podem incluir a mecânica dos solos e das rochas. Observa-se que tal especialização é diferente da geologia aplicada ("engineering geology").

Como acontece cada vez mais com o desenvolvimento e diversificação dos conhecimentos humanos, são múltiplas as possibilidades que se oferecem de arrumação do saber com vista ao estabelecimento de áreas de especialização profissional adaptadas às diversas famílias de problemas a resolver. O que consideramos importante frisar é que, apesar da diversificação crescente de essas áreas de especialização, a resolução dos problemas tecnológicos - e tanto mais quanto maior for a sua envergadura e a responsabilidade envolvida - só pode aproveitar todos os conhecimentos existentes desde que nela se envolvam diversos especialistas. É assim que no domínio de que nos estamos ocupando é frequente ter de recorrer a grupos em que participam geólogos e engenheiros especializados em mecânica dos solos e em mecânica das rochas.

3 - MOTIVAÇÕES DO RÁPIDO DESENVOLVIMENTO

A rapidíssima expansão da mecânica das rochas é consequência não só dos prementes e muitos importantes problemas postos por diversos ramos da tecnologia - o que escorvou intensa actividade de investigação - mas também do progresso científico geral, o qual pôs à disposição desse novo ramo da mecânica preciosos conhecimentos e técnicas de medida que ele está assimilando e explorando.

Vejamos quais têm sido as motivações que, nos vários domínios de aplicação, têm contribuído para o florescimento da mecânica das rochas.

3.1 - No que se refere à engenharia civil a expansão da mecânica das rochas tem sido sobretudo estimulada pela crescente importância, dificuldade e responsabilidade das realizações. Assim tem acontecido em relação às barragens, cuja altura está atingindo os 300 m - como é o caso da barragem de Inguri, no Cáucaso - e que têm por vezes de ser fundadas sobre formações com propriedades precárias. É paradigmática das dificuldades de fundação que se podem apresentar o trecho em abóbada da barragem do Alto Rabagão (Fig.1). Graças a exaustivos estudos feitos sobre o comportamento do maciço rochoso de fundação e à simulação das suas propriedades em modelos, foi possível aceitar para a fundação na margem esquerda um maciço granítico cuja deformabilidade crescia com a cota (Fig.2) atingindo o módulo de elasticidade, E_f , na parte superior, onde o granito se encontrava decomposto, o valor muitíssimo baixo de cerca de $10\,000\text{ kgf/cm}^2$ (Rocha et al., 1969)*, isto é, $\frac{1}{20}$ do módulo de elasticidade do betão da barragem, E_c .

O confronto entre os deslocamentos da estrutura previstas pelos modelos e os obtidos na observação da obra conduziu a um acordo excelente, como se verá adiante (Rocha et al., 1970).

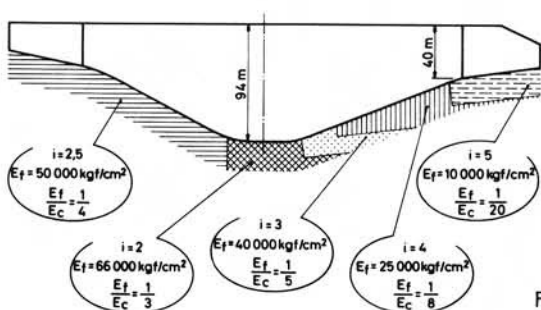
A construção de obras subterrâneas com dimensões cada vez mais importantes e a maiores profundidades está também desafiando a expansão da mecânica das rochas.

Referimos o caso do túnel rodoviário do Monte Branco, entrado em serviço em 1965, que é o túnel mais profundo construído até hoje, pois o recobrimento atinge 2 500 m (Fig.3). A tal profundidade desenvolvem-se tensões elevadíssimas na vizinhança do túnel as quais determinavam o esmagamento da rocha, apesar da sua elevada resistência, próxima de 1000 kgf/cm^2 , o que levantou sérias dificuldades no decorrer da abertura (Fig. 4). No tocante a túneis é digno de destaque o incremento que se está verificando em todo o Mundo do volume global das realizações. Assim, num relatório apresentado em reunião internacional convocada em 1970 pela Organização de Cooperação e Desenvolvimento Económico (OCDE) conclui-se que no próximo decénio se abrirão

* Ver referências bibliográficas no final do texto.



Fig.1



Figs 2



Fig. 3

mais de 600 000 km de túneis envolvendo um volume de escavação superior a $6\,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ e um investimento de cerca de $1\,500 \times 10^6$ contos. Tal importância das obras de túneis está estimulando a intensificação da investigação, em especial com vista ao desenvolvimento de métodos expeditos para a sua abertura por meio de máquinas rotativas, mesmo para rochas de elevada resistência (Fig.5).

A construção de centrais eléctricas subterrâneas de potência cada vez mais elevada e exigindo portanto a execução de cavernas de maiores dimensões está também impondo o aperfeiçoamento da mecânica das rochas. Mencionarei a central de Cabora-Bassa, em construção, que exige, além da grande caverna para os grupos, numerosas outras grandes aberturas, como se pode ver na fig.6.

Um outro tipo de obras subterrâneas cada vez mais comum consiste em aberturas destinadas a armazenamento de líquidos e outros produtos, como por exemplo detritos radioactivos. Tem especial interesse o armazenamento de líquidos a baixas temperaturas uma vez que a água contida nas fracturas do maciço rochoso congela, obtendo-se assim automaticamente a estanquidade do reservatório. Enquanto neste caso é necessário ter em consideração a influência das baixas temperaturas no comportamento da rocha, no caso do armazenamento de detritos radioactivos a libertação de calor pode instalar temperaturas elevadas no maciço influenciando as suas propriedades, em especial acentuando a fluência.

Outro domínio em expansão que também cada vez mais exigirá da mecânica das rochas é o urbanismo subterrâneo, isto é, a exploração, cuja necessidade e interesse cada vez mais se reconhece, do espaço urbano se desenvolver em profundidade.

Como realização que está pondo à prova a capacidade da mecânica das rochas no respeitante à precisão das suas previsões, citamos o novo ciclotrão europeu, cuja localização está presentemente em estudo, sendo a região de Focant, na Bélgica, um dos locais em consideração, fig. 7. Implica a construção de um túnel circular, a 30 m de profundidade, com um diâmetro de 6 m e um perímetro de 7,5 km, exigindo-se que, ao longo de um ano, o assentamento diferencial entre dois pontos do túnel afastados de 100 m não ultrapasse 0,1 mm.

Compreende-se a extrema precisão exigida nos estudos do maciço rochoso para poder assegurar a verificação de tal condição.

No campo da engenharia civil um factor que tem chamado muito a atenção para a necessidade de um melhor conhecimento do comportamento dos maciços ro-



Fig. 4

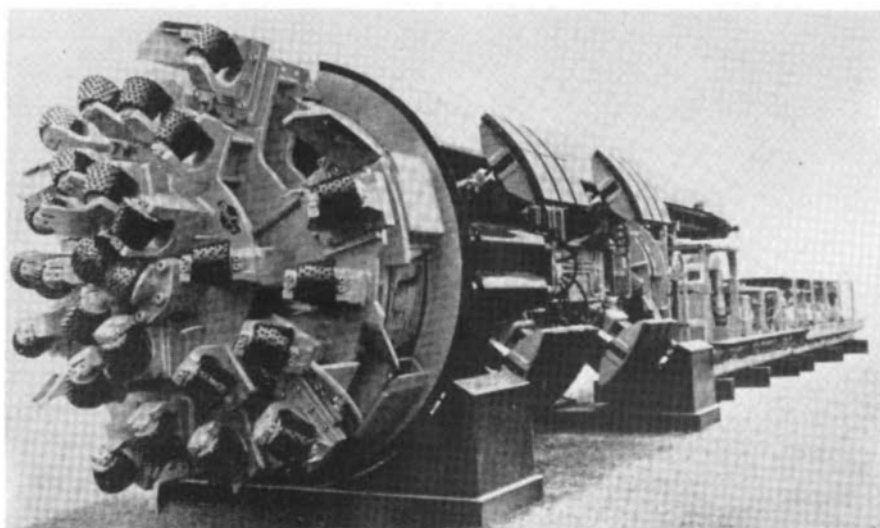


Fig.5

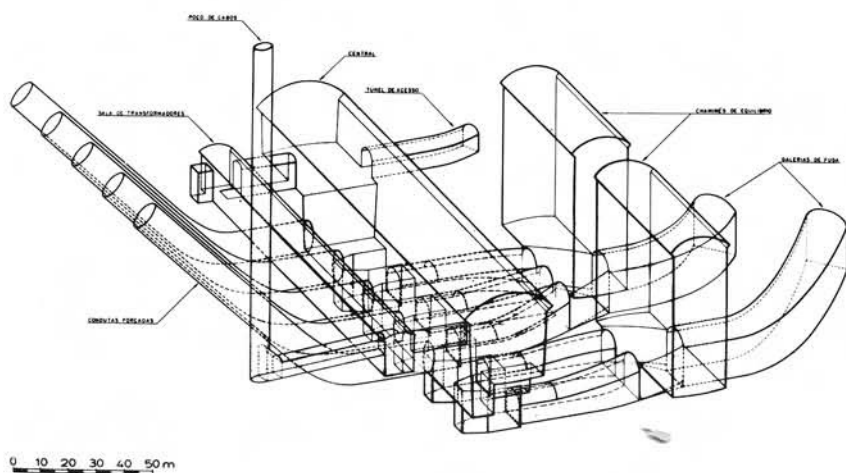


Fig.6

chosos tem sido a ocorrência de alguns acidentes muito graves em obras hidráulicas. Refiro o acidente muito conhecido da barragem arco de Malpasset, em França, que provocou 350 mortes (Fig. 8). O acidente foi provocado por comportamento deficiente da fundação, tendo-se destacado uma cunha na margem esquerda, ocorrência que analisaremos mais tarde. Outro acidente ainda mais grave, não só do ponto de vista de vidas, pois provocou 2000 mortes, mas também da perda de valores, foi o de Vajont, em Itália (Fig. 9). O acidente foi provocado pelo escorregamento de uma vertente que expulsou grande massa de água do reservatório, a qual passou sobre a barragem e foi canalizada pela estreitíssima garganta de jusante indo destruir quase completamente a povoação de Longarone. A barragem, com 260 m de altura - quando do acidente a mais alta do Mundo -, comportou-se de maneira satisfatória, apesar das solicitações devidas ao galgamento e à pressão das terras que preenchem o reservatório qu se até ao coroamento.

3.2 - No que respeita a engenharia de minas, o desenvolvimento da mecânica das rochas tem sido sobretudo estimulado pelas preocupações gerais de melhoria da economia e das condições de segurança das explorações mineiras, e ain da pelos problemas postos pela crescente profundidade atingida pelas minas, tendo já sido ultrapassados os 3000 m. Nota-se que a abertura de minas foi a primeira actividade em que o homem teve de encarar os problemas do comportamento dos maciços rochosos. Apesar disso, grande parte das explorações minei ras ainda hoje são guiadas por conhecimentos exclusivamente empíricos.

Nas explorações mineiras a céu aberto um problema que por vezes assume a maior acuidade e está determinando aprofundadas investigações é o da estabilidade de taludes, em especial quando se trata de taludes de natureza permanente aos quais se deseja dar a máxima inclinação, por razões de economia.

Nas explorações mineiras subterrâneas com aberturas de carácter permanente nas quais são deixados pilares ou paredes do próprio minério para suportar o terreno sobrejacente, a economia da exploração impõe a averiguação exaustiva da secção mínima que pode ser dada a esses elementos resistentes, a fim de minorar a perda de minério (Fig. 10).

Na engenharia de minas a capacidade resistente dos maciços rochosos é em regra explorada muito mais exaustivamente do que nas obras de engenharia civil. É frequente trabalhar-se na vizinhança da rotura, o que impõe mais profundo conhecimento dos fenómenos envolvidos na resistência dos maciços



Fig. 7

Fig. 8



Fig. 9

Comprimento total do escorregamento = 1850 m



Barragem

rochosos. Por vezes nas minas trabalha-se mesmo com os maciços já em franca rotura, como acontece na exploração de uma camada de minério em que as formações sobrejacentes são suportadas por prumos metálicos (Fig.11). Na engenharia de minas interessa mesmo conhecer o que se passa para além da rotura, como por exemplo as dimensões dos blocos determinadas pela rotura e as suas acções sobre suportes.

É oportuno referir que os problemas postos pela engenharia civil e pela engenharia de minas à mecânica das rochas se apresentam em regra com feição diferente. Na verdade, enquanto em cada exploração mineira é possível ir colhendo progressivamente um conhecimento empírico sobre o comportamento do conhecimento de um novo local, em regra com limitações no respeito ao grau de desenvolvimento dos estudos a empreender. Daqui resulta interessar muito à engenharia civil o conhecimento de leis de âmbito geral e de métodos para a determinação das propriedades das formações envolvidas em cada obra. Por outro lado, a engenharia de minas exige, para cada caso, um conhecimento mais aprofundado do comportamento das formações, pois trabalha com coeficientes de segurança muito mais baixos do que os exigidos pelas obras de engenharia civil, dado o carácter permanente destas obras e a eleva da segurança a garantir aos seus utentes. Em resumo, num domínio exige-se previsão com maior precisão numa situação melhor conhecida enquanto no outro basta, em regra, precisão modesta mas em contrapartida as situações são menos conhecidas.

3.3 - A engenharia do petróleo tem contribuído para a dinamização da mecânica das rochas através da sua necessidade de executar economicamente furos de grande profundidade, que já ultrapassam os 8 000 m. Com vista a investigações sobre a crosta terrestre, está hoje sendo debatida a abertura de furos para atingirem profundidades da ordem dos 15 000 m.

As furações profundas põem dois problemas: o das elevadíssimas tensões que ocorrem na sua vizinhança poderem provocar o colapso da rocha e o da economia da operação de furação. Este exige a investigação do fenómeno da desagregação da rocha sob a acção das ferramentas de sondagem usadas. Tal fenómeno faz parte de um capítulo recente e em rápida expansão da mecânica das rochas designado por cominuição, o qual se ocupa de todas as formas de extração e fragmentação das rochas, desde o desmonte por explosivos, à britagem, à desagregação e à moagem.

Fig.10

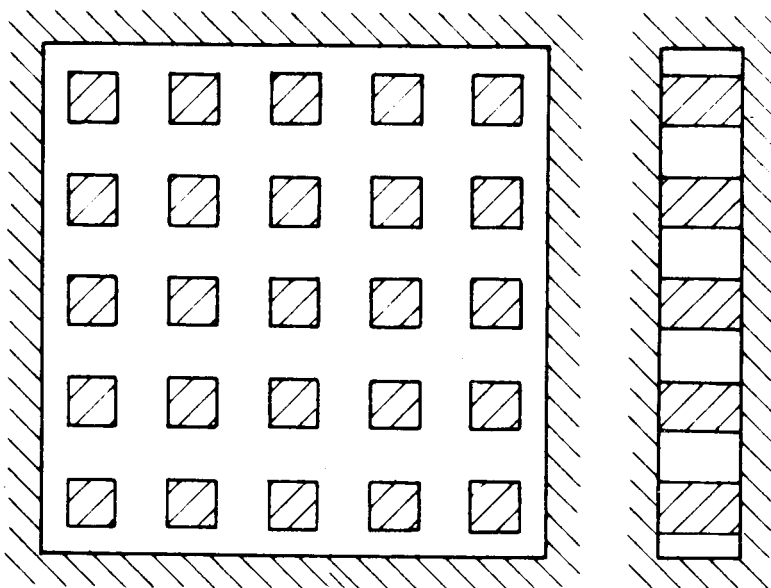


Fig.11

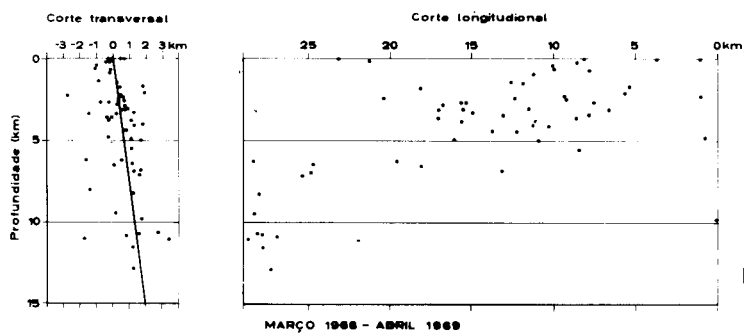
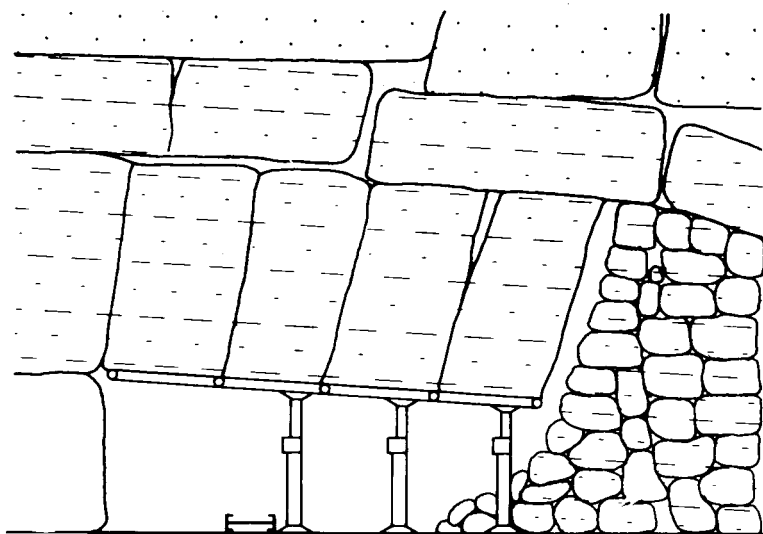


Fig. 12

3.4 - Finalmente, no respeitante às geociências, a geologia põe à mecânica das rochas o problema, tão importante, da interpretação em termos mecânicos dos fenómenos de deformação e de rotura da crosta terrestre, tais como dobramentos, falhas e diaclases. E é oportuno referir que apesar de as formações rochosas exibirem, pode dizer-se sempre, diaclases, não existe ainda hoje explicação universalmente aceite sobre a sua génese.

A interpretação mecânica dos fenómenos da geologia tem feito grandes progressos. A principal dificuldade com que se luta é a caracterização do comportamento das rochas submetidas a estados de tensão actuando durante tempos à escala geológica, o que obriga extrapolações controversas dos resultados obtidos em laboratório. Outra dificuldade encontrada nessa caracterização resulta da necessidade de considerar temperaturas e estados de tensão muito elevados, tal como ocorre em profundidade na crosta terrestre. Tal tem estimulado um apreciável volume de investigação experimental do comportamento, sob tais condições, de rochas e também dos cristais que as constituem.

A sismologia também está estimulando o desenvolvimento da mecânica das rochas ao procurar investigar os fenómenos envolvidos na ocorrência de sismos e, nos últimos anos, na busca de métodos para a sua previsão.

Citamos as observações que estão sendo feitas dos movimentos da muito conhecida falha de San Andreas, na Califórnia, que é a principal responsável pela elevada sismicidade desta região. A observação de deslocamentos, feita a partir das estações situadas a cerca de 10 km de distância da falha, mostram a existência de um movimento paralelo à falha de cerca de 4 cm por ano na zona em observação, que é próxima de São Francisco. Além disso, numerosas estações sísmicas situadas na vizinhança da falha permitem fazer uma determinação muito precisa da posição dos hipocentros, isto é, dos pontos de onde irradiam os sismos, registando-se cerca de uma centena de choques por mês. Como se vê na fig. 12 os hipocentros encontram-se a profundidades relativamente pequenas, de cerca de 2 a 15 km, concentrando-se em certas zonas do plano da falha, que é aproximadamente vertical. Está-se em face de movimento de duas placas de pequena espessura - cerca de 15 km - em relação ao comprimento da falha, que é superior a um milhar de quilómetros, e pensa-se que sismos importantes virão a ocorrer nas zonas onde não se dão os sismos frequentes, isto é, ocorrerão nas zonas onde está armazenada energia de deformação e não naquelas onde se está libertando sob a forma de choques sísmicos de fraca intensidade. Consideramos que constituirá contribuição fundamental

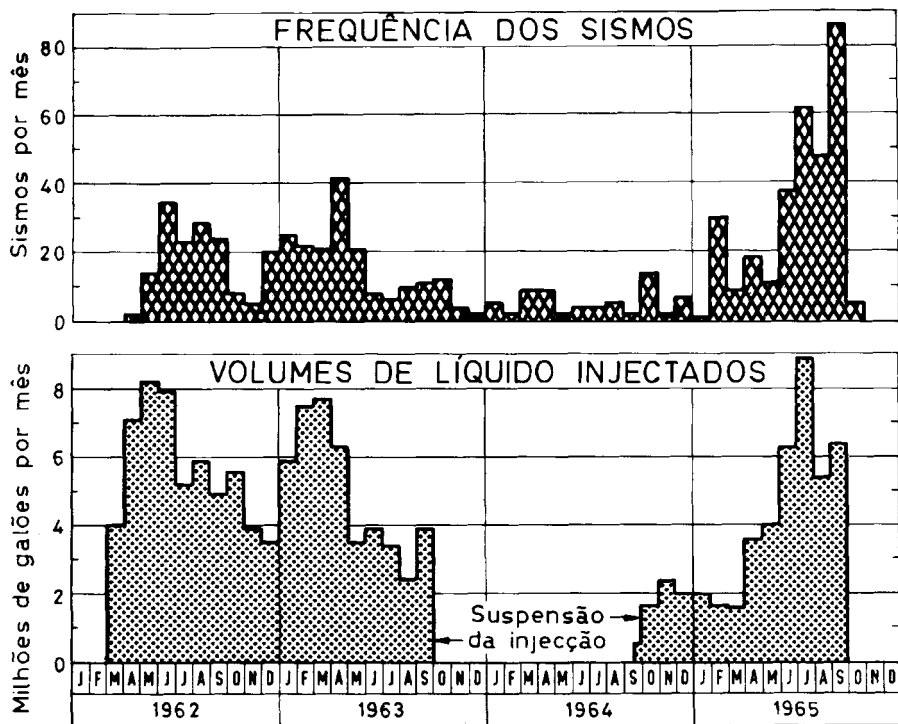


Fig. 13

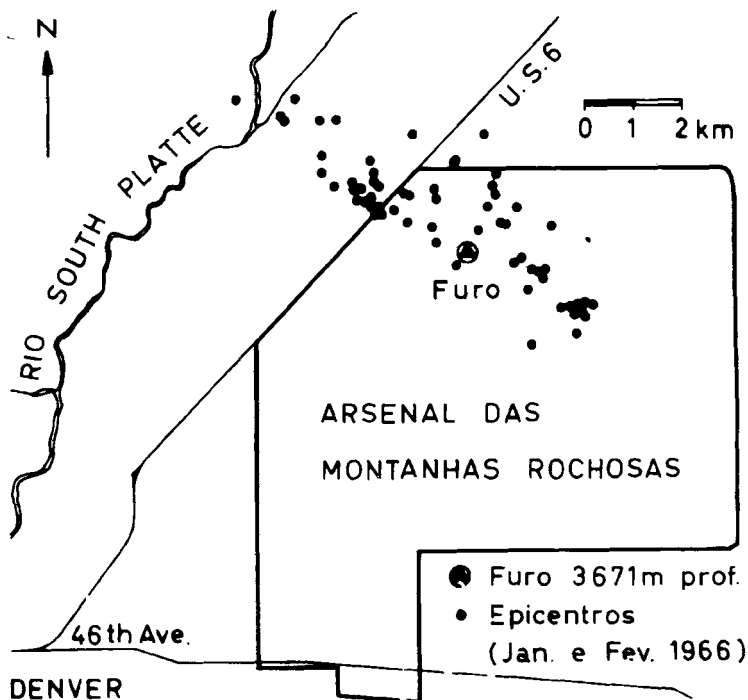


Fig. 14

para a previsão da ocorrência de sismos a determinação do estado de tensão da crosta na vizinhança das falhas activas, o que temos a intenção de fazer, com técnica que desenvolvemos recentemente e que será apresentada mais tarde. O conhecimento do campo de tensões associado ao conhecimento das condições de rotura dos materiais da caixa da falha permitirá, em princípio, a previsão de sismos.

O facto de ter sido observado, no campo de ensaios do estado de Nevada, nos Estados Unidos, que explosões nucleares provocam escorregamentos em falhas - foram observados escorregamentos de dezenas de centímetros em falhas situadas até alguns quilómetros do ponto de explosão - fez nascer a ideia de provocar deliberadamente a libertação de energia em falhas activas por meio de explosões nucleares, isto é, provocar sismo num dado momento, o que permitirá às populações tomar precauções para a sua segurança.

Sismos que ocorreram nos últimos anos na região da cidade de Denver (Healy et al. 1968), Colorado, sugerem outra via para provocar a libertação de energia acumulada em falhas. Na verdade, esses sismos foram provocados pela injeção de líquido num profundo furo de sondagem, como é claramente posto em evidência pela forte correlação, apresentada na fig. 13, entre a frequência dos choques sísmicos e os volumes de líquido injectados no furo. Os epicentros determinados situam-se ao longo de uma falha que existia na vizinhança do furo que atingia a profundidade de cerca de 3700 m, (Fig. 14). A interpretação mais plausível da ocorrência dos sismos é a seguinte: o líquido injectado instalou pressões intersticiais na caixa da falha as quais reduziram o valor da tensão normal efectiva actuante no plano da falha, o que teria permitido que a tensão tangencial, suposta invariável, passasse a ser capaz de provocar roturas. Os sismos que por vezes se observam no primeiro enchimento de grandes reservatórios de barragens também poderão ter origem no mesmo fenómeno que acaba de ser considerado.

Como é óbvio, recorra-se à explosão nuclear, à injeção de líquido ou a outros meios, provocar um sismo constituirá decisão da maior responsabilidade, assim como qualquer aviso às populações de eminência de sismo evidenciada por método de previsão que venha a ser estabelecido. Poderá mesmo perguntar-se se não será preferível ignorar a eminência da ocorrência de um sismo e deixar aos deuses o seu desencadeamento. Porém, a confiança no progresso científico faz-nos crer que o Homem acaba sempre por beneficiar do conhecimento dos fenómenos naturais.

As breves referências que acabamos de fazer aos problemas que nos vários domínios estão aproveitando os conhecimentos da mecânica das rochas e escorvando o seu desenvolvimento põem bem em evidência a diversidade e importância, quer científica quer tecnológica, das aplicações na nova disciplina.

4 - ÂMBITO DA MECÂNICA DAS ROCHAS

Nos últimos anos tem sido feito um esforço, como se impunha, para precisar a definição de quais os fenómenos que devem constituir o âmbito da mecânica das rochas.

Em primeiro lugar é necessário procurar uma fronteira entre os solos e as rochas, materiais aos quais é dada na engenharia a designação genérica de terrenos*. Segundo o conceito habitual, os solos são os terrenos constituídos por partículas soltas ou agregadas de tal modo que se podem separar facilmente mediante agitação dentro de água. Isto é, nos solos que exibem coesão esta é conferida por filmes líquidos entre as partículas, a espessura dos quais aumenta quando na presença de água em excesso assim evanescendo a sua capacidade agregadora. Por oposição, definem-se as rochas como os terrenos cuja coesão não é comprometida pela presença de água em excesso. Perante tal critério qualitativo - pois não são definidas as condições em que é feita a agitação dentro de água - não é de estranhar que existam terrenos que não se sabe se hão-de ser classificados como solos ou rochas, os quais contudo não são frequentes. É de esperar a existência de banda de indeterminação, uma vez que há toda a continuidade quer no fenómeno geológico da petrificação das formações constituídas por solos quer no fenómeno de alteração das rochas conducente aos solos designados residuais.

O que interessa frisar é o facto de ao referido critério de classificação dos terrenos em solos e rochas corresponderem materiais que exibem em regra propriedades tecnológicas muito diversas, em especial deformabilidade e resistência, que são propriedades com interesse fundamental para o engenheiro.

A fim de evidenciar a diferença de comportamentos, apresentam-se nas tabelas 1 e 2 valores típicos do módulo de deformabilidade, E , e da coesão e ângulo de atrito, c e ϕ , para solos e rochas, respectivamente. Os valores do módulo de deformabilidade dos solos foram obtidos em ensaio edométrico,

*Conforme o "Vocabulário de Estradas e Aeródromos", LNEC, 1962.

e dizem respeito à tensão de 1 kgf/cm^2 , e os das rochas em compressão simples. Apesar disto, os módulos das rochas são muito superiores aos dos solos, verificando-se mesmo diferença marcada no respeitante às rochas decompostas. Quanto à coesão ela é também muito mais elevada nas rochas, a não ser para as rochas decompostas para as quais a coesão se aproxima da das argilas muito duras. No que se refere ao ângulo de atrito já as rochas se aproximam muitas vezes dos solos, chegando no entanto nas rochas a atingir valores muito mais elevados. Deseja frisar-se que nas tabelas se consideraram os intervalos de variação mais correntes das três grandezas, podendo pois ocorrer valores que se afastem bastante dos indicados, em especial no respeitante às rochas.

TABELA 1

Tipo de solo	Módulo de deformabilidade E (kgf/cm ²)	Resistência	
		Coesão c (kgf/cm ²)	Âng.de atrito ϕ (°)
Areias			
soltas	50-200	—	30
médias	150-400	—	35
duras	350-450	—	40
Argilas			
moles	10- 50	0-0,5	30-35(*)
duras	50-150	0,5-1,2	
muito duras	150-500	1,2-2,5	

(*) Tensões efectivas.

Uma vez esclarecido o conceito de rocha, do ponto de vista da engenharia vejamos o que se entende por mecânica das rochas. A mecânica das rochas é a disciplina que trata do comportamento mecânico, isto é, das relações entre solicitações actuantes, quer aplicadas pela Natureza quer pelo

Homem, e as deformações dos maciços rochosos, tal como ocorrem na Natureza. Esta última concretização é fundamental pois existe em regra uma profunda diferença entre o comportamento mecânico de uma amostra de rocha que se estuda em laboratório e o comportamento de um maciço natural.

TABELA 2

Tipo de rocha	Módulo de deformabilidade E (10^3 kgf/cm ²)	Resistência	
		Coesão c (kgf/cm ²)	Ang.de atrito ϕ (°)
Argilitos e silíticos			
resistência baixa	40 - 100	10 - 40	30 - 35
média	100 - 200	40 - 80	30 - 40
elevada	200 - 300	80 - 160	40 - 55
Grés e conglomerados			
resistência baixa	50 - 100	5 - 30	30 - 40
média	100 - 400	30 - 80	40 - 60
elevada	400 - 900	40 - 140	45 - 65
Calcários			
argilosos	10 - 50	5 - 20	30 - 40
margosos	50 - 200	10 - 60	30 - 40
puros	400 - 1000	100 - 200	40 - 50
Quartzitos	200 - 1000	50 - 150	45 - 65
Granitos e gnaisses			
decompostos	5 - 100	4 - 20	35 - 50
alterados	100 - 400	20 - 80	40 - 60
sãos	400 - 1200	80 - 160	45 - 65
Xistos (*)			
decompostos	5 - 100	4 - 10	
alterados	100 - 400	10 - 100	45 - 65
sãos	400 - 1200	100 - 200	

(*) Características muito variáveis devido à anisotropia.

Esta diferença provém da ocorrência de fracturas no maciço, em especial de

diaclases e falhas, que modificam profundamente quer a deformabilidade quer a resistência do maciço, incrementando a primeira e reduzindo a segunda. A mecânica das rochas é portanto a mecânica de um meio cortado por superfícies de discontinuidade. É este o aspecto específico da mecânica das rochas em face da mecânica dos outros meios, assim como na mecânica dos solos o aspecto específico que levou à sua individualização foi a consideração de duas fases e a consequente criação do conceito de pressão intersticial. Considerada a definição dada, teria sido preferível a designação de mecânica dos maciços rochosos à de mecânica das rochas, mas esta foi adoptada afinal por corresponder à designação em francês, "mécanique des roches", e em inglês, "rock mechanics". Foi o chamado grupo de Salzburgo que, inspirado em especial nos trabalhos do geólogo Stini, deu a devida ênfase ao papel desempenhado pelas fracturas no comportamento dos maciços rochosos.

Deve desde já notar-se que as fracturas dos maciços, assim como os interstícios da própria rocha, se encontram preenchidos com fluídos, em regra água ou ar e água, os quais aplicam solicitações ao maciço que podem desempenhar papel decisivo no seu equilíbrio. Além disso, nos problemas que o engenheiro tem a resolver dizendo respeito a maciços rochosos, o estudo da percolação de fluídos constitui muitas vezes problema relevante, em especial em obras hidráulicas.

Do ponto de vista tecnológico a importância da mecânica das rochas provém em grande parte do facto de ela ter em consideração as fracturas que cortam os maciços, pois são elas que levantam a maior parte das dificuldades nas realizações em que o engenheiro tem de lidar com os maciços rochosos. Por outras palavras, quando não ocorram fracturas, o que por vezes acontece, posto que raramente, a resistência das rochas é em regra suficientemente elevada e a sua deformabilidade suficientemente baixa para não se pôr qualquer problema ao engenheiro. No que respeita às obras de engenharia civil, como se trabalha a maior parte das vezes a pequenas profundidades o papel desempenhado pelas fracturas é decisivo, pois elas acentuam-se em regra com a proximidade à superfície do terreno.

Das considerações que acabam de ser feitas depreende-se que no estudo de qualquer problema se põem duas questões fundamentais: i) a identificação das fracturas que cortam o maciço e a determinação das suas propriedades; e ii) a determinação das propriedades da rocha, isto é, do material entre as fracturas.

A resolução dos problemas da mecânica das rochas, assim como acontece no estudo do comportamento estrutural dos diversos tipos de materiais, implica o conhecimento:

- da deformabilidade dos maciços rochosos, isto é, das relações entre forças e deformações;
- da resistência dos maciços, isto é, das condições que determinam a sua rotura;
- do estado de tensão inicial ou residual, como também é designado, a que se encontra submetido o maciço;
- e, finalmente, dos estados de tensão que se desenvolvem nos maciços em virtude das solicitações aplicadas, incluídas as devidas à percolação. É a partir deste conhecimento que se faz a apreciação da adequação dum projecto, em especial da sua segurança.

BIBLIOGRAFIA

- HEALY, J.H.; REBEY, W.W; GRIGGS, D.T.; RALEIGH, C.B. - The Denver Earthquakes - Science, 27 Sept., 1968, vol. 161, pag. 1301-1310
- ROCHA, Manuel; SILVEIRA, A.F. da; AZEVEDO, M.C.Cruz; LOPES, J.Baptista - Influência da muito alta deformabilidade da fundação na concepção e comportamento de uma barragem-abóbada. Revista "Técnica", nº. 320, 1969.
- ROCHA, Manuel; SILVEIRA, A.F. da; RODRIGUES, O.V.; AZEVEDO, M.C.Cruz; FLORENTINO, C.A. - Behaviour of a large dam built on a very deformable foundation. Comunicação apresentada ao X Congresso Internacional das Grandes Barragens, Montreal, 1970.

SEGURANÇA E COEFICIENTE DE SEGURANÇA EM GEOTECNIA

Safety and safety factor in geotechnique

por
ÚLPPIO NASCIMENTO*
CASTEL BRANCO FALCÃO**

RESUMO - Chama-se a atenção para a grande diversidade de valores de coeficientes de segurança praticados em Geotecnia e salienta-se que isso não significa necessariamente diferentes seguranças nas respectivas obras, isto é, diferentes probabilidades de ruína.

Analisa-se a influência do tamanho da superfície de rotura por corte no valor do coeficiente de segurança e mostra-se com um exemplo que à medida que esse tamanho aumenta menor será o coeficiente de segurança correspondente a uma dada segurança.

Analisa-se depois o caso de terrenos frágeis, que exibem resistência de pico, mostrando-se que a eventual consideração dessa resistência nos cálculos de estabilidade implica a adopção de maiores coeficientes de segurança; e conclui-se que, por essa razão, tais cálculos só terão justificação se a resistência de pico for acentuadamente superior à resistência residual.

SYNOPSIS - Attention is called to the great diversity of values of the safety factor used in Geotechnique, it being emphasized that such a diversity does not necessarily imply differences in safety, i.e. different probabilities of failure, for the corresponding works.

The influence of the magnitude of the shearing-failure surface over the value of the safety factor is then considered and, by means of an example, it is shown that as that magnitude increases the safety factor corresponding to a given safety decreases.

Finally in a study of brittle soils, which present a peak strength, it is shown that higher safety factors have to be adopted for taking that strength into account in the stability computations, the conclusion then being that peak strength need not be considered unless it markedly exceeds residual strength.

*Eng^o Investigador, Chefe do Serviço de Geotecnia do LNEC

**Eng^o Estagiário para Especialista do LNEC

1 - INTRODUÇÃO

Em Geotecnia são usuais valores de coeficientes de segurança muito variáveis que vão desde 6, ou até mais, no dimensionamento de fundações por estacas, até à unidade, no projecto de maciços de montante de barragens de terra constituídos por terrenos relativamente permeáveis. No entanto, a ta grandes diferenças de coeficientes de segurança não correspondem, necessá riamente, diferentes seguranças das respectivas obras, pois que tais coe ficientes, não são mais que valores que permitem a realização de dimensio namentos de uma forma prática, procurando conduzir à obtenção da seguran ça mais conveniente para a obra, mas sem que entre esses valores e a pro babilidade de ruína haja a mesma correspondência em todos os tipos de obras.

Com efeito, é a probabilidade de ruína que mede na verdade a seguran ça duma obra; entendendo-se que a obra atinge a ruína quando se torna inú til para os fins para que foi construída e que a probabilidade de ruína se refere à duração para que ela foi projectada.

A escolha do coeficiente de segurança de uma obra geotécnica, em que se usa um certo método de cálculo, é normalmente baseada: no comportamento observado em muitas obras calculadas usando o mesmo método e utilizando coe ficientes conhecidos, no bom senso e experiência do projectista, no número e qualidade de informações que o mesmo dispõe e na segurança com que se pre tende construir a obra.

Então cada tipo de obra e cada método de cálculo estabelece uma certa escala de correspondência entre probabilidade de ruína e coeficiente de se gurança, escala essa que depende ainda: das dimensões da obra, da precisã o com que se conhecem as propriedades dos materiais que a constituem e das solicitações que nela actuam. Não há, pois, uma correspondência entre se gurança e coeficiente de segurança que seja válida para todas as obras e para todos os métodos de cálculo. Assim, é da maior importância conhecera a maneira de poder estimar a probabilidade de ruína de uma obra dimensionada de acordo com um certo método de cálculo e desenvolver esforços para co nhecer a relação que existe entre esta e o coeficiente de segurança utili zado no projecto.

Neste trabalho procura dar-se uma contribuição nesse sentido, no que respeita a obras geotécnicas, chama-se a atenção para algumas caracterís ticas peculiares dessas obras e apresentam-se sugestões para investigaões que possibilitem quantificar de uma forma mais correcta a sua segurança.

2 - AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE UMA OBRA

Considere-se uma estrutura como sendo um corpo ou conjunto de corpos capaz de oferecer resistência mecânica à acção de solicitações, sendo estas todas as causas susceptíveis de alterar o seu estado de tensão ou de deformação.

Para determinar a probabilidade de ruína de uma dada estrutura considere-se uma população de estruturas análogas carregadas por um sistema de solicitações que actua durante o tempo para que ela foi projectada. As solicitações irão provocar na estrutura um efeito quantificável pelo valor S que toma uma variável X, valor que deverá ser inferior a R, valor méximo de X admissível na obra, para que não se dê a ruína.

Em Geotecnia, a variável X é em geral o esforço total numa dada superfície da obra mas também acontece muitas vezes ser um deslocamento num ponto desta.

Os métodos que permitem obter para uma certa obra, a partir das solicitações aplicadas, o valor de S e, a partir das propriedades dos materiais que a constituem e eventualmente das solicitações actuantes, o valor de R, são os que efectivamente se usam no dimensionamento prático das diversas estruturas, dependem do tipo destas e, evidentemente, poderão ser melhorados com o desenvolvimento geral das teorias da Geotecnia.

Considere-se serem as quantidades R e S, obtidas para a população de estruturas, aleatórias e terem funções de distribuição definidas como segue:

$$\begin{aligned} F_s(X) &= \text{Probab}(S < X) \\ F_r(X) &= \text{Probab}(R < X) \end{aligned} \quad (1)$$

A estas funções de distribuição corresponderão as densidades de probabilidade:

$$\begin{aligned} f_s(X) &= F'_s(X) \\ f_r(X) &= F'_r(X) \end{aligned} \quad (2)$$

que se apresentam na figura 1.

Desde que as funções de distribuição F_s e F_r sejam independentes, o que como se verá só em certos casos ocorrerá em Geotecnia, a probabilidade de ruína da obra será:

$$\text{Probab } R = \text{Probab}(S > R) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_s(X) \cdot F_r(X) dX \quad (3)$$

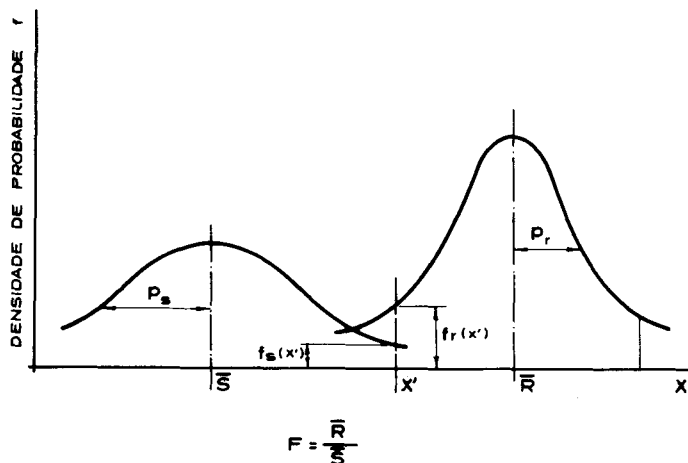


Fig. 1 - Densidades de probabilidades dos valores de S e R.

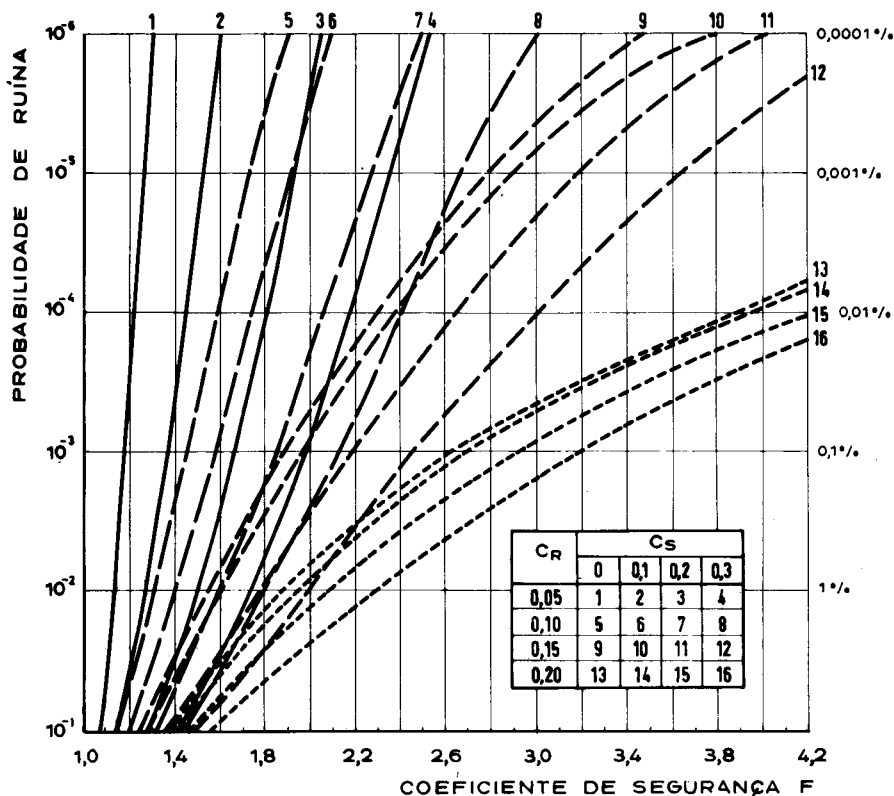
Conhecidas as distribuições f_r e f_s , o valor de Probab R pode ser calculado em função dos parâmetros que definem aquelas distribuições, o que já foi feito em diversos casos. (Ferry Borges 1967).

Na figura 2 apresenta-se um ábaco para o caso de ambas as distribuições serem normais e observa-se nele, não só os efeitos que na probabilidade de ruína têm as dispersões com que é possível conhecer os valores de S e R, mas também a influência que nela tem o valor do coeficiente de segurança tomado para o dimensionamento. É importante notar que o valor de F indicado na figura 2 é o de um coeficiente de segurança definido como uma relação entre os valores médios das distribuições:

$$F = \frac{\bar{R}}{\bar{S}} \quad (4)$$

que se denomina de central, pois outras definições se poderiam ter tomado, o que evidencia a necessidade de, conhecidas as funções de distribuição referidas, definir aquilo a que se chama coeficiente de segurança.

O coeficiente de segurança central é de utilização adequada no dimensionamento de obras geotécnicas porque estas são calculadas muitas vezes por meio de modelos em que se supõe que o valor do esforço existente numa superfície é obtido por somatório dos esforços elementares mobilizáveis nas diversas zonas dessa superfície. Também se usam, por vezes outros tipos de



AS DIFERENTES CURVAS CORRESPONDEM AOS COEFICIENTES DE VARIAÇÃO INDICADOS NA FIGURA PARA OS ESFORÇOS RESISTENTES (C_R) E SOLICITANTES (C_S) SUPONDO-SE NORMAIS AMBAS AS DISTRIBUIÇÕES DESTES ESFORÇOS.

Fig. 2 - Relação entre coeficientes de segurança e probabilidade de ruína

coeficientes no dimensionamento das obras, baseados nas relações dos valores R^* e S^* correspondentes a determinados quantilhos de probabilidade.

Assim, por exemplo, em estruturas de materiais frágeis é corrente o uso destes coeficientes, adoptando-se em estruturas de betão um coeficiente de segurança de projecto correspondente a uma relação entre um valor de R^* tal que a probabilidade de ser excedido é de 0,995 e um valor de S^* que tem uma probabilidade de 0,95 de ser superior aos efeitos das solicitações aplicadas à estrutura.

Em Geotecnia também se têm feito dimensionamentos baseados em coeficientes deste tipo. Assim, algumas vezes, as obras são dimensionadas por forma a que a sua eficiência de segurança seja igual à unidade, definindo-se esta pela relação

$$Es = \frac{R^*}{S^*} = \frac{\bar{R} - \Delta R}{\bar{S} + \Delta S} = 1 \quad (5)$$

(Nascimento, 1952)

Como se verifica, a eficiência de segurança não é mais que um coeficiente de segurança do tipo atrás referido, que obriga as curvas de distribuição dos R e S a ficarem com os seus valores médios afastados de $\Delta R + \Delta S$, pois quando se fazem os dimensionamentos obriga-se Es a ser igual à unidade.

Evidentemente que atendendo a (4) e (5) o coeficiente de segurança central será:

$$F = \frac{1 + \delta_s}{1 - \delta_r} \quad (6)$$

sendo $\delta_s = \Delta S / \bar{S}$ e $\delta_r = \Delta R / \bar{R}$ os desvios relativos que permitem obter a probabilidade de ruína desejada.

Esta forma de proceder resulta da possibilidade prática, que muitas vezes o projectista tem, de avaliar os valores δ_r e δ_s adequados a um dado caso em função da informação de que dispõe e com base na sua experiência de obras semelhantes. (Nascimento, 1952 e 1965).

A razão porque se tomam muitas vezes coeficientes de tipo diferente é, evidentemente, de ordem prática e visa, através da utilização de um valor do coeficiente definido de forma conveniente, conseguir um dimensionamento que atenda aos métodos de cálculo utilizados, às propriedades dos materiais e suas distribuições aproximadas e forneça a segurança conveniente para a obra.

Já que são usados coeficientes de muitos tipos as escalas de correspondência entre probabilidade de ruína e coeficiente de segurança serão forçosamente muito diferentes, não fazendo portanto sentido comparar directamente os valores destes.

3 - OS MODELOS USADOS EM GEOTECNIA E OS COEFICIENTES DE SEGURANÇA A QUE CONDUZEM

De uma forma geral, os modelos de cálculo usados em Geotecnia são ainda bastante toscos, pois só recentemente o desenvolvimento de métodos numéricos, permitido pela utilização dos computadores digitais, tornou possível a utilização de modelos mais racionais. Há, então, necessidade de deseenvolver modelos que sejam o mais perfeitos possível e fazer a quantificação dos parâmetros que neles intervêm através de ensaios que os possam determinar com exactidão.

Na maior parte dos casos é ainda difícil conhecer de uma forma razoãvelmente correcta a segurança das obras, pois, os métodos de cálculo usados fornecem valores de R e S que se afastam por vezes muito da realidade. Ao fazer dimensionamentos o projectista usa muitas vezes modelos que fornecem valores de S excessivamente grandes e valores de R que contrapõe aos primeiros por vezes demasiadamente pequenos o que o leva a utilizar coeficientes de segurança baixos. É o caso do citado dimensionamento de barragens de terra. Noutros casos sabe-se pela experiência acumulada que os modelos usados fornecem valores de R normalmente superiores aos reais, e como consequência usam-se coeficientes altos. É o caso de certos métodos de determinação da capacidade de carga de estacas. Enfim, tudo se passa como se os métodos de cálculo deslocassem as curvas de distribuição F_r e F_s por forma a alterar-lhes os valores médios, conhecendo-se em que sentido essas alterações se fazem mas não se sabendo quantificá-las.

Desta forma, compreende-se facilmente que são os modelos usados nos cálculos de obras geotécnicas que determinam a ordem de grandeza dos coeficientes de segurança a utilizar. Não terá pois, por agora, muito sentido o emprego generalizado de métodos estatísticos no estudo destes problemas, embora se reconheça a necessidade de aplicá-los em certos casos em que isso se mostre razoável; tanto mais que tais estudos permitirão obter uma melhor compreensão dos problemas em jogo e, até, segundo as circunstâncias, fazer pequenas correcções aos coeficientes normalmente usados.

4 - EFEITO NA SEGURANÇA DA DISPERSÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO TERRENO E DO TAMANHO DA SUPERFÍCIE DE ROTURA

Para analisar a influência na segurança da dispersão das características do terreno e do tamanho da superfície de rotura, estude-se um caso muito simples de escorregamento planar em que portanto a cinemática de rotura é uma translação sobre o plano de escorregamento.

Considere-se o maciço da figura 3 dividido em n fatias verticais de largura e comprimento igual a L , tal que a fatia defina uma zona da superfície de rotura que se supõe ser a mínima que é possível amostrar.

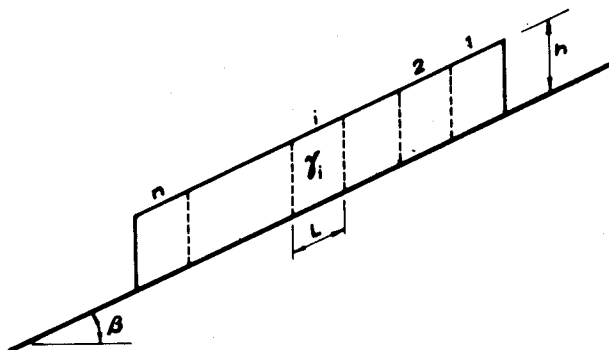


Fig. 3 - Esquema de um escorregamento planar

Se o maciço for constituído por um só terreno e for suficientemente extenso, obter-se-iam através de uma amostragem completa de todas as fatias as distribuições das propriedades desse material. Note-se, desde já, a necessidade básica de para um determinado problema geotécnico conhecer as distribuições daquilo a que se pode chamar um único terreno e os limites em que variam os parâmetros que as definem.

Será à custa dum trabalho experimental muito grande, implicando um número elevado de amostragens em diversas obras do tipo da que se pretende estudar, que tal objectivo será alcançado. Esse trabalho já foi efectuada em alguns casos e por exemplo, numa barragem de terra bem controlada (Davis 1953; Turnbull et al. 1966) o coeficiente de variação do peso específico era para cada tipo de solo de 2% a 4% e o teor em água de colocação

de 5% a 15%, apresentando ambas as propriedades distribuições normais.

Noutros casos tem-se verificado ser possível conhecer as características de resistência de um dado solo, a partir do seu peso específico e teor em água, e que tais características não dependem muito do modo de fazer a compactação (Seed and Cham, 1961; Holtz and Ellis, 1963). O ângulo de atrito interno varia, então em correspondência com o peso específico do material e verifica-se apresentar também distribuição normal com coeficientes de variação de 10 a 15% (Lumb, 1966).

A coesão apresenta, para argilas normalmente consolidadas, uma distribuição logarítmica normal e, para as sobre-consolidadas, uma distribuição normal com coeficientes de variação da ordem de 20 a 30% (Lumb, 1966; Wu and Kraft 1967; Ward et al 1965; Hooper and Butler 1966). Contudo pode ser verificado que a diferença entre estes dois tipos de distribuições pode ser desprezável quando os coeficientes de variação são pequenos. (Hald, 1952).

Ao dimensionar o maciço da figura haverá que procurar o valor das grandezas S e R que neste caso poderão ser o esforço actuante na superfície de escorregamento e a resistência máxima nela mobilizável. Pode-se desde já notar que as distribuições dos esforços R e S vão ser afectadas por duas razões: uma deve-se ao facto de o maciço ter uma certa dimensão e de serem aleatórias as propriedades do terreno que intervêm no método de cálculo; a outra resulta do desconhecimento dos valores médios das propriedades do terreno, pois, a informação de que se dispõe num determinado dimensionamento é baseada na amostragem dum número restrito de fatias.

Conhecidos os valores médios das propriedades do terreno, a influência das dispersões destes na probabilidade de ruína de um maciço de certo tamanho, pode ser avaliada através do conhecimento das distribuições dos R e S para uma população das mesmas dimensões e onde as propriedades de cada fatia são tomadas aleatoriamente de uma população de conjuntos destas propriedades convenientemente escolhidas, por forma a que os valores assim obtidos, se o número de fatias for muito grande, correspondam às distribuições das diferentes propriedades e apresentem entre elas as correlações que se verificam realmente no maciço.

A influência da dimensão do maciço será obtida fazendo o cálculo para diversas dimensões deste.

Considere-se, então, o maciço da figura 3 de altura h e inclinação uniformes, constituído por n fatias definindo cada uma área $L \times L$ na

superfície de escorregamento

O peso de uma fatia, sendo γ_i o peso específico de cada fatia, será:

$$L^2 h \gamma_i \cos \beta \quad (7)$$

Supondo que a única solicitação actuante é a do peso próprio o esforço actuante na superfície de escorregamento será a soma dos esforços actuantes em cada fatia

$$S = \sum_{i=1}^n L^2 h \gamma_i \cos \beta \sin \beta \quad (8)$$

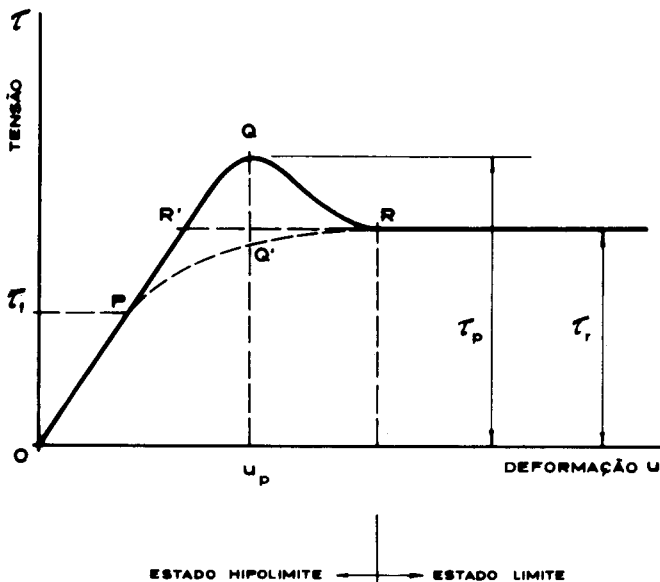


Fig. 4 - Curva tensão-deformação de um solo

Para se calcular o esforço resistente máximo, considere-se na figura 4, uma curva típica de deformabilidade de um solo que relaciona, para um dado valor da tensão normal no plano de corte os valores das tensões e deformações tangenciais no mesmo plano, e onde se indica o valor da resistência τ_r a que correspondem as características de resistência do material, ou seja o ângulo de atrito interno φ e a coesão C . Verifica-se que atingindo a tensão tangencial um dado nível se dá a ruptura e a partir daí a deformação tangencial pode prosseguir sem que o solo responda com uma tensão tangencial mais elevada. Os valores de φ e C permitem definir a tensão tangencial de ruptura e conhecer o esforço mobili-

zável numa dada superfície de escorregamento totalmente em rotura que, obviamente, só estará disponível quando a deformação tangencial em todas as fatias atingir um dado valor.

Enquanto houver fatias que não atingiram o estado de rotura dir-se-á que o maciço se encontra em estado hipolímite; no caso contrário dir-se-á que está em estado limite.

No caso de terrenos que não apresentem tensão de pico (curva O P Q' R da figura 4), a força resistente, máxima disponível na superfície de escorregamento, será a que se exercerá quando ao longo dela todo o terreno se encontre em franca rotura e terá o valor

$$R = \sum_{i=1}^n L^2 h \gamma_i \cos^2 \beta \tan \varphi_i + C_i L^2 \quad (9)$$

sendo φ_i e C_i as características de resistência de cada fatia.

Com o fim de evidenciar quantitativamente os efeitos da dispersão das características do terreno e do tamanho do maciço na respectiva segurança, suponha-se, que no caso representado na figura 3, um terreno se apresenta com o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito, com valores obedecendo a distribuições normais e desvios padrões determinados experimentalmente na amostragem de obras parecidas.

Efectuados, por intermédio dum computador digital, os cálculos de populações de 1 000 maciços de acordo com as regras descritas anteriormente, obtiveram-se os resultados que se apresentam no quadro seguinte. Nele se apresentam expressos em percentagem, os coeficientes de variação C_R e C_S das distribuições dos R e S, das diferentes populações de maciços, relativas ao exemplo da figura 3, com $h = 10$ m, $L = 1$ m e $\beta = 28^\circ$. Admite-se que o solo tem características obedecendo a distribuições normais e que os resectivos valores médios e desvios padrão são os seguintes:

peso específico	$\bar{\gamma} = 1,9 \text{ tf/m}^3$; $P_{\gamma} = 0,2 \text{ tf/m}^3$
coesão	$\bar{C} = 2,0 \text{ tf/m}^2$; $P_C = 0,5 \text{ tf/m}^2$
ângulo de atrito interno	$\bar{\varphi} = 36^\circ$; $P_{\varphi} = 2,5^\circ$

O coeficiente de segurança central do maciço é neste caso de 1,62

Os resultados mostram que no caso de se ensaiarem muitas amostras e, portanto, se conhecerem com boa precisão os valores médios das características do solo, um maciço tenderá a partir de uma dada dimensão a apresentar coeficientes de variação das distribuições dos R e S que se aproximarão de

Número de amostras em que se baseiam os valores médios Dimensão do maciço em número de fatias		1	3	5	10	10 ¹⁰
5	C _S	11,0	7,3	6,3	5,5	4,5
	C _R	25,9	19,7	17,8	16,1	14,2
25	C _S	10,3	6,2	4,9	3,8	2,0
	C _R	24,2	16,3	13,8	11,6	8,6
50	C _S	10,2	6,0	4,7	3,5	1,5
	C _R	24,0	15,8	13,3	11,0	7,8
200	C _S	10,1	5,8	4,5	3,2	0,6
	C _R	23,8	15,4	12,8	10,4	7,0

zero. Quer dizer, a partir duma certa dimensão um maciço terá uma resistência máxima dependente apenas dos valores médios das propriedades dos solos. Tal dimensão limite é uma característica do maciço; poderá descer a alguns decímetros em argilas moles ou em areias aluvionares, subirá para alguns metros em materiais muito grosseiros ou argilas fissuradas e poderá ultrapassar as dezenas de metros em maciços formados por blocos rochosos.

Se pelo contrário, como consequência de se ensaiarem poucas amostras, os valores das características médias dos materiais não forem conhecidos com precisão, as dispersões com que se conhecem os coeficientes de variação C_R e C_S aumentam como se verifica no quadro anterior. Mostra ainda o quadro que para maciços de uma certa dimensão a quantidade das amostras é de uma importância muito grande na redução dos coeficientes de variação dos valores de R e S o que mostra o interesse em executar, especialmente, neste caso uma boa amostragem.

Se, no exemplo apresentado as distribuições fossem independentes, seria muito fácil conhecer a probabilidade de ruína da obra utilizando o ábaco da Fig. 2 e os coeficientes de variação do quadro referido. Assim, para um maciço de 200 fatias de que se retirassem 3 amostras e visto que F é igual a 1,62, a curva a utilizar estará entre a 9 e a 10 e o valor da probabilidade de ruína seria de 1%.

Verifica-se, no entanto, que em muitos problemas de Geotecnia, dado que a resistência dos materiais depende do atrito, a um certo efeito da solicitação A só poderá corresponder um valor de $Fr^*(A) < Fr(A)$ dada a dependência existente entre os valores de R e S e supondo-se que a distribuição $Fr(X)$ não atende a essa dependência e a $Fr^*(X)$ atende.

Com efeito, compreende-se que se numa sapata assente sobre areia aumentar a solicitação, não se pode supor que o esforço que vai provocar atrito no solo possa diminuir.

A observação da fórmula (3) mostra que tal dependência permite reduzir o valor do coeficiente de segurança de uma obra, em relação a obras onde há total independência dos valores de R e S mantendo porém a mesma probabilidade de ruína.

É, por isso, conveniente, que quando isso se dá, como por exemplo em obras em que a resistência depende unicamente da coesão, se utilizem coeficientes mais altos.

5 - MACIÇOS EM ESTADO HIPOLÍMITE E FRAGILIDADE DO TERRENO

Considere-se agora que ao longo da superfície de possível rotura nem todas as zonas se encontrem em rotura. O esforço actuante S dado pela equação (8) continua a ser o mesmo, mas a resistência máxima disponível poderá já não ser dada pela equação (9),

Se o solo apresentar uma curva tensão deformação com pico (O PR'QR da figura 4), a resistência de cada fatia passará a depender da deformação tangencial u_i e poder-se-á escrever

$$\tau_i = G_i u_i \quad (10)$$

em que G_i é o módulo de deformabilidade de cada fatia.

O valor de R será então dado por

$$R = \sum_{i=1}^n L^2 G_i u_i^* \quad (11)$$

em que os u_i^* são um conjunto de deformações compatíveis que maximizam (11) e será maior que o determinado na fórmula (9).

O comportamento destes tipos de solos que apresentam um valor máximo ou pico τ_p antes de cair para a resistência residual τ_r revela uma certa "fragilidade" que se costuma quantificar para estes materiais pelo índice fragilidade ("brittleness index")

$$I_B = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \quad (12)$$

Essa diferença entre as resistências de pico e residual pode no entanto ser de duas naturezas: ou ser devida a atrito interno, principalmente em solos grosseiros ou em maciços rochosos, e manifestar-se apenas por efeito de tensões normais; ou ser devida a coesão e manifestar-se mesmo sob tensão normal nula. Esta coesão, em solos argilosos, pode ser originada por viscosidades e dar lugar a fluências, e, em maciços rochosos, pode ser devida, à resistência oferecida por "dentes" constituindo a "coesão efectiva" definida por Terzaghi (1963).

Tratando-se de solos argilosos em que o pico seja unicamente devido a viscosidade e se a deformação imposta ao terreno for suficientemente lenta, a curva de deformação não terá o andamento O P Q R (Fig.4) com um pico em Q, mas sim o andamento O PQ'R, sem passar por valores significativamente superiores a τ_r . A tensão τ_f correspondente ao ponto P (Fig.4) onde se começam a fazer sentir os efeitos da viscosidade, é a tensão de fluência.

Neste caso de pico unicamente devido à viscosidade, impondo-se ao terreno uma tensão constante igual a τ_r , as deformações de fluência seguirão a linha R'R (Fig.4) e se, pelo contrário, se impõe rapidamente ao terreno uma certa deformação up, a tensão correspondente τ_p , por relaxação, vai decrescendo ao longo do tempo caindo de Q para Q'.

No caso esquematizado na Fig.3, em que o esforço actuante é constante, se o pico for unicamente devido à viscosidade, a resistência a longo prazo não pode, portanto, ser superior à resistência residual. Mas se o pico é unicamente devido a atrito interno ou a "dentes", então já poderá ser de considerar o correspondente esforço resistente, mesmo a longo prazo. Nesse caso, poderá considerar-se o esforço resistente como a soma de duas parcelas: uma correspondente à resistência residual dada pela equação (9) que se poderá garantir independentemente da deformação; e outra correspondente à contribuição devida à existência de pico.

O facto de considerar essa parcela no cálculo do valor de R faz com que a avaliação deste seja menos precisa, pois é ainda muito difícil determinar os valores das deformações que nele intervêm.

A consideração da parcela de resistência devido ao pico pressupõe a certeza de que esta resistência se mantém a longo prazo e que, por ser devida a viscosidades, não possa ao longo da vida da obra vir a desaparecer.

No caso de terrenos em que o pico seja pouco acentuado, pode não valer a pena considerar o aumento de resistência que dele resultará, porque tal aumento pode ser completamente anulado pela necessidade de aumentar o coeficiente de segurança.

6 - CONCLUSÕES

Do exposto pode concluir-se o seguinte

- a) A relação entre segurança, isto é, entre probabilidade de ruína e coeficiente de segurança depende dos métodos de cálculo utilizados, dos tipos de obras a que dizem respeito e das propriedades e dispersões dos materiais que constituem as obras. A iguais seguranças podem portanto corresponder diferentes coeficientes de segurança e, reciprocamente.
- b) Em roturas por escorregamento, tipo de ruína muito frequente em Geotecnia, quanto maior é o tamanho da superfície de escorregamento menor será o coeficiente de segurança correspondente a uma dada segurança. Acima dum certo tamanho a resistência do maciço será a correspondente à sua resistência média, isto é, a resistência ao longo de uma superfície poderá ser conhecida com a precisão com que se conhecer o valor médio das propriedades do maciço.
- c) Em terrenos em que é significativa a parcela friccional da resistência, não são independentes as variáveis R e S, ao contrário do que acontece com terrenos predominantemente coesivos. Deste facto resulta que no primeiro caso é possível utilizar coeficientes de segurança mais baixos pois a dependência existente, nas obras geotécnicas, faz diminuir a probabilidade de ruína das obras quando se mantêm as distribuições dos R e S.
- d) Em terrenos frágeis, que exibem resistência de pico, a eventual consideração dessa resistência nos cálculos de estabilidade implica, para a mesma segurança, a adopção de maiores coeficientes de segurança. Se a resistência de pico não for acentuadamente superior à resistência residual, não haverá por isso justificação para a considerar nos referidos cálculos
- e) Considera-se de fundamental importância o desenvolvimento de modelos de cálculo mais perfeitamente adaptados aos tipos de obras e problemas geotécnicos.

É importante, também que os ensaios de caracterização dos terrenos permitam determinar com exactidão os parâmetros que intervêm nos modelos de cálculo, sendo portanto necessário desenvolver aparelhos e técnicas de ensaios mais perfeitas.

BIBLIOGRAFIA

- CHAMGRANDE, A., "Role of calculated risk in earthwork and engineering", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 91, Nº SM4 1960.
- CHERNOFF, H., and MOSES, L.E., Elementary Decision Theory, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1960.
- DAVIS, F.J., "Quality Control of earth embankments". Pro. Int. Conf. Soil Mech., 3ª Zurich, 1953.
- FERRY BORGES, J., and CASTANHETA, M., Structural Safety curso Nº 101 do L.N.E.C., Lisboa, 1971.
- HALD, A., Statistical Theory With Engineering Applications, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1952
- HOLTZ, W.G., and ELLIS, W., "Comparison of the shear Strengths of Laboratory and Field-Compacted Soils, " Laboratory shear Testing of Soils, ASTM Spec. Tech. Pub. Nº 361, 1963.
- HOOPER, J.A., and BUTLER, F.G., "Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay", Geotechnique, Vol.16, Nº4, 1966.
- LUMB, P., "The variability of natural soils" Can. Geotech. J.3, 1966.
- NASCIMENTO, U., "A acção do tempo e das intempéries nos solos" Curso de Mecânica dos Solos da Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 1952.
- NASCIMENTO, U., Curso de consolidação de taludes, LNEC, Lisboa, 1965.
- PARZEN, E., Modern Probability Theory and its applications, John Wiley and Sons, New York, 1960.
- SEED, H.B., and CHAN, C.K., "Structure and strength characteristics of Compacted clays, "Transactions ASCE, Vol 126, 1961.
- SHERMAN, G.B., WATKINS, R.O., and PRYSOCK, R.H., "A Statistical Analysis of Embankment Compaction" Highway Research Record, Nº 177, 1967.
- TERZAGHI, K., "Stability of Steep Slopes on hard unweathered rock" Norwegian Geot. Inst., Publ Nº 50, OSLO, 1963.
- TURNBULL, W.J. COMPTON, J.R. and AHLVIN, R.G., "Quality Control of Compacted Earthwork, "Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE, Vol 92, Nº SML, 1966.
- WARD, W.H., MARSLAND, A., and SAMUELS, S.G., "Properties of the London clay at the Ashford Common Shaft". Géotechnique, 15, 1965.
- WU, T.H. and KRAFT, L.M., "The probability of foundation Safety", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 92, Nº SM5, 1967.
- WU, T.H. and KRAFT, L.M., "Safety analysis of slopes" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 96, Nº SM2, 1970
- WU, T.H., and KRAFT, L.M., "Seismic Safety of earth dams," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 96, Nº SM6, 1970.

INFLUÊNCIA DA NATUREZA DO SOLO NA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS AOS SISMOS

Effects of soil conditions upon earthquake structural safety

por

A. J. C. Mineiro *

RESUMO : Mostra-se como a natureza do solo pode afectar apreciavelmente as características das solicitações sísmicas e, conseqüentemente, o comportamento e a probabilidade de rotura das estruturas nele fundadas. Apontam-se os inconvenientes de definir a intensidade sísmica independentemente da natureza do solo de fundação, através de uma densidade média espectral de aceleração constante para um dado intervalo de frequências (0 a 5 Hz). Para reduzir a probabilidade de rotura de uma estrutura a valores compatíveis com a sua função, é fundamental avaliar a capacidade de selectividade de frequência do terreno de fundação e atender aos eventuais efeitos de amplificação por ressonância solo-estrutura.

SYNOPSIS : Seismic loading can be considerably influenced by local soil conditions, and so the behaviour and probability of failure of structures founded on soil. It is emphasized that it is inconvenient to define seismic intensity through a constant power spectrum of acceleration over the frequency range of 0 to 5 Hz, taking no account of local soil conditions. To reduce to acceptable values the probability of failure of a structure it is necessary to evaluate the frequency selectivity of the soil to take in account the eventual amplification effects produced by a sort of resonant phenomenon.

INTRODUÇÃO

O problema da segurança das estruturas é, como se sabe, essencialmente probabilístico. Existem inúmeras incertezas na previsão do comportamento de estruturas, quer de terra, quer de betão simples ou armado, quer metálicas.

Com efeito, a variabilidade das características resistentes dos mate-

* Engenheiro Civil (I.S.T.), M.Sc., D.I.C., (London)

Da Hidrotécnica Portuguesa. Lisboa.

Regente de Mecânica dos Solos e Fundações. Instituto Superior Técnico. Lisboa.

riais; os inevitáveis erros e não cumprimento das especificações de projecto; os demasiados afastamentos entre os comportamentos reais dos protótipos e os inferidos através de modelos matemáticos ou reduzidos, etc., são entre outros, factores que não permitem afirmar que uma estrutura não atingirá um estado limite. Quando muito, poder-se-á avaliar a sua probabilidade de rotura, dentro de um dado intervalo de tempo, em geral, o previsto para a vida funcional da estrutura.

Infelizmente, na maioria dos problemas de engenharia civil, a probabilidade de rotura não é explicitamente avaliada, pois que fica implicitamente integrada na adopção dos factores de segurança regulamentares, ou nos de uso corrente.

No caso de estruturas de betão armado, o nosso regulamento R.E.B.A., pretendeu limitar a probabilidade de rotura a valores muito baixos, da ordem de 10^{-5} a 10^{-6} , tendo definido os factores de segurança de projecto (ou factores de majoração das solicitações) apropriados. Porém, em relação a solicitações do tipo II, as probabilidades de rotura são bem mais difíceis de definir, em especial no caso de solicitações sísmicas, como se terá ocasião de referir em pormenor.

Por outro lado, para estes tipos de solicitações, sismos, vento e ocorrências de cheias, os engenheiros, na prática, sentem uma necessidade muito maior de tratar explicitamente o problema, sob uma forma probabilística. É uma reacção natural a um tipo de solicitações cujos valores máximos não poderá dominar.

E conduzindo, em geral, a solicitação sísmica à maior probabilidade de rotura é natural que a ela se dedique a maior atenção.

Procurar-se-á mostrar que a natureza do solo influencia apreciavelmente as características das solicitações sísmicas e que o comportamento das estruturas e a sua probabilidade de rotura, dependerão, assim, essencialmente, das características do solo.

CONCEITO DE SEGURANÇA

A segurança de estruturas é encarada através da probabilidade de se atingir um estado limite. Considerando as solicitações actuates e as resistências como independentes, a probabilidade de rotura numa estrutura é dada pela convolução:

$$P_r = \int_0^{\infty} \frac{dF_s}{dx} F_r dx$$

sendo F_s e F_r as funções de distribuição das solicitações e resistências, respectivamente.

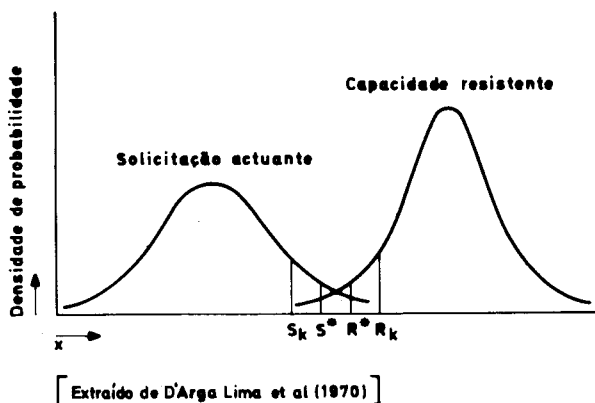


Figura 1 - Densidades de probabilidade das distribuições das solicitações e das resistências.

O factor de segurança γ ou factor de majoração das solicitações, define-se pelo quociente

$$\gamma = \gamma_s = \frac{\gamma_m (\text{factor de minoração}) \times \text{Resistência característica}}{\text{solicitação característica}} =$$

$$= \frac{X_r(0,005)}{X_s(0,95)} = R^*/X_s(0,95) \quad R^* \geq \gamma_s X_{s0,95} \quad R^* \geq S^*$$

A avaliação da probabilidade de rotura em termos de efeitos das solicitações é mais conveniente, uma vez que as resistências se exprimem usualmente em termos dos valores últimos dos efeitos das solicitações e a segurança é verificada comparando os efeitos das solicitações com os valores últimos das resistências, também expressos em termos dos efeitos das solicitações.

Actualmente, a análise do comportamento de estruturas permite uma melhor definição em termos de forças limites do que em termos de deslocamentos últimos.

Por outro lado, as solicitações sísmicas, ou melhor os seus efeitos nas estruturas, exprimem-se mais facilmente em termos de deslocamentos últimos, e indirectamente recorrendo ao conceito de factor de ductilidade. É pois, essencial, o estabelecimento de um processo de avaliação da ductilidade global de estruturas, para permitir uma melhor apreciação da sua probabilidade de rotura, uma vez que são ainda poucas os elementos disponíveis relativos à dis

tribuição estatística da resistência de estruturas, expressa em termos de deslocamentos últimos. Borges e Castanheta (1968, 1970) .

FACTORES DE SEGURANÇA EM MECÂNICA DOS SOLOS

É usual afirmar-se que os factores de segurança que se adoptam correntemente em mecânica dos solos são demasiadamente baixos, pois conduzem a probabilidades de rotura mais elevadas que as correspondentes em outros campos da engenharia civil, em especial no da teoria das estruturas.

Tal aspecto seria tanto mais grave quanto se sabe que as incertezas na previsão de comportamentos de solos são bem maiores que em estruturas.

Além do mais, a mecânica dos solos, com excepção do caso de aterros, lida em geral com complexos produtos da natureza, ao passo que a teoria das estruturas utiliza materiais que se podem seleccionar, controlar facilmente e cujas características se podem especificar.

Mas os factores de segurança em mecânica dos solos são fictícios. As características resistentes dos materiais são em geral afectadas empiricamente por coeficientes de minoração de acordo com a confiança nos resultados dos ensaios de campo e laboratoriais e a experiência pessoal do projectista. Também a aplicação ou interpretação dos modelos matemáticos é feita com muito maiores reservas que na teoria das estruturas, o que conduz a segurança adicional.

De acordo com a importância da obra o engenheiro de solos é solicitado a encarar a resolução do problema em termos de risco calculado e tendo em vista a economia, ele projecta à medida que a obra avança, estando sempre pronto a adaptar a sua solução às condições mais ou menos desfavoráveis que se vierem a revelar.

É de este espírito que pode resultar a adopção corrente de factores de segurança baixos em barragens de terra e de enrocamento e em estruturas de suporte de terras. Já em relação a fundações em que as adaptações são difíceis os factores de segurança correntes são maiores, conduzindo por isso a probabi-
lidades de rotura equivalentes aos das estruturas.

Barragens de terra

Meyerhof (1969) indica que barragens de terra projectadas com um factor de segurança mínimo global de cerca de 1,5 têm uma probabilidade de rotura através de uma superfície de deslizamento, de cerca de 5×10^{-3} , durante os primeiros anos de funcionamento da albufeira.

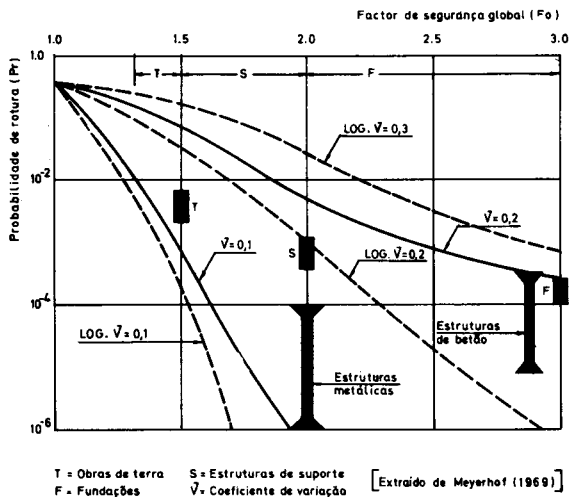


Figura 2 - Comparação entre factores de segurança e probabilidade de rotura.

Little (1970) refere que este tipo de rotura, o mais investigado na fase de projecto, é apenas responsável por 10% de todos os restantes tipos de rotura. Afirma também que o comportamento insatisfatório mais comum parece ser o devido à erosão interna causada pela percolação. Parece, também, que a maioria dos acidentes ocorrem durante a construção ou poucos anos depois, o que é lógico.

Só para dar uma ideia do número de acidentes em barragens de todos os tipos, refere-se que já caíram nestes últimos 20 anos cerca de 50 barragens, tendo causado cerca de 5000 mortes e 22 milhões de contos de prejuízos.

Estruturas de suporte de terras

Os factores de segurança convencionais de 1,5 a 2 adoptados no dimensionamento de estruturas de suporte importantes correspondem, segundo Meyerhof, provavelmente a uma probabilidade de rotura de 10^{-3} . Lumb (1969) indica 10^{-2} a 10^{-4} .

Fundações

Para um dimensionamento de fundações com factores de segurança de 2 a

3 a probabilidade de rotura será da ordem de 10^{-4} (segundo Lumb 10^{-3} a 10^{-5}).

Meyerhof numa análise semi-probabilística mostra que os factores de segurança habituais são concordantes com os coeficientes globais de variação dentro dos limites 0,1 a 0,3. O valor inferior refere-se evidentemente a obras de terra e o superior às fundações.

Embora sejam necessários mais elementos de campo, Meyerhof faz notar que tais limites dos coeficientes de variação são confirmados pelos valores observados dos coeficientes de variação das resistências do solo, solicitações aplicadas e análises de segurança.

JUSTIFICAÇÃO DA IMPORTÂNCIA DAS ACÇÕES SÍSMICAS

A probabilidade de rotura sob a acção de cargas sísmicas foi estudada por Borges e Castanheta (1969), com base no facto de que a função de distribuição que define a sismicidade seria extrema do tipo II: $F(x) = \exp(-kx)^{-\beta}$, sendo $\beta = 3$.

Verificaram que para esta lei e admitindo um coeficiente de segurança $\gamma = 1$ (em relação a um valor característico definido estatisticamente) e para os valores usuais de coeficientes de variação das resistências, a probabilidade de rotura atinge cerca de 10^{-2} .

Tal resultado prova como a solicitação sísmica afecta drasticamente a probabilidade de rotura, ou seja no caso referido um aumento de 10^{-5} para 10^{-2} . No mesmo artigo refere-se, no entanto, que os factores de ductilidade usualmente adoptados em projecto são, em geral, mais baixos que os reais, resultando, portanto, probabilidades de rotura reais inferiores a 10^{-2} .

No caso do vento os mesmos autores mostram que para $\gamma = 1$ e para uma função de distribuição extrema do tipo I com um coeficiente de variação $\gamma_g = 0,2$ a probabilidade de rotura é de 2×10^{-3} , o que faz sobressair a importância das acções sísmicas.

Concluem que os valores característicos das acções sísmicas e do vento devem ser multiplicados por factores de segurança adequados para reduzir a probabilidade de rotura.

INTENSIDADE SÍSMICA

Há uma tendência para definir a intensidade sísmica, num determinado ponto e para a vibração do terreno numa dada direcção, por uma simples quantidade S (densidade média espectral de aceleração para um dado intervalo de fre-

quências).

Tal simplificação poderá aceitar-se para espectros correspondentes a determinados tipos de terreno, mas em geral a densidade espectral dependerá da geometria e propriedades mecânicas do terreno, e da natureza do sismo e sua distância epidêntica.

Tem sido justificada a simplificação de adoptar a densidade média espectral de aceleração, tomando por base os estudos de Jervis Pereira (1965), que estudou a resposta de osciladores lineares sujeitos a três tipos de espectros, todos com a mesma densidade média, e concluindo-se que as médias dos máximos deslocamentos são da mesma ordem de grandeza.

Nas figuras seguintes pode verificar-se que o espectro I com um máximo de $950 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-4} / \text{Hz}$ nos 2,2 Hz, ou seja com uma ponta 35% superior ao valor médio, dá origem a um deslocamento cerca de 25% maior, para $\eta = 0,02$. Para maiores amortecimentos a diferença é menor.

Parece, portanto, poder concluir-se que a forma do espectro tem importância, principalmente para os osciladores que tenham um período próprio de vibração da mesma ordem de grandeza daquele em que o espectro é mais rico.

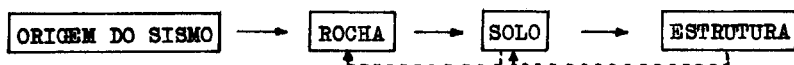
Trata-se de um fenómeno de ressonância que a experiência tem mostrado ser responsável por muitos dos danos sofridos por edifícios fundados em camadas de solo, cujo período próprio é da ordem de grandeza dos dos edifícios.

INFLUÊNCIA DA NATUREZA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO NAS ACÇÕES SÍSMICAS

A experiência, em todo o Mundo, tem mostrado que a natureza do terreno de fundação tem uma influência muito marcada nos danos sofridos pelas estruturas quando solicitadas por sismos intensos.

Muito se tem investigado para tentar quantificar tais efeitos.

O terreno influencia o conjunto "sismo-terreno-estrutura" sob as seguintes formas:



- Como um transmissor de energia, modelará as frequências, amplitudes, e durações das ondas sísmicas incidentes.
- Como um dissipador de energia, retransmitirá parte da sua energia e parte da energia de vibração da estrutura, novamente para o substrato rochoso.

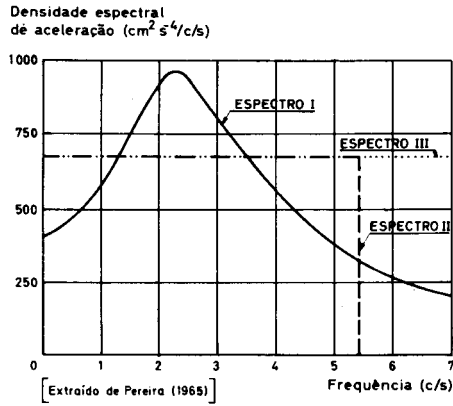


Figura 3 - Variação da densidade espectral de aceleração em função da frequência.

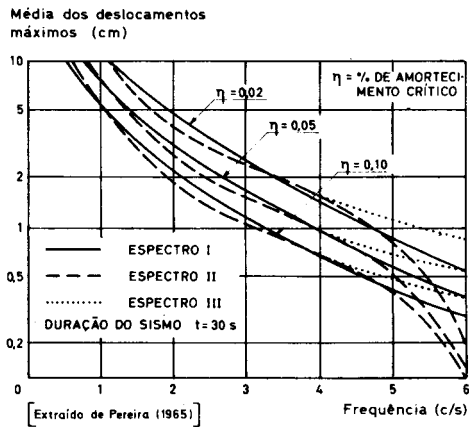


Figura 4 - Variação da média dos deslocamentos máximos de osciladores lineares de um grau de liberdade em função da frequência.

Também absorverá energia, quer por amortecimento viscoso das on das incidentes e reflectidas, quer por resposta inelástica dos movimentos da estrutura no contacto com o solo.

c - Como fundação, permitirá rotações e deslocamentos da estrutura na sua base, influenciando a resposta.

Solos brandos permitirão, durante os sismos, assentamentos diferenciais importantes ou movimentos horizontais das estruturas, quer em virtude das forças dinâmicas impostas pela base da estrutura, quer por rearranjos do esqueleto das partículas sólidas do solo.

A estrutura solo de fundação não poderá pois dissociar-se da super-estrutura e o conjunto das duas estruturas e as suas interações têm de ser consideradas.

O problema é extremamente complexo e tem sido abordado de várias maneiras.

Kanai (1956, 1957) propôs uma fórmula semi-experimental para definir as características espectrais dos movimentos sísmicos, baseado em que a densidade espectral de aceleração é uniforme no substrato rochoso, e que o movimento à superfície da camada ou camadas de solo que cobrem o substrato, é amplificado de acordo com as características dinâmicas de tais solos.

Nessa fórmula Kanai definiu a função de transferência, de um oscilador de um grau de liberdade, para as características de frequência de camadas superficiais de solo.

De um modo geral os estudos das respostas do solo durante sismos têm sido encarados semelhantemente, supondo o terreno constituído por várias camadas com características físicas diferentes e admitindo a propagação das ondas sísmicas a partir do substrato rochoso.

A maioria dos estudos tem considerado as camadas de solo como corpos elásticos e por isso Seed (1969) e Ambraseys (1969) defendem o princípio de que durante os sismos intensos a resposta do solo é afectada pelo seu comportamento não linear, não se assemelhando as características espectrais à superfície, quando ocorrem sismos intensos ou fracos.

A opinião é lógica, mas o certo é que o limite para o qual o comportamento do solo deixa de ser elástico depende de caso para caso, e em muitas circunstâncias interessará avaliar o efeito do solo no comportamento das estruturas, mesmo para sismos não muito intensos.

A análise da resposta de camadas de solo em regime não elástico tem sido estudada destacando-se os trabalhos de Penzien (1964), de Seed (1969) e Ambraseys (1970). Mas tais análises dinâmicas que consideram modelos analíticos representados por sistemas de massas concentradas ou elementos finitos exigem a determinação das relações tensões-deformações dos vários solos envolvidos e avaliação das características de amortecimento.

Porém, as formações de solos naturais são em geral extremamente complexas e heterogêneas e exigem para a sua caracterização dinâmica ensaios extremamente evoluídos e onerosos.

Quando não for possível ou não se justificar a realização de tais ensaios para caracterização dinâmica dos solos, poder-se-á recorrer à determinação das características filtrantes e de amplificação do solo pela análise de registros de sismos ou de microsismos.

Na maior parte dos casos os espectros de microsismos são complexos, aparecem muitos picos, grandes e pequenos e é praticamente impossível deduzir um modelo dinâmico que represente uma forma tão complexa de espectro.

A experiência, principalmente no Japão, tem, no entanto, mostrado que quando o período próprio de vibração do solo se aproxima do dos edifícios os danos são mais importantes.

Mas esta circunstância não basta. Com efeito os períodos próprios dos edifícios no Japão variam entre 0,2 e 0,5 seg e registros de sismos e microsismos têm revelado períodos próprios do terreno da mesma ordem de grandeza sem que os danos sejam maiores que os esperados.

Porém, se o solo tiver uma selectividade suficiente para concentrar a sua potência espectral numa dada frequência, que seja a mesma dos edifícios, então os danos serão importantes como se constatou no sismo de Caracas.

Há pois que definir uma outra característica dinâmica do solo, da maior importância para o comportamento sísmico das estruturas nele fundadas, ou seja a sua selectividade de frequência.

Assim se, por exemplo, dois solos tiverem a mesma frequência própria de vibração mas apresentando espectros de densidade de potência como os da figura seguinte, as estruturas de frequência própria $f_0 = 1$ Hz fundadas no solo B sofrerão solicitações sísmicas bem mais intensas.

Também, será evidente que um sismo com um espectro de densidade constante no substrato rochoso, atingirá a superfície do solo, no caso do solo A, com uma densidade espectral ainda sensivelmente constante embora eventualmente

amplificada; e no caso do solo B o espectro à superfície será certamente mode lado pela selectividade de frequência do solo.

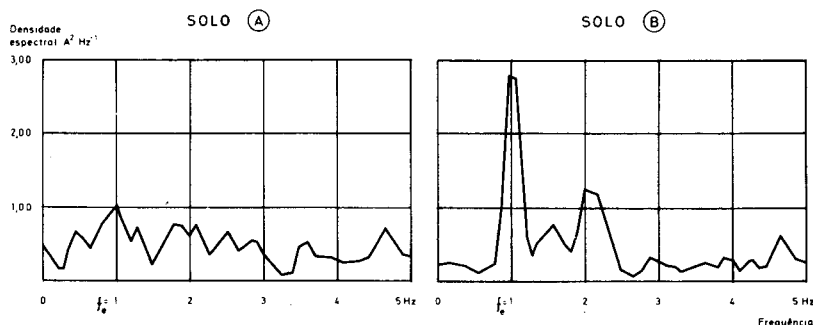


Figura 5 - Espectros de potência de microsismos em dois solos com a mesma frequência própria, mas com diferentes poderes de selectividade de frequência.

Parece, portanto, que uma das características dinâmicas mais importantes a determinar no solo de fundação de uma estrutura, será o da capacidade de se lectividade de frequência do solo, para a frequência própria da estrutura.

A informação, mesmo qualitativa que seja, e a partir sòmente do registo de microsismos, permitirá empiricamente ajuizar da possibilidade de admitir ou não uma densidade espectral constante S para definir a solicitação sísmica, ou se pelo contrário se deverá investigar as consequências para a estrutura de um efeito amplificador, do tipo ressonância.

Uma vez que a probabilidade de rotura é muito alta para o caso das solici tações sísmicas, convirá adoptar factores de segurança elevados sempre que a frequência de grande selectividade do solo seja da ordem de grandeza da da estrutura.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil colaborou nos estudos do sis- mo de Caracas, ocorrido a 29 de Julho 1967. Ao autor foi dada a oportunidade de participar nos estudos correspondentes aos problemas geotécnicos. Para apre- ciar a influência da natureza do solo nas acções sísmicas, foi proposta a ob- tenção de registos de microsismos à superfície do terreno. Os registos foram obtidos em Caracas pelo Engenheiro José Grases em Março de 1968, utilizando um microsismógrafo do LNEC. Foram registadas duas componentes em 3 locais di- ferentes, sensivelmente nas direcções N-S e E-W, na zona de Palos Grandes-Al-

tamira, uma das mais afectadas pelo sismo de 1967.

As características principais do microsismógrafo que foi utilizado são as seguintes:

Microsismógrafo Hottinger Messtechnik Tipo B4 h (Sytem Dr. Baule)

Sistema pendulo com: frequência própria 1 Hz

sensibilidade 10^{-5} mm

amortecimento tipo magnético 70%

Campo de frequências: 1 a 100 Hz.

O microsismógrafo trabalha acoplado a um amplificador Hottinger Baldwin Messtechnik, 5 kHz kWS/T-S e a um registador tipo Scripto de 4 velocidades se lectivas de 10, 20, 50 e 100 mm/seg. As amplificações são também reguláveis. Adoptou-se uma amplificação de $100 \times$ e velocidade de 20 mm/seg.

De cada um dos 6 registos disponíveis, seleccionaram-se troços com cerca de 13 segundos de duração e que por observação visual se consideraram os mais característicos dos movimentos.

Os registos foram ampliados fotograficamente e as medições de amplitudes feitas com intervalos de 1/40 de segundo. Obtiveram-se cerca de 500 pontos por registo, número que se considerou suficiente para o tipo de análise em vista.

O cálculo dos espectros de potência foi feito no computador do centro de cálculo automático do LNEC, com programa baseado no critério de Tuckey-Hanning (Blackman, 1958).

Os 6 registos foram primeiramente calculados usando uma resolução de fre quências de 0,5 Hz.

Os espectros muito regulares mostravam uma tendência para localizar os seus máximos na banda de frequências de 0,5 Hz a 1,0 Hz. Tornou-se, portanto, necessário utilizar uma resolução de frequência mais curta, que se escolheu i gual a 0,1 Hz. Apresentam-se na figura 6, os espectros calculados usando as duas resoluções de frequência.

Perante os resultados obtidos com a resolução de frequências de 0,1 Hz, que denunciaram uma selectividade de frequência notável, admitiu-se que a fre quência própria fundamental da camada aluvial de fundação da zona ensaiada, es taria situada na banda 0,6 a 0,8 Hz.

No quadro seguinte indicam-se as bandas de frequências para as quais a densidade espectral é máxima.

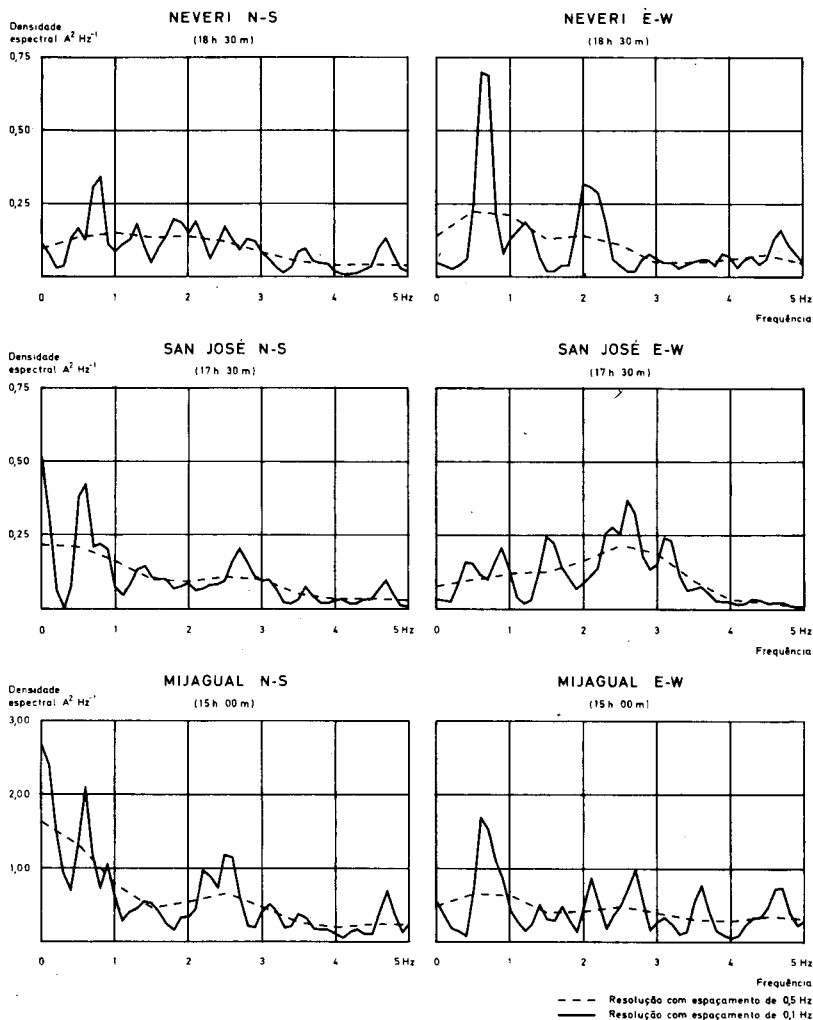


Figura 6 - Espectros de potência de microsismos registados na zona Palos Grandes-Altamira (Caracas).

LOCALIZAÇÃO DOS MÁXIMOS DE DENSIDADE ESPECTRAL

LOCAL DO REGISTO	RESOLUÇÃO DE 0,5 Hz		RESOLUÇÃO DE 0,1 Hz	
	N-S	E-W	N-S	E-W
SAN JOSÉ	0,5 Hz	2,5 Hz* (1,0 Hz)	0,5 a 0,6 Hz	2,6 Hz (0,4-0,9 Hz)
NEVERI	1 Hz	0,5-1,0 Hz	0,7 a 0,8 Hz	0,6-0,7 Hz
MIJAGUAL	0,5 Hz	7,5 Hz (0,5-1,0 Hz)	0,6 Hz	7,6-7,7*Hz (0,6-0,7 Hz)

(Os valores indicados com * são os máximos de densidade espectral e os valores entre parêntesis são os correspondentes a outros picos igualmente com densidade espectral elevada).

Porque tais frequências são da ordem de grandeza da maioria dos edifícios altos existentes naquela zona, e onde se concentraram os danos e colapsos mais importantes, sugeriu-se que a maior intensidade sísmica aí verificada, seria uma consequência dum efeito amplificador selectivo local, do tipo ressonância (Borges, Grases e Ravara, 1968; Mineiro, 1968).

CONCLUSÕES

- Com base em trabalhos de Ferry Borges e Mário Castanheta faz-se sobresair a alta probabilidade de rotura das estruturas quando sujeitas a acções sísmicas, desde que, para tais efeitos, não sejam convenientemente dimensionadas.

- A natureza do solo de fundação afecta o comportamento sísmico das estruturas não se podendo na generalidade considerar a intensidade sísmica dum local como representada por uma densidade espectral de aceleração constante, num dado intervalo de frequência.

- Para reduzir a probabilidade de rotura de uma estrutura, uma das características mais importantes a avaliar é a da capacidade de selectividade de frequência do seu solo de fundação.

No caso das frequências próprias da estrutura e do solo de fundação terem valores próximos, há que adoptar factores de segurança apropriados que cubram os efeitos de amplificação por ressonância das solicitações sísmicas na estrutura.

BIBLIOGRAFIA

- AMBRASEYS, N.N. - Macro seismic Observations from Some Recent Earthquakes 4th World Conference of Earthq. Eng., Chile, 1969.
- BORGES, J.F.; CASTANHETA, M. - General Recommendations Derived From Basic Studies on Structural Safety. Symposium on Concepts of Safety of Structures and methods of design, London, 1969.
- BORGES, J.F.; CASTANHETA, M. - Structural Safety, Course 101, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968/1970.
- BORGES, J.F.; et al. - Behaviour of Tall Buildings During the Caracas Earthquake of 1967 4th World Conference of Earthq. Eng., Chile, 1969.
- D'ARGA E LIMA, et al. - Manual de Betão Armado. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970.
- KANAI, K. - The Requisite Condition for The Predominant Vibration of Ground. Bulletin of the Earthq. Research Inst., Vol. 35, 1956.
- KANAI, K. - Semi-empirical Formula for The Seismic Characteristics of Ground Trans. of the Architectural Inst. of Japan, Nº 57, Sep. 1957.
- MINEIRO, A.J.C. - Estudo de problemas geotécnicos relativos ao sismo de Caracas de 1967. Relatório interno do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 1968.
- PENZIEN, J.; et al. - Seismic Analysis of Bridges on Long Piles. Proc. ASCE. Vol. 90, Nº EM 3, 1964.
- PEREIRA, J. - Behaviour of an Elastic-plastic Oscillator Acted By Random Noise Vibration. Proc. 3th World Conference on Earthq. Eng., New Zealand, 1965.
- SEED, H.B. - The Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Soil Dynamics Specialty Conference, México, 1969.