COMPORTAMENTO SÍSMICO DE BARRAGENS DE TERRA – PREVISÃO DO DESLOCAMENTO PERMANENTE

Seismic Behaviour of Earth Dams – Permanent Displacement Prediction

por
A. J. C. MINEIRO*

RESUMO – Na última década, em oposição a métodos convencionais pseudo-estáticos, os projectistas de grandes barragens de terra investiram muito esforço na avaliação quantitativa do comportamento estrutural em termos de deslocamento sísmico permanente.

Embora os métodos semi-empíricos simples possam ser mais atractivos, o certo é que o engenheiro está moralmente obrigado ao uso das melhores técnicas disponíveis para assegurar que as estruturas que concebe sejam seguras e económicas. Por isso, se apresenta uma análise crítica das vantagens e limitações dos principais métodos e critérios de que se tem conhecimento.

Mostra-se, ainda, como é importante e necessário calcular devidamente o acelerograma induzido na base da massa potencialmente deslizante para uma avaliação racional do deslocamento permanente. Apresenta-se um exemplo.

As extensões impostas em ensaios dinámicos triaxiais são insuficientes para definir a resistência pós-rotura e porque os deslocamentos permanentes admissíveis mobilizam roturas progressivas, propõe-se um método para considerar a fragilidade dinâmica dos solos e os acréscimos sísmicos de tensões neutras. Recomenda-se então recorrer a ensaios de corte rotativo anelar e/ou ensaios em actuador sísmico.

SYNOPSIS – In the past decade, in opposition to the conventional pseudo-static approach, designers of large earth dams devoted much effort to a quantitative assessment of the structural behaviour, based on permanent seismic induced displacement criteria.

Whilst simple semi-empirical procedures may be atractive, the engineer is morally bound to use the best available methodologies to ensure that the structure, as conceived, is safe and economical. Therefore a comprehensive review of the uselfullness and limitations of the principal available procedures is given.

---

* Eng.° Civil (IST); M. Sc. (Eng.); D. I. C. (London); Doutor em Engenharia (Estruturas). Da Hidrotécnica Portuguesa, Chefe do sector de Engenharia Geotécnica e Sísmica. Professor da Universidade Nova de Lisboa (Faculdade de Ciências e Tecnologia).

It is shown that induced time-histories at the base of the critical potential sliding mass must be properly determined for a rational evaluation of the permanent seismic displacement. An example of application to an earth dam is given.

Induced strains in dynamic triaxial testing are insufficient to define post-peak strength and because significant displacements, along yield surfaces in earth dams, mobilize progressive failure, a method is proposed taking into account the dynamic brittleness of soils and the excess pore pressures generated during an earthquake. Ring shear and/or shacking table tests are then recommended.

1 – INTRODUÇÃO

O estudo de estabilidade de barragens de terra para garantir um comportamento sísmico satisfatório exige, não somente cálculos analíticos complexos e onerosos, como o estabelecimento de modelos reológicos apropriados à tradução do comportamento dinâmico dos materiais, quer da barragem, quer da fundação (Icold, 1975).

O actual refinamento de estudos analíticos através da utilização do método dos elementos finitos sem que, no entanto, se incorporem as características reológicas dos materiais mais condicionantes da resposta, quer estáticas, quer dinâmicas, tornam por vezes as aplicações pouco válidas ou até perigosas na prática da engenharia.

Porém, a potencialidade de tais métodos é inegável para detectar os mecanismos mais desfavoráveis de comportamento sobre os quais o engenheiro projectista, responsável pela concepção e estudo de estabilidade da barragem, possa interferir. Assim, terá de prever, dentro do possível, as eventuais variações das características mais condicionantes para o comportamento da barragem e detectar a sensibilidade da resposta a tais variações (Mineiro, 1978).

Por outro lado, haverá que proceder a um estudo de caracterização sísmica do local da barragem (baseado em critérios sismotectónicos e/ou estatísticos) para se avaliarem adequadamente as características das perturbações sísmicas que poderão vir a atingir a barragem, no que se refere quer às intensidades, quer às riquezas espectrais.

No Anexo I apresenta-se um critério para a idealização das solicitações sísmicas (no domínio do tempo) necessárias à avaliação do comportamento sísmico de barragens de terra.

A metodologia proposta por Mineiro (1975) teve por base o conceito segundo o qual o refinamento analítico deve ser estritamente compatível com a confiança no que respeita, tanto às características dinâmicas dos materiais dos aterros e fundação, como à natureza das perturbações sísmicas esperadas.

Tal metodologia, embora seguindo, em parte, os critérios preconizados por Newmark (1965) e Seed (1966), toma em consideração os efeitos muito importantes da fragilidade dinâmica e dos acréscimos de tensões neutras criadas nos solos (em estado de deformação plana) pelos acréscimos de tensões tangenciais geradas pelo sismo.

O método de Sarma (1975) utiliza uma via semelhante, considerando acréscimos de tensões neutras sísmicas (em estado triaxial com simetria axial), mas não atende à fragilidade dinâmica.

Todos estes métodos têm em comum, e como critério de avaliação de comportamento, a previsão de deslocamentos sísmicos permanentes em zonas críticas da barragem, em oposição, portanto, ao do conceito de factor de segurança baseado em princípios de equilíbrio limite.

Recentemente, Makdisi e Seed (1978), apresentaram uma metodologia semelhante mas mais refinada do ponto de vista analítico do que conceptual, restringindo-se a aplicação a solos com pequena redução de resistência sob acção de cargas cíclicas, ou seja, sem fragilidade dinâmica. A análise é feita em termos de tensões totais sendo, portanto, consideradas de forma indirecta as tensões neutras geradas pelas acções sísmicas.

Todos os métodos referidos recorrem ao conceito originalmente proposto por Newmark (1965), mas enquanto neste a barragem é considerada como corpo rígido, nos restantes utiliza-se a resposta dinâmica da barragem. Consideram ainda que a rotura se processa numa superfície de deslizamento crítica e que o material nessa zona se comporta elasticamente até níveis de tensões perto da rotura e que depois entra em regime plástico perfeito.

Mineiro (1975) considerando que os deslocamentos permanentes produzidos por sismos, para serem prejudiciais, terão de ser necessariamente grandes (da ordem do metro ou mais, em grandes barragens), e que, para tais níveis de deformações, raros serão os solos que não exibam fragilidade, quer estática, quer dinâmica, admite que os movimentos ao longo da superfície de deslizamento serão controlados mais pela resistência residual dinâmica do que pela resistência dinâmica de pico.

Faz-se a seguir a apresentação crítica das etapas comuns das metodologias referidas aproveitando-se para referir as limitações principais ou excessos de refinamento.

2 – DETERMINAÇÃO DA ACELERAÇÃO DE CEDÊNCIA

Entende-se como tal a aceleração média na massa potencialmente deslizante para a qual o factor de segurança é unitário (Fig. 1). Os valores desta aceleração são função da geometria da barragem, características resistentes dos materiais da barragem e fundação, das tensões neutras sísmicas geradas e da localização da massa potencial de deslizamento.

Fig. 1 – Definição de aceleração de cedência

Makdisi e Seed (1978) utilizam como características resistentes dos materiais as resistências estáticas não drenadas (ou tais resistências reduzidas pelos efeitos de vibração). A partir de ensaios vibratórios em laboratório, de vários tipos de materiais, consideram, contudo, que a redução da resistência estática é, em geral, pouco significativa. A este respeito justificar-se-á, mais adiante, que os tipos de ensaios e conceitos seguidos por diversos autores Seed e Chan (1966), Sangrey *et al.* (1969), Thiers e Seed (1969), Andersen (1976), Castro e Christian (1976), Koutsoftas (1978) não parecem assegurar, por enquanto, aos utilizadores, uma margem de segurança suficiente para adoptar um tal tipo de simplificação.

Quer Sarma (1975), quer Mineiro (1975) determina a aceleração de cedência a partir da resistência dos solos em termos de tensões efectivas e considerando os acréscimos de tensões neutras sísmicas resultantes dos acréscimos de tensões tangenciais sísmicas em condições não drenadas.

Convém referir que, em termos de tensões efectivas ou totais, se obtêm os mesmos resultados, se os parâmetros de tensões neutras forem devidamente

avaliados. A preferência pela análise em termos de tensões efectivas no caso de Mineiro (1975) resulta de vários factores, nomeadamente:

a) É possível avaliar a influência da geração de tensões neutras superiores ou inferiores às previstas nos cálculos.

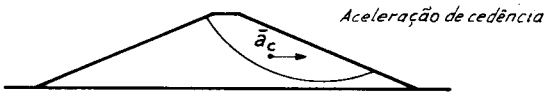
b) É possível avaliar a influência da dissipação parcial de tensões neutras (em termos de tensões totais só podem encarar-se as situações de dissipação nula ou total).

c) Sabendo-se que é o estado de deformação plana o mais frequente em barragens de terra longas, é possível prever os acréscimos de tensões neutras em estado de deformação plana a partir de ensaios triaxiais com simètria axial (Mineiro 1967, 1969).

d) Sabendo-se que os acréscimos de tensões tangenciais produzidos pelos sismos se processam em condições não drenadas e não havendo também tempo para dissipação das tensões neutras geradas é lógico que se avaliem tais tensões neutras, que em geral são máximas antes de atingir a rotura, e se mantenham através do cálculo para as grandes deformações pós-rotura (este critério corresponde a desprezar a dilatância dos solos na rotura e pós-rotura, o que parece ser uma simplificação válida e do lado da segurança).

Além disso, a análise de estabilidade em termos de tensões efectivas permite aproveitar a metodologia preconizada por Mineiro (1975 e 1977) que consiste, utilizando o programa de cálculo automático BATESIS I, em determinar primeiramente a aceleração de cedência (a que conduz ao factor de segurança unitário com os solos dispondo da sua resistência máxima ou seja ainda no campo das deformações moderadas) calculando-se as correspondentes tensões neutras, ou sejam as existentes em condições estáticas adicionadas das geradas pelo sismo até à rotura (Fig. 2). Seguidamente, mantendo tais tensões neutras e reduzindo os parâmetros de resistência (em termos de tensões efectivas) para os valores correspondentes às resistências residuais dinâmicas (pós-rotura) o cálculo da aceleração de cedência é repetido (utilizando o programa BATESIS II) conduzindo evidentemente a um valor menor (aceleração residual de cedência) que controlará o deslocamento (Fig. 3).

Se o solo não dispuser de fragilidade dinâmica a aceleração residual de cedência coincidirá praticamente com a aceleração de cedência calculada, quer pelo método de Seed, quer pelo de Sarma.



- Calcula em equilíbrio limite (método das fatias)
- Calcula em termos de tensões efectivas
- Utiliza parâmetros de resistência no pico
- Utiliza ou calcula tensões neutras em condições estáticas e depende das situações de: construção
  percolação permanente
  esvaziamento rápido
- Calcula acréscimos de tensões neutras sísmicas
  (em estado de deformação plana)
- Utiliza distribuição linear em altura do coeficiente sísmico (ver Fig.4) obtido préviamente por análise da resposta dinâmica da barragem
- Calcula a aceleração média na massa, que produz $F=1 \rightarrow \boxed{\bar{a}_c}$

Fig. 2 – Características do programa BATESIS I

- Utiliza o programa "BATESIS I" com as seguintes diferencas:
  - Utiliza parâmetros de resistência residual dinâmica
  - Utiliza as tensões neutras estáticas e sísmicas calculadas com o programa "BATESIS I" no pico, sem qualquer redução pós-rotura.
  - Considera coeficientes sísmicos constantes em altura (massa deslizante considerada como corpo rígido)
- Calcula a aceleração residual média na massa, que produz $F=1 \rightarrow \boxed{\bar{a}_{c_r}}$

Fig. 3 – Características do programa BATESIS II

Qualquer método corrente de estudo de estabilidade baseado em equilíbrio limite é apropriado para o cálculo da aceleração de cedência, seguindo um critério pseudo-estático para se ter em conta as acções sísmicas.

Mineiro (1975 e 1977) desenvolveu programas de cálculo automático baseados no método das fatias de Bishop que permitem obter quer as acelerações de cedência (BATESIS I), quer as acelerações residuais de cedência (BATESIS II). Os coeficientes sísmicos podem ser considerados constantes ou linearmente variáveis em altura e os acréscimos sísmicos de tensão neutra são calculados (em estado de deformação plana) na base de cada fatia em função dos parâmetros

de tensão neutra do tipo de solo atravessado e do acréscimo sísmico da tensão tangencial actuante. Convém referir que, quando o programa calcula a aceleração residual de cedência considera o coeficiente sísmico como constante em toda a massa deslizante. Tal critério resulta essencialmente da constatação feita por Arango e Seed (1974), em ensaios de taludes argilosos sobre mesa vibrante, de que, uma vez iniciado o franco deslizamento da massa, esta se comporta como corpo rígido (as acelerações medidas no topo e na base mantiveram-se praticamente iguais e constantes até ao fim do ensaio).

À primeira vista parece haver uma certa incongruência em calcular a aceleração de cedência supondo uma variação de coeficiente sísmico em altura e por outro calcular a aceleração residual de cedência supondo o coeficiente sísmico constante.

Porém, no primeiro caso o corpo da barragem ainda não abandonou totalmente na zona potencial de deslizamento um comportamento "quase elástico", mantendo sem grande redução a sua capacidade amplificadora, ao passo que no segundo caso, já com a superfície de deslizamento bem desenvolvida, a capacidade de transmissão das acelerações à massa deslizante está controlada pela superfície de deslizamento onde a resistência disponível se reduziu de forma significativa.

De qualquer forma o pormenor de considerar uma variação ou uma constância do coeficiente sísmico em altura é pouco importante, pois interessa apenas conhecer o valor médio, na massa deslizante, da aceleração residual de cedência, e os cálculos têm mostrado que para uma mesma massa se chega praticamente ao mesmo valor médio, qualquer que seja a variação da aceleração considerada em altura.

3 – DETERMINAÇÃO DAS ACELERAÇÕES INDUZIDAS NO CORPO DA BARRAGEM

As acelerações induzidas no corpo da barragem são determinadas por qualquer dos métodos usuais através da análise de resposta dinâmica.

Seed e Martin (1966), Ambraseys e Sarma (1967) e Mineiro (1975) utilizaram respostas dinâmicas em comportamento visco-elástico em deformação por corte horizontal e como viga ao corte. Tais métodos simplificados permitiam avaliar a distribuição das acelerações máximas (coeficientes sísmicos) no corpo da

barragem, sujeito a uma perturbação sísmica actuando na base (Fig. 4) mas, por limitação de métodos, constantes em planos horizontais.

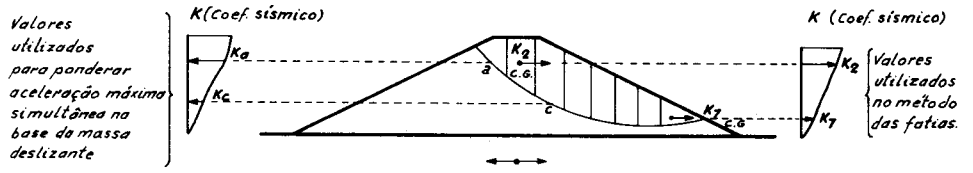


Fig. 4 – Resultados da análise dinâmica como viga ao corte

Porém, como se verá mais adiante, para calcular os deslocamentos sísmicos permanentes ao longo duma superfície de deslizamento é conveniente conhecer a história sísmica induzida ao longo de toda a base da massa deslizante.

Quer Mineiro (1975), quer Sarma (1975), determinava a distribuição da aceleração máxima ao longo da superfície deslizante, (Fig. 4) mas os métodos a que recorriam não permitiam considerar a variação da aceleração no tempo ou seja o acelerograma resultante actuando na base da massa deslizante.

Tiveram pois que admitir simplificadamente que a riqueza espectral da perturbação sísmica na base da massa deslizante era igual à do terreno de fundação. Tal significava que o corpo da barragem amplificava a perturbação sísmica até à superfície deslizante, mas não lhe alterava a riqueza espectral (não funcionava totalmente como filtro).

Tal simplificação actuava do lado da insegurança, principalmente para barragens de períodos elevados, pois que a perturbação sísmica filtrada pelo corpo da barragem, sendo mais rica nas baixas frequências produzirá maiores deslocamentos ao longo das superfícies potenciais de deslizamento.

Embora fosse possível corrigir de forma simplificada os deslocamentos assim calculados para atender aos efeitos de filtro, Makdisi e Seed (1978) e Mineiro (1977) preferiram recorrer ao método dos elementos finitos para determinar a história sísmica na base das massas potenciais de deslizamento, seguindo, no entanto, vias diferentes.

Os primeiros utilizaram propriedades dos solos linearmente equivalentes (módulos de deformabilidade e amortecimentos variando com o nível de deformação) e considerando amortecimentos do tipo Rayleigh. Este tipo de cálculo impropriamente referido por vezes como "não linear" é a sucessão dum grande número de cálculos lineares. Em cada passo de integração, suficientemente

pequeno para que os incrementos de tensões e deformações possam estar linearmente relacionadas através de parâmetros, estes são mudados de acordo com leis constitutivas previamente estabelecidas. Para calcular o acelerograma médio actuante na superfície deslizante utilizaram o método preconizado por Chopra (1966) que consiste primeiramente em determinar para cada elemento dessa superfície a história da evolução das tensões aí actuantes. Conhecidos em cada instante os valores das tensões horizontais (tangenciais e normais) de cada elemento pertencente à superfície deslizante, o programa calcula as duas forças horizontais actuantes no elemento e soma todos os valores correspondentes aos elementos da superfície deslizante. Tal força total dividida pelo valor da massa deslizante fornece o valor da aceleração média actuando na massa nesse particular instante (Fig. 5).

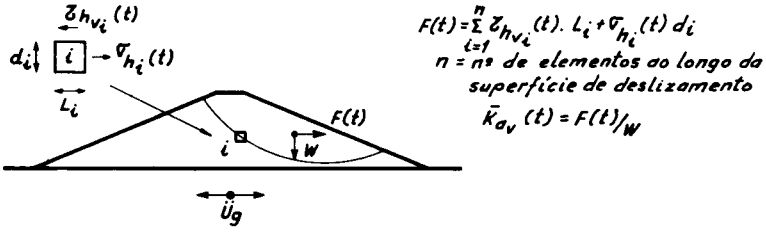


Fig. 5 – Cálculo da aceleração média (método dos elementos finitos), segundo Chopra (1966), Makdisi e Seed (1978)

O processo é repetido para cada intervalo de tempo em que foi discretizado o cálculo, obtendo-se assim o acelerograma actuante na base da massa deslizante.

O cálculo é moroso e caro e tanto mais se é necessário considerar várias superfícies potenciais de deslizamento.

Mineiro (1977) para reduzir as durações de cálculo pelo M. E. F. a valores compatíveis com a finalidade do estudo, adoptou as seguintes simplificações para a elaboração do programa denominado de BATEFI:

a) O cálculo da matriz de rigidez é feito pelo método dos elementos finitos triangulares clássicos (Zienkiewicz, 1968). A inversão é feita para obter a matriz de flexibilidade completa (movimentos horizontais e verticais) mas o programa elimina as linhas e colunas correspondentes aos movimentos verticais. Pretende-se deste modo eliminar modos

de vibração verticais que complicam e oneram o cálculo. A massa é considerada no programa como distribuída ao longo do elemento triangular seguindo o método proposto por Zienkiewicz (1968).

b) O cálculo é feito em regime elástico linear com amortecimento do tipo viscoso considerado constante em todos os modos. Em barragens de terra em que é suficiente considerar apenas os primeiros 4 a 6 modos, de frequências não muito diferentes, tal simplificação é aceitável para o fim em vista.

São muitos os autores que criticam tal tipo de cálculo em regime linear, mesmo adoptando amortecimentos elevados, pois ele não traduz com adequado rigor o comportamento dinâmico não linear da barragem nos seus diversos elementos.

Concordando-se totalmente que o modelo linear não é válido, sabe-se no entanto, da comparação de cálculos lineares e não lineares, quais as limitações principais para as aplicações práticas.

Dibaj e Penzien (1969) após cálculos de barragens em regime "não linear" pelo método dos elementos finitos concluem que, neste tipo de cálculo, é importante considerar também a componente vertical do sismo, visto que esta, actuando na tensão de confinamento do solo, afecta o processo de cedência. Tal limitação acarreta a necessidade de computadores ainda mais potentes e encargos maiores com as durações dos cálculos. Por outro lado, os mesmos autores verificaram que não havia uma diferença significativa entre os acelerogramas obtidos por cálculo linear e não linear em diversos pontos do corpo da barragem, muito embora os deslocamentos relativos diferissem bastante.

Como se pretende apenas determinar os acelerogramas na base das massas potencialmente deslizantes considera-se que o recurso ao cálculo linear é suficiente para o fim em vista.

Além disso e como já se referiu, os métodos propostos para avaliação dos deslocamentos sísmicos permanentes exigem a determinação do acelerograma actuante na superfície de deslizamento ou seja conhecer em cada instante a aceleração correspondente à média das acelerações instantâneas actuantes ao longo dessa superfície.

Em cálculo "não linear" a determinação de tal acelerograma exige cálculos morosos (Chopra, 1966) mas em regime linear o cálculo é rápido e demora tanto como determinar o acelerograma num ponto qualquer da barragem.

Com efeito, no M. E. F. em regime linear e recorrendo-se à análise modal conhecem-se os factores estáticos de participação de cada modo e em cada elemento da estrutura.

A aceleração relativa no instante t, $\ddot{u}_j(t)$, em cada massa j da estrutura, é função directa de p_{ij} (factor estático de participação do modo i na massa j) e da participação dinâmica $b_i(t)$ (factor de carga dinâmico) relativa à frequência natural de ordem i e ao amortecimento crítico no modo i:

$$\ddot{u}_j(t) = \sum_{i=1}^{n} P_{ij} \times b_i(t)$$

O factor de participação dinâmica $b_i(t)$ é igual para todas as massas pois só depende da frequência dos modos i, da perturbação sísmica considerada na base e do amortecimento crítico no modo i.

Assim, a aceleração relativa média no instante t, $\ddot{u}(t)$ ao longo de toda a superfície de deslizamento considerada, e abrangendo os elementos 1 a K, obtém-se de:

$$\bar{\ddot{u}}(t) = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{K} \cdot \sum_{j=1}^{K} p_{ij} \right) b_i(t) = \sum_{i=1}^{n} \bar{p}_i \times b_i(t)$$

Como interessa conhecer as acelerações absolutas e não as relativas há que somar, instante a instante, o valor da correspondente aceleração do terreno $\ddot{U}_g(t)$, ou seja:

$$\bar{\ddot{u}}_{abs}(t) = \left(\bar{\ddot{u}}(t) + \ddot{U}_g(t) \right)$$

para obter o acelerograma actuante da base da massa deslizante.

Convém ainda referir que os factores de participação dinâmica $b_i(t)$, um para cada modo, não são mais do que as respostas (em termos de aceleração) de osciladores de um grau de liberdade com a frequência do modo i e amortecimento crítico respectivo.

Assim, recorrendo a um programa de cálculo de espectros de resposta de um oscilador linear de um grau de liberdade (Programa ESPELAS, Mineiro, 1975), podem obter-se facilmente os acelerogramas $b_i(t)$ de resposta de cada um dos osciladores representativos de cada modo i (definido pela sua frequência e amortecimento).

Na Fig. 6 esquematizam-se as características do programa BATEFI e a sua conjugação com o programa ESPELAS para obter os acelerogramas em qualquer elemento da barragem ou ao longo duma superfície potencial do deslizamento.

Na Fig. 7 apresenta-se, como exemplo, a aplicação do programa BATEFI nas suas duas vias (I – por espectros de resposta e II – por integração passo a passo) a uma barragem de terra com o perfil tipo zonado indicado na mesma figura.

Representam-se também a malha de elementos finitos adoptada e os resultados principais dos cálculos para uma perturbação sísmica na base constituída pela componente horizontal N 79 E do sismo de Eureka (21.12.54) (normalizando a 0,2 g a aceleração máxima).

Os acelerogramas de resposta representados na mesma figura correspondem a um elemento do coroamento da barragem e ao actuante na superfície de deslizamento indicada.

Esta é a superfície crítica dinâmica detectada pela aplicação do programa BATESIS I tendo a respectiva aceleração residual de cedência sido obtida através da aplicação do programa BATESIS II.

Comparando os dois acelerogramas de resposta verifica-se uma semelhança de riqueza espectral que reflecte fundamentalmente o primeiro período natural da barragem ($T_1 = 1{,}54\,s$).

É evidente que os deslocamentos sísmicos permanentes serão muito maiores quando calculados com o acelerograma de resposta na superfície crítica de deslizamento, do que quando calculados com o acelerograma da base (sem filtragem) embora devidamente amplificado (o sismo de Eureka é rico em períodos inferiores a 0,5 s).

Na mesma Fig. 7 indica-se a distribuição dos coeficientes sísmicos no corpo da barragem e a correspondente deformada calculados pela via I (dos espectros de resposta). A sobreposição das respostas máximas modais, tendo sido feita pelo método da "raiz quadrada da soma dos quadrados" conduziu, como era de esperar, a um coeficiente sísmico médio (ao longo da superfície de deslizamento) superior ao correspondente à aceleração máxima (na mesma superfície) obtido pela via II (por integração passo a passo).

É importante referir que não parece um contra-senso muito grande usar o cálculo em regime linear para calcular o acelerograma actuante na base da massa potencialmente deslizante. Com efeito, o abandono do regime linear vai-se dar principalmente ao longo dessa superfície crítica, mas os solos da barragem

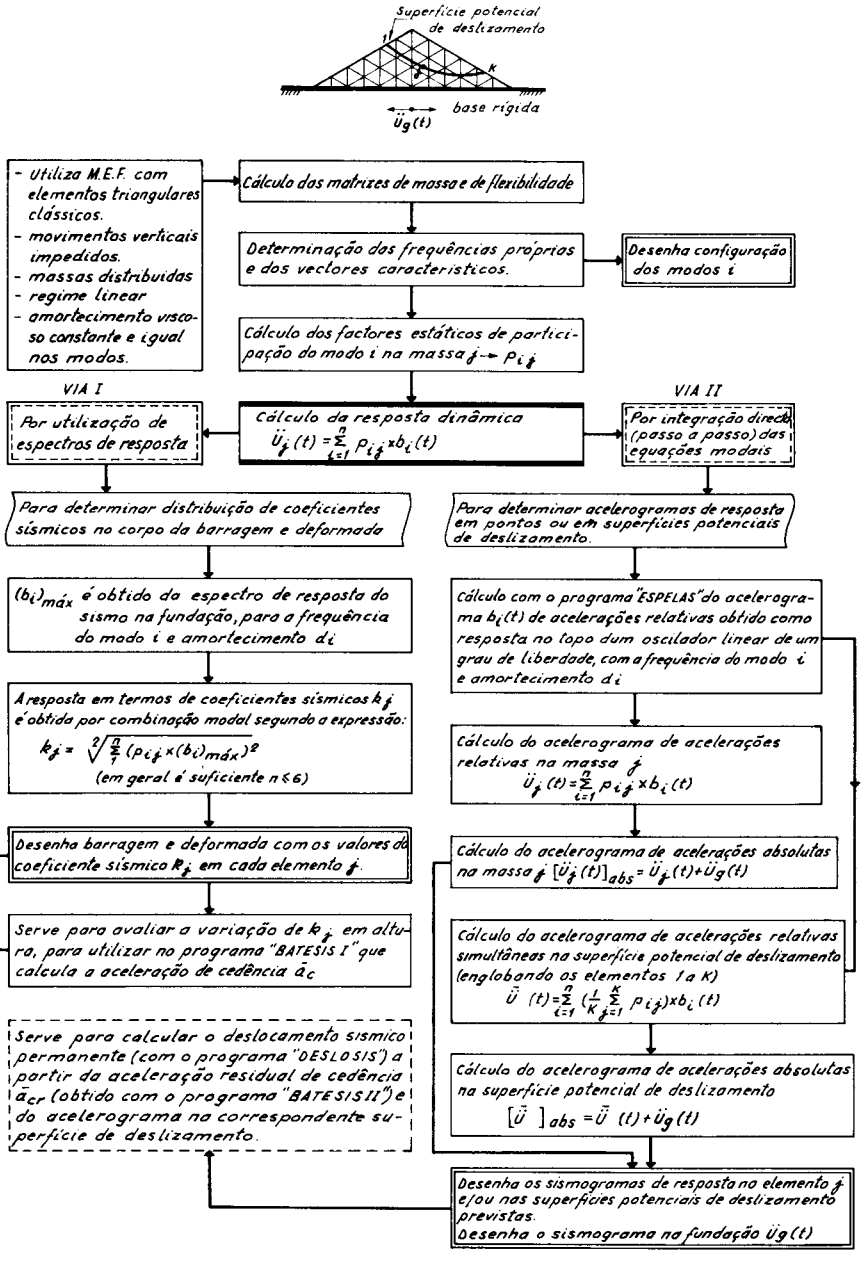


Fig. 6 – Características do programa BATEFI (vias I-II) para o cálculo da resposta sísmica pelo M.E.F.

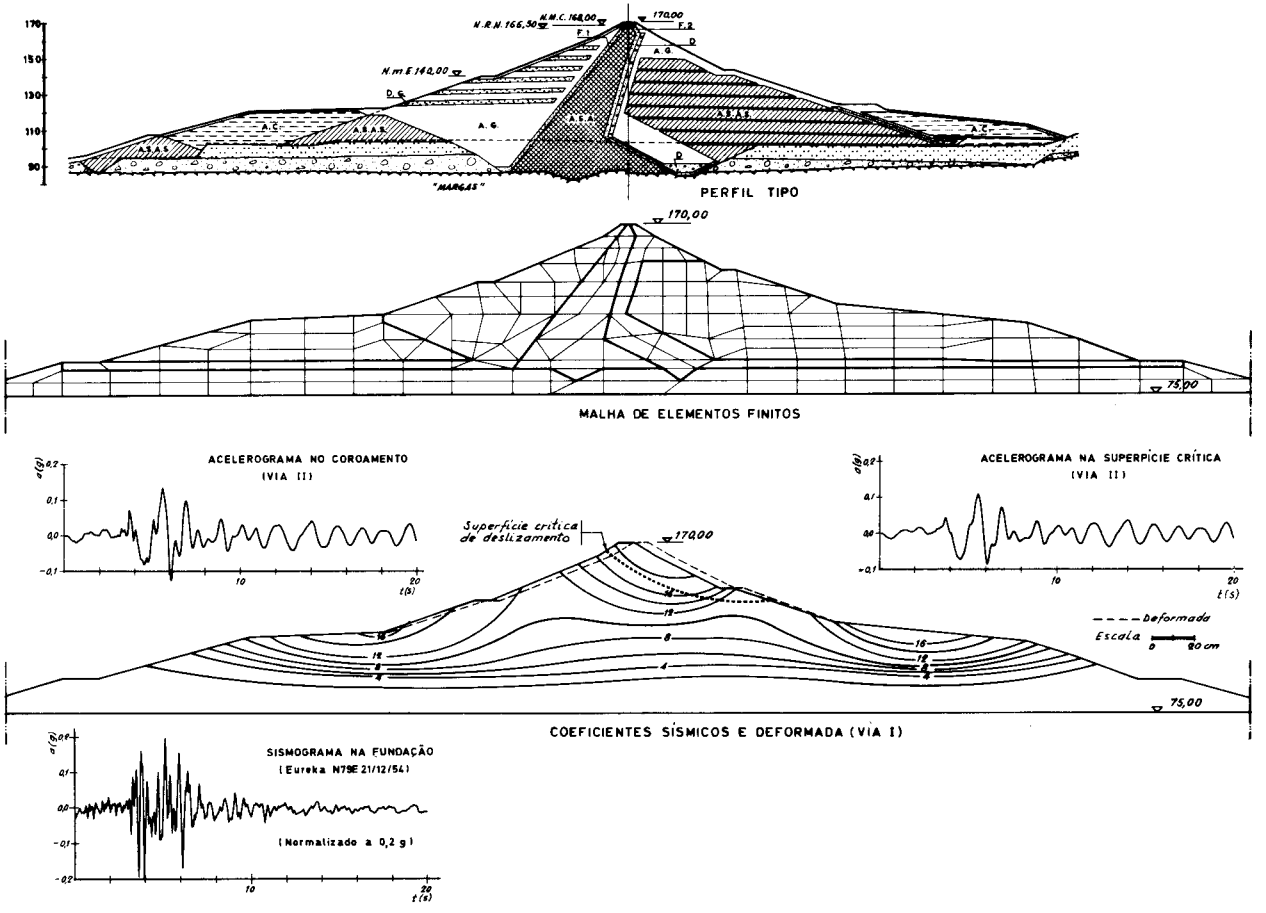


Fig. 7 – Exemplo de aplicação do programa BATEFI (nas vias I-II)

abaixo dela e que portanto vão funcionar como elementos amplificadores e filtrantes da perturbação sísmica não serão muito afectados pela não linearidade. O mesmo já não se passará acima da superfície de deslizamento onde a resposta dinâmica passa a ser diferente, dada a incapacidade de a superfície de rotura poder transmitir acelerações médias superiores às de cedência.

O contra-senso parece até ser maior quando se recorre ao regime não linear para calcular o acelerograma na superfície potencial de deslizamento e se utilizam as tensões tangenciais instantâneas nela localizadas para calcular a aceleração média instantânea na massa deslizante. Com efeito, essa aceleração média traduz melhor o que a superfície de deslizamento foi capaz de transmitir nesse instante à massa deslizante acima dela do que propriamente ao que ela recebe do corpo da barragem situado abaixo.

De resto, é da diferença entre as acelerações que a superfície de deslizamento é capaz de receber vindas da parte de baixo, para as que consegue transmitir à parte superior, que resultam os deslocamentos da massa deslizante.

A incongruência prova-se por absurdo, admitindo-se que num dado instante se formou uma superfície de rotura que é incapaz de transmitir uma aceleração maior à massa deslizante. Se vier em seguida um impulso maior a superfície de rotura repete quando muito a sua capacidade máxima de transmissão embora o impulso recebido e que se pretende determinar seja maior.

Em regime não linear seria mais lógico determinar o acelerograma não na superfície crítica mas numa superfície paralela e abaixo dela onde os efeitos da não linearidade fossem menos sensíveis.

4 – CÁLCULO DO DESLOCAMENTO SÍSMICO PERMANENTE

Uma vez que se dispõe do valor da aceleração residual de cedência e do acelerograma actuante na base da massa deslizante o deslocamento sísmico permanente pode calcular-se facilmente.

Os três métodos (Seed, Sarma e Mineiro) utilizam critérios de cálculo baseados em princípios semelhantes. Seed considerando uma inclinação para o plano deslizante adopta a equação do movimento ao longo desse plano e calcula o deslocamento produzido sempre que a aceleração na base do plano excede a aceleração de cedência através duma dupla integração no tempo. Segundo Makdisi e Seed (1978) a inclinação do plano tem pouca importância indicando os autores que

para valores de inclinações até 15° com a horizontal, os deslocamentos são apenas 10 a 18% superiores aos calculados segundo um plano horizontal.

Mineiro (1975) para calcular os deslocamentos desenvolveu o programa de cálculo automático DESLOSIS que fornece os valores dos deslocamentos em função da aceleração residual de cedência para uma determinada perturbação sísmica. O programa baseia-se na dupla integração no tempo das diferenças entre as acelerações da perturbação sísmica e a aceleração residual de cedência considerada, mas fazendo-se apenas nos intervalos de tempo em que a velocidade relativa (obtida na primeira integração) é positiva, visto que o deslocamento em sentido oposto está impedido.

Na Fig. 8 esquematiza-se o mecanismo de deslocamento adoptado no cálculo automático. Refere-se, porém, que desde o início, se admite instalada a resistência residual de cedência (verificou-se não ter influência significativa considerar a redução progressiva da resistência no primeiro ciclo).

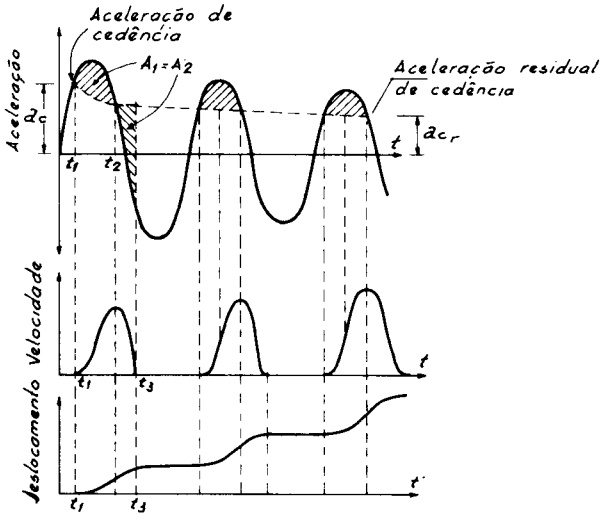


Fig. 8 – Integração do acelerograma para determinar deslocamento sísmico permanente (programa DESLOSIS)

O programa é válido apenas para deslocamentos ao longo de planos horizontais, sendo pequeno o erro para planos pouco inclinados.

Porém, para ter em consideração o efeito da inclinação β do plano, Mineiro (1977) seguiu os critérios propostos por Seed *et al.* (1964) e Sarma (1975) e que consistem na correcção do valor do deslocamento através da expressão simplificada:

$$x_\beta = x_h (\cos \beta + \text{sen } \beta \text{ tg } \emptyset)$$

em que:

x_β = deslocamento ao longo do plano de inclinação β

x_h = deslocamento ao longo dum plano horizontal

Ø = ângulo de atrito interno ao longo do plano

e que tem em conta a componente do peso do bloco deslizante ao longo do plano (Fig. 9).

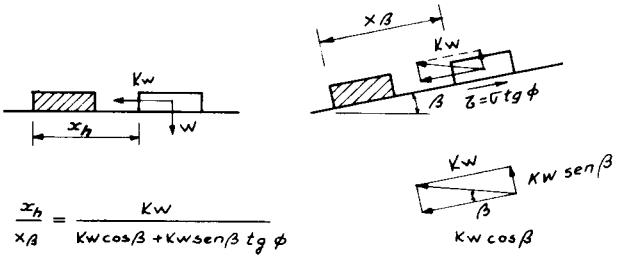


Fig. 9 – Determinação do deslocamento sísmico num plano inclinado em relação ao na horizontal

Mas como as superfícies de deslizamento não são planas é necessário determinar a inclinação β_{eq} equivalente e o ângulo $\emptyset_{eq}$ que tenha em conta a resistência mobilizada durante o deslizamento, ou seja aquela que corresponde à aceleração residual de cedência.

As determinações de β_{eq} e $\emptyset_{eq}$ são feitas automaticamente pelo programa BATESIS II para cada superfície deslizante.

O valor de β_{eq} é a inclinação da resultante obtida somando vectorialmente as forças tangenciais mobilizadas na base de cada fatia ao longo da superfície correspondente ao valor da aceleração residual de cedência a_{cr}.

O valor do ângulo de atrito interno equivalente $\emptyset_{eq}$ obtém-se então da expressão simplificada

$$a_{cr} = \text{tg } (\emptyset_{eq} - \beta_{eq})$$

Como a_{cr} tem em conta não só os parâmetros resistentes dos vários solos, como os acréscimos sísmicos de tensões neutras, o valor de $\emptyset_{eq}$ traduz a resistência média dum solo incoerente equivalente à resistência mobilizada ao longo da superfície de deslizamento.

Conhecidos para a superfície considerada os valores de $\emptyset_{eq}$ e β_{eq}, o factor correctivo a aplicar ao deslocamento calculado num plano horizontal é obtido automaticamente no programa através da expressão

$$c = (\cos \beta_{eq} + \operatorname{sen} \beta_{eq} \cdot \operatorname{tg} \emptyset_{eq})$$

A experiência resultante do cálculo do factor correctivo c, para as superfícies potenciais de deslizamento ensaiadas em vários cálculos de estabilidade de barragens, conduz a valores da ordem de 1,0 a 1,2. Em geral nas superfícies críticas, o valor é apenas da ordem de 1,1.

Os factores correctivos indicados por Makdisi e Seed (1978) e atrás referidos para inclinações até 15° correspondem respectivamente a $\emptyset_{eq}$ da ordem de 27° e 40°, e parecem dizer respeito a solos coerentes e incoerentes.

Como a determinação do factor correctivo dos deslocamentos, embora pouco importante, é facilmente feita em cálculo automático, não há razões para que não seja tido em conta. Como princípio aceita-se que o factor correctivo possa ser desprezado em solos coerentes ($\emptyset_{eq}$ é sempre pequeno, principalmente quando as resistências residuais são mobilizadas) mas em solos incoerentes em que a resistência residual é próxima da de pico e os valores de $\emptyset_{eq}$ tem valores apreciáveis (27 a 30°) não deve ser ignorado.

Convirá notar que no cálculo dos deslocamentos basta considerar apenas como importante a componente horizontal do sismograma. Com efeito, Sarma (1975) verificou que, quer o factor de segurança, quer o deslocamento são pouco sensíveis à inclinação considerada para as forças de inércia na massa deslizante.

Cabe ainda referir o método seguido por Folque *et al.* (1971) para avaliação dos deslocamentos sísmicos permanentes em barragens de terra e que consiste em utilizar equações constitutivas estabelecidas para os materiais envolvidos pelo deslizamento, considerando-os com comportamento viscoso na zona plastificada.

Postulam, porém, que a tensão dinâmica média ζ (calculada pelo M.E.F.) instalada na zona plastificada é equivalente a uma tensão estática constante para a duração total do sismo e calculam simplificadamente a resistência v_o oferecida

pela superfície de deslizamento (que denominam tensão de plastificação) em função da tensão média vertical num ponto genérico da superfície de escorregamento. O deslocamento total é obtido da expressão $\varepsilon = \frac{\zeta - v_o}{n} x\, t$, sendo n um coeficiente de viscosidade atribuído ao solo, t a duração do sismo e ε a distorsão considerada constante na massa deslizante.

O deslocamento sísmico permanente seria assim função directa da duração do sismo e independente da sua riqueza espectral. Além disso, a simplificação considerada de que durante todo o sismo a força instabilizadora é constante e igual ao máximo obtido pelo M.E.F., não parece ser suficientemente válida para poder suportar um critério de avaliação de deslocamentos sísmicos, mesmo em termos simplificados.

Na Fig. 10 exemplifica-se a aplicação do programa DESLOSIS ao cálculo do deslocamento sísmico permanente (horizontal) da massa potencialmente deslizante, correspondente à superfície crítica indicada na Fig. 7. A perturbação sísmica considerada é o acelerograma nela induzida pelo sismo Eureka N 79 E de 21.12.54 normalizado a 0,2 g.

Os deslocamentos foram calculados para diversos valores de acelerações residuais de cedência $\bar{a}_{cr}$ para mostrar a influência deste parâmetro.

Para exemplo utilizou-se o valor de $\bar{a}_{cr} = 2\%\,g$ fornecido pela aplicação do programa BATESIS II na superfície crítica.

Os deslocamentos horizontais foram calculados, quer para o simograma indicado, quer trocando os sinais das acelerações, pois ele poderá actuar em qualquer dos sentidos.

Para o valor de $\bar{a}_{cr} = 2\%\,g$ os deslocamentos são, respectivamente, de 29 cm e 40 cm.

Para se atender à inclinação equivalente da superfície de deslizamento, considerou-se o coeficiente correctivo $c = 1{,}09$ obtido com o programa BATESIS II.

Assim, o deslocamento sísmico permanente ao longo da superfície crítica de deslizamento será da ordem de $1{,}09 \times 40 \approx 45$ cm.

Não considerando o efeito filtrante do corpo da barragem, dominado essencialmente pelo período fundamental, ou seja, mantendo a riqueza espectral da perturbação sísmica na base, mas devidamente amplificada (pela utilização do programa BATEFI na sua via I), obter-se-ia apenas um deslocamento da ordem de 15 cm.

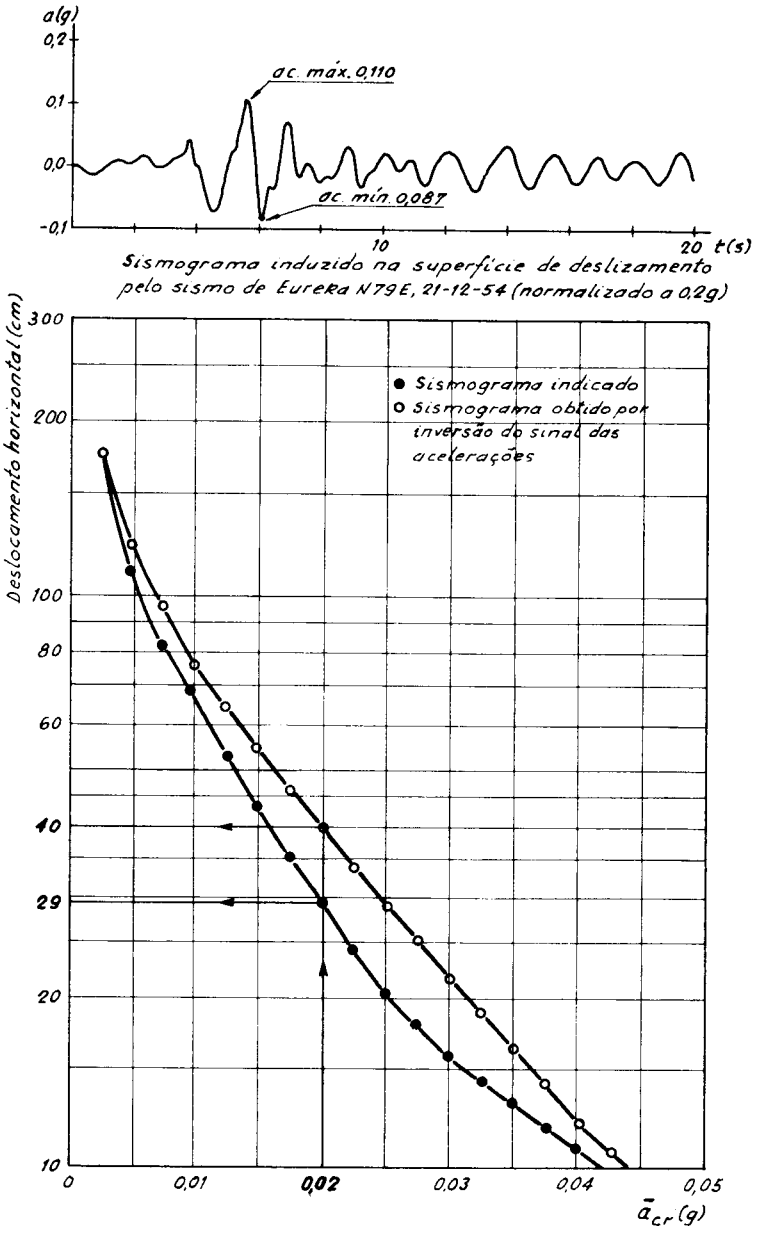


Fig. 10 – Variação do deslocamento com a aceleração residual de cedência

5 - COMENTÁRIOS À AVALIAÇÃO DA ACELERAÇÃO DE CEDÊNCIA

Um dos parâmetros mais importantes para avaliação dos deslocamentos sísmicos permanentes é o valor da aceleração de cedência. É pois natural que o projectista se preocupe fundamentalmente com este aspecto, uma vez que os restantes estão ligados a um maior ou menor refinamento dos estudos analíticos utilizados. Dependendo a aceleração de cedência da redução muito ou pouco singificativa da resistência dos solos sob cargas vibratórias, é evidente que as características dinâmicas dos solos não podem ser encaradas de ânimo leve.

Apenas como exemplo e para mostrar a grande importância da aceleração de cedência, refere-se que se um deslocamento calculado com um valor $\bar{a}_c$ for da ordem das poucas dezenas de centímetros (sem danificação sensível da barragem), se o cálculo for repetido para uma aceleração residual de cedência com valor igual a metade da aceleração de cedência ($\bar{a}_{cr} = 0.5\ \bar{a}_c$) o deslocamento poderá ser da ordem de 5 a 10 vezes superior (já inaceitável para a maioria das barragens).

Sendo assim, o método simplificado proposto por Makdisi e Seed (1978) para avaliação de deslocamentos sísmicos permanentes pode induzir em erro os utilizadores que não se apercebam das limitações nele contidas, uma vez que tal método simplificado é apenas válido para solos que mostrem pequena redução da sua resistência sob cargas cíclicas. Todavia, os autores do método afirmam que parece razoável admitir que solos coerentes compactados mostrarão muito pequena redução de resistência sob acção das cargas sísmicas normalmente esperadas em barragens de terra.

Fundamentam-se para isso numa série de considerações, conceitos e tipos de ensaio que convirá analisar em pormenor.

A maioria dos ensaios dinâmicos que melhor suportam as conclusões sobre a não redução significativa da resistência não drenada dos solos ensaiados são realizados com a imposição de uma deformação cíclica sempre igual nos dois sentidos, e sobreimposta a uma tensão estática inicial. Duvida-se, no entanto, que um tal ensaio possa ser representativo do mecanismo de deslocamento ao longo duma superfície inclinada de rotura numa barragem, em que a reversão total das extensões cíclicas impostas é difícil de imaginar.

O que talvez se possa concluir dos resultados apresentados é que o facto de se utilizar sempre uma reversão total das extensões cíclicas, faz com que as extensões finais do ensaio cíclico sejam ainda insuficientes para mobilizar as resistências mais baixas por rotura nos solos frágeis.

A este respeito os ensaios realizados por Andersen (1976) são elucidativos. Com efeito, aplicando deformações cíclicas numa argila de Drammen verificou este autor que as reduções da resistência não drenada são inferiores a 25%, desde que a extensão cíclica imposta seja inferior a ± 3% e mesmo após 1000 ciclos de carga. Porém, para argilas marinhas do mar do Norte o mesmo tipo de ensaio já mostrou reduções da ordem dos 40%. Não se conhecendo em pormenor as características destas argilas no que respeita a fragilidade estática, o certo é que a de Drammen corresponde a um solo pouco frágil, ao passo que as outras argilas marinhas mesmo que sejam normalmente consolidadas apresentam, como se sabe, maiores fragilidades.

Os ensaios realizados por Thiers e Seed (1969) (Fig. 11) são semelhantes aos anteriormente referidos, mas fez-se variar o valor da amplitude da extensão reversível de ensaio para ensaio.

Após cerca de 200 ciclos de carga verificou-se que se a amplitude de cada extensão reversível não excedia cerca de 50% da extensão correspondente à rotura dum ensaio (estático) não drenado, a resistência dinâmica reduzia-se menos de 10% em relação à resistência estática.

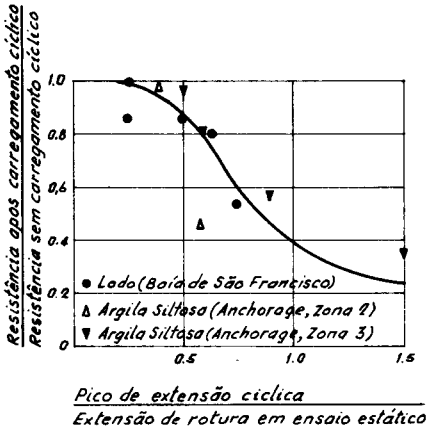


Fig. 11 – Variação da resistência estática após cargas cíclicas (Segundo Thiers e Seed, 1969)

Por outro lado Makdisi e Seed (1978) mostram que as extensões cíclicas máximas esperadas em barragens, mesmo sujeitas a sismos intensos, (através do cálculo da resposta da barragem em regime dito "não linear") não ultrapassam 1%.

Considerando como é normal que solos argilosos compactados terão extensões na rotura da ordem de 3 a 10% (conforme sejam compactados respectivamente do lado seco ou húmido), parecem poder provar que a relação entre a extensão máxima cíclica e a de rotura estática é inferior a 50% e que portanto a redução de resistência é insignificante do ponto de vista prático.

Tais conclusões parecem lógicas mas as premissas não o são.

Em primeiro lugar as extensões cíclicas fornecidas pelo cálculo dito "não linear" são valores obtidos muito por defeito. Os métodos correntes de elementos finitos não permitem que nas zonas de deslizamento se concentrem grandes deformações, tendendo a redistribuí-las para outros elementos (este facto é facilmente detectável em cálculos estáticos por elementos finitos em regime "completamente" não linear e em que não se introduzem elementos de junta – ver exemplo no Anexo II e comentários relativos à utilização do M.E.F. no Anexo III).

Poderão, pois, antever-se extensões cíclicas assimétricas bem maiores que as fornecidas pelo cálculo dito "não linear", principalmente no sentido do movimento global de descida da massa deslizante.

Em segundo lugar, a imposição de extensões cíclicas reversíveis de igual amplitude nos dois sentidos mascaram os resultados se os valores das extensões finais do ensaio dinâmico não forem representativas daquelas que ocorrerão ao longo das superfícies de deslizamento da barragem.

O certo é que os próprios ensaios executados por Thiers e Seed (1969), quando se aumenta a amplitude do pico da extensão cíclica, mostram depois reduções sensíveis da resistência em relação à estática. Por exemplo, (Fig. 11), para valores de amplitude de extensão cíclica da ordem de 80% do valor da extensão de rotura em ensaio estático, a redução da resistência em relação à estática é da ordem de 50% para os três tipos de solos ensaiados.

À primeira vista parece poder concluir-se que estas maiores reduções possam provir fundamentalmente de os vários ciclos de maiores extensões originarem, também, uma maior extensão total no fim do carregamento cíclico, e que esta, situando-se já francamente na zona de pós-rotura, mobiliza resistências mais baixas e da ordem dos valores residuais (qualquer dos solos ensaiados tinha pico na curva de tensões-extensões em carregamento estático).

Mais recentemente Koutsoftas (1978) ensaiou dinamicamente várias amostras de duas argilas marinhas, uma plástica e outra siltosa, quer para um estado de consolidação normal, quer para um de sobreconsolidação (OCR = 4). As técnicas de ensaio utilizadas são diferentes das dos ensaios anteriormente referidos, mas

servem para apoiar melhor o critério da resistência residual dinâmica (ou pelo menos correspondente a grandes deformações) do que propriamente o critério de interpretação de Thiers e Seed, ou mesmo o de Koutsoftas.

Resumidamente, a interpretação dos ensaios consiste em comparar as curvas de tensões-extensões obtidas em ensaios triaxiais não drenados de dois provetes da mesma amostra. Um é sujeito a cargas dinâmicas não drenadas antes do ensaio e o outro não.

Porém, as cargas dinâmicas são cíclicas (frequência de 1 Hz) com amplitude constante e com valores de 0,50 ou 0,75 (conforme o ensaio) da tensão deviatórica de rotura da amostra. Os ciclos de carga são aplicados até obter uma dupla amplitude de extensão cíclica pré-estabelecida e variável de ensaio para ensaio. O número necessário de ciclos depende da amplitude de extensão cíclica desejada, e variou entre um número de 15 ciclos (para obter 3,9% de dupla amplitude) num dos ensaios a 540 ciclos (para obter 5,4% de dupla amplitude) noutro dos ensaios.

A comparação das curvas tensões-extensões dos provetes do mesmo solo, um sem ter sido sujeito a cargas cíclicas e os outros sujeitos previamente a diferentes carregamentos dinâmicos, mostra de forma evidente que na zona das grandes deformações (20%) as resistências são praticamente as mesmas.

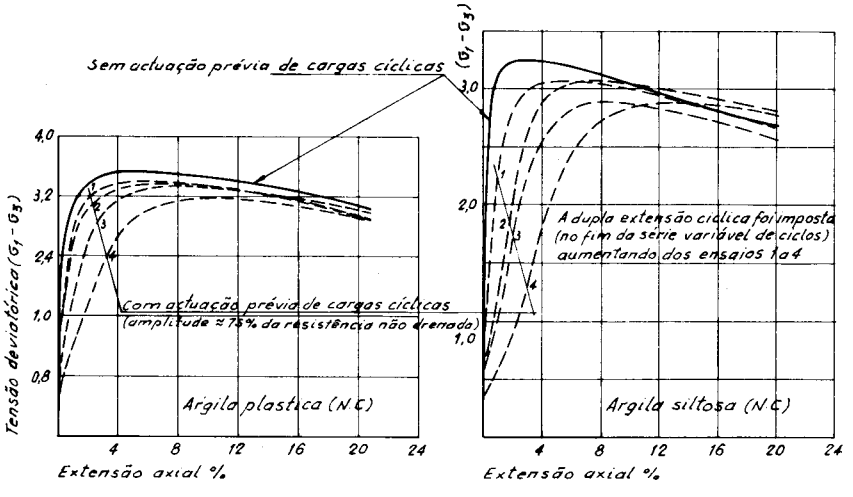


Fig. 12 – Efeitos das cargas cíclicas prévias nas curvas tensões-extensões obtidas em ensaios triaxiais não drenados (Resultados Koutsoftas, 1978)

Apresenta-se na Fig. 12 apenas o conjunto de resultados de ensaios realizados por Koutsoftas sobre uma argila plástica (NC) e sobre uma argila siltosa (NC).

As diferenças notam-se principalmente nas resistências de pico que são menores quando as duplas amplitudes de extensão do último ciclo de carga do ensaio são maiores. Também os picos à medida que diminuem de amplitude correspondem sempre a maiores deformações traduzindo assim uma redução sensível da rigidez do solo.

Quis-se referir em último lugar, mas ainda dentro do mesmo tipo de ensaios triaxiais dinâmicos, os de Castro e Christian (1976), que muito embora apresentem resultados e conclusões semelhantes aos dos vários autores anteriormente citados, encaram o problema da fragilidade dos solos da forma que se transcreve:

> "A resistência determinada em ensaios triaxiais precedidos de cargas cíclicas tende para a do ensaio convencional e não para a resistência remoldada do solo. Assim, as extensões produzidas em ensaio triaxial são insuficientes para "remoldar" significativamente o solo. Por outro lado, se o solo fosse suficientemente sensível de forma a poder observar-se um comportamento de pico para os níveis de extensões atingíveis em ensaios triaxiais, poderia prever-se que o carregamento cíclico destruira todo ou parte do pico na curva de tensões-extensões".

Pode pois pôr-se em dúvida a validade de todos os resultados dos ensaios dinâmicos obtidos em ensaios triaxiais uma vez que não é possível atingir os níveis de extensões que parecem estar associados aos deslocamentos sísmicos importantes em barragens de terra.

De resto a limitação do ensaio triaxial é do mesmo tipo em condições estáticas onde a rotura progressiva é dificilmente detectável.

Por isso, Mineiro (1975, 1976 e 1977) preconiza recorrer a ensaios que imponham extensões capazes de mobilizar as resistências pós-rotura, sugerindo ensaios de corte rotativo anelar (estáticos e dinâmicos) ou ensaios em mesa vibrante.

Quando se disponha apenas de equipamento para corte rotativo estático, Mineiro (1976b) sugere conduzir os ensaios de forma a poder detectar-se no domínio das resistências pós-rotura a influência da velocidade de corte rotativo. Para economia de tempo e custo do ensaio (um conjunto de ensaios drenados em solos impermeáveis poderia ter uma duração superior a 3 meses para definir a envolvente de rotura em termos de tensões efectivas) programou ensaios triplos sequenciais sobre a mesma amostra e da seguinte forma:

a) consolidação da amostra seguida de corte rotativo drenado (velocidades da ordem de 2,5 μ/min) até definir a resistência residual drenada;

b) aumento substancial da velocidade de corte (velocidades da ordem de 940 μ/min) até mobilização estacionária da resistência residual não drenada;

b') por vezes voltou-se a um corte drenado;

c) reconsolidação da amostra para maiores tensões (ou desconsolidação conforme o tipo de ensaio) seguida de corte lento;

d) corte rápido;

e) igual a c) com outras tensões de consolidação ou desconsolidação;

f) igual a d).

Desta forma foi possível obter as envolventes de rotura drenada e não drenada sobre um só provete, com economia de tempo, aferindo a influência, quer das velocidades de corte adoptadas, quer da sequência da consolidação ou desconsolidação prévia do provete.

Na Fig. 13 apresentam-se os resultados deste tipo de ensaio e dum ensaio triaxial realizados sobre a mesma amostra de um silte argiloso e que traduzem bem a incapacidade do ensaio triaxial para detectar a rotura progressiva deste tipo de solos. De notar a redução drástica da resistência do solo pós-rotura e a pequena influência da resposta do solo ao aumento da velocidade de corte, interpretada como uma compensação favorável da viscosidade na resistência transiente contra o aumento desfavorável das tensões neutras.

O programa de ensaios abrangeu ainda o estudo da influência dos teores em água de compactação nas resistências residuais, quer em solos saturados, quer não saturados. A interpretação do conjunto de ensaios está ainda em curso, mas o comportamento da amostra, traduzido pelos ensaios representados na Fig. 13, é típico dos solos ensaiados.

Por último não se quer deixar de referir os ensaios realizados por Arango e Seed (1974) sobre mesa vibrante com taludes executados em argila. Os autores embora adoptando, para a interpretação dos resultados dos ensaios, um critério de "resistência residual dinâmica" concluem que para baixas frequências de carga conjugadas com extensões suficientemente grandes, o valor da "resistência residual dinâmica" é essencialmente igual ao da resistência estática não drenada.

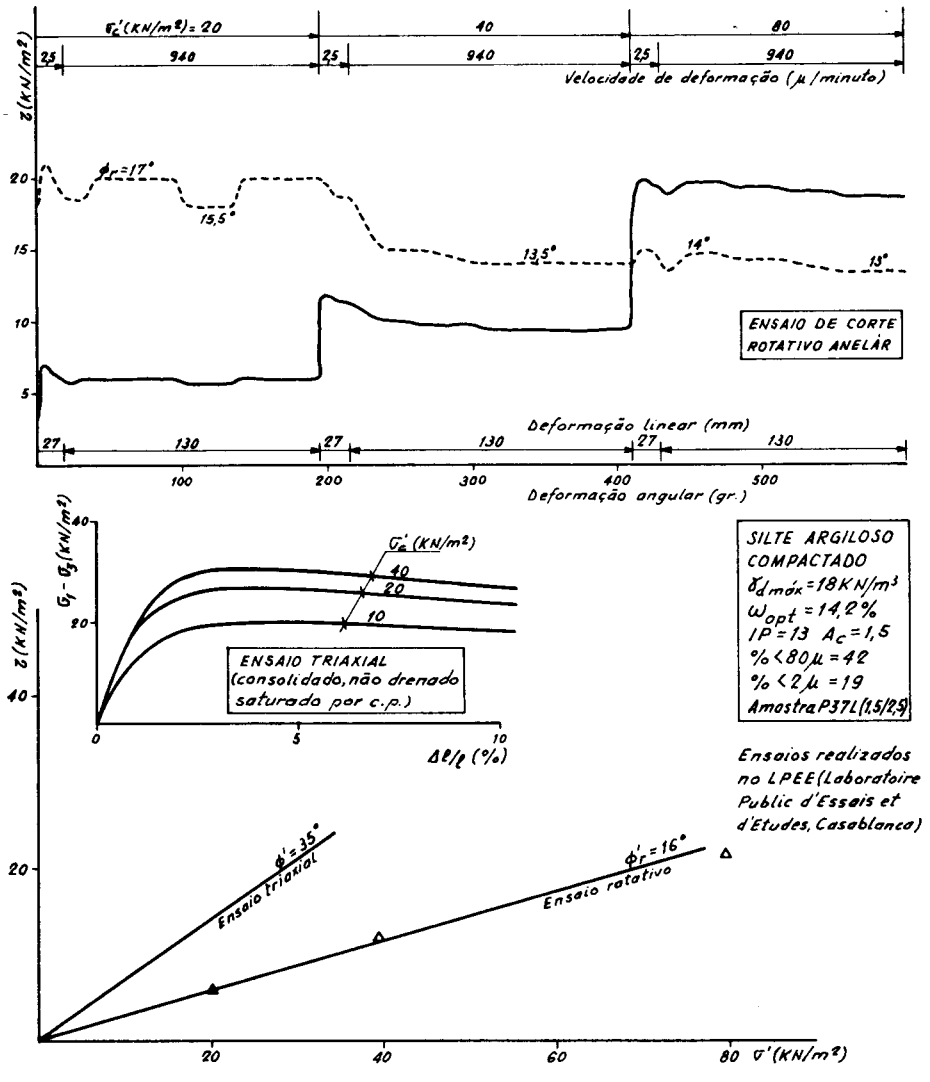


Fig. 13 – Resultados de ensaios de corte rotativo e triaxial

A conjugação da frequência de carga (f) com a extensão (γ) ou seja o valor fγ (que representa uma velocidade de extensão) parece controlar não só os resultados como as conclusões correspondentes.

Na Fig. 14, extraída do referido artigo, apresentam-se as envolventes do conjunto de resultados obtidos, que confirmam que para valores de γf inferiores

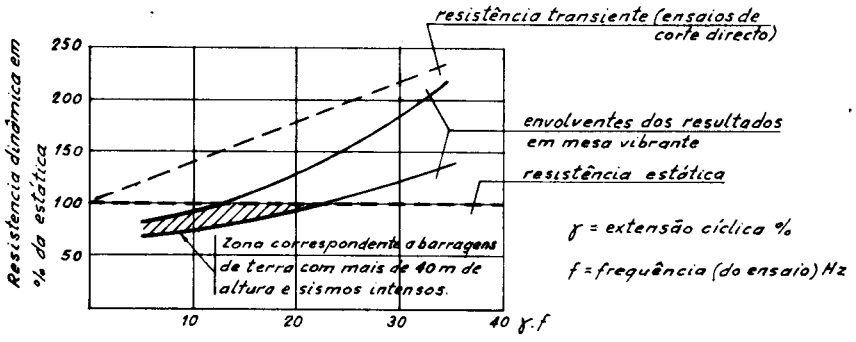


Fig. 14 – Resultados dos ensaios em mesa vibrante (Arango e Seed, 1974)

a 20 começa a haver uma redução apreciável da resistência residual dinâmica em relação à resistência estática não drenada.

Se se atender a que as barragens de terra com mais de 40 m de altura terão frequências no seu primeiro modo inferiores a 2 Hz (para sismos muito intensos a frequência ainda diminuirá) e que as perturbações sísmicas nas superfícies de deslizamento (como se viu anteriormente) têm a sua riqueza espectral centrada em tal frequência fundamental, seriam necessárias extensões cíclicas superiores a 10% (Makdisi e Seed, 1978, prevêem por cálculo valores inferiores a 1%), para não serem mobilizadas resistências dinâmicas inferiores à estática não drenada.

Arango e Seed (1974) apresentam no mesmo artigo os resultados de ensaios de corte directo cíclico realizados sobre provetes da argila ensaiada em mesa vibrante, obtendo uma correlação qualitativa aceitável. Porém, nenhum ensaio foi realizado com valores de γf inferiores a 30 pelo que não abrangem a gama de interesse para barragens com mais de 40 m de altura.

Em resumo e em face do conjunto de resultados dos ensaios atrás referidos poderão tirar-se as seguintes conclusões:

a) Quando um solo saturado é sujeito a um carregamento cíclico em condições não drenadas e é, em seguida, submetido a um ensaio de compressão até à rotura, a sua resistência não drenada é igual ou próxima da resistência estática não drenada do mesmo solo, determinada sem prévio carregamento cíclico, mas somente quando o solo não exibe fragilidade dentro do campo de extensões coberto pelos ensaios triaxiais correntes (Fig. 15).

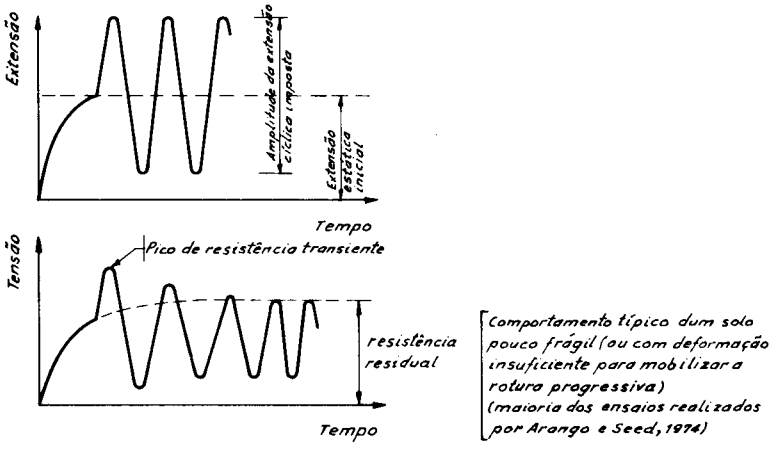


Fig. 15 – Efeitos de carregamento cíclico na resistência não drenada em solos pouco frágeis

b) Nos solos coerentes com fragilidade detectável em ensaio triaxial, a resistência estática não drenada mobilizável, após prévia actuação de cargas cíclicas, parece depender do nível de extensão total obtido no fim do carregamento cíclico, traduzindo provavelmente a fragilidade estática para esse mesmo nível de extensão. Na Fig. 16 representa-se o mecanismo idealizado para este tipo de comportamento (Mineiro, 1977).

c) Nos solos coerentes frágeis com fragilidade não detectável em ensaio triaxial, as características de resistência residual dinâmica deverão ser determinadas em ensaios com actuador sísmico programado sujeitando a amostra a solicitações dinâmicas ricas nas velocidades de extensão (f_γ) da ordem de grandeza das previstas na superfície crítica de deslizamento da barragem.

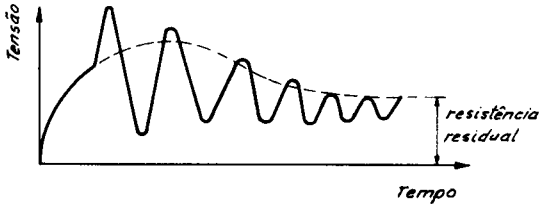


Fig. 16 – Mecanismo idealizado para os efeitos de carregamento cíclico em solos frágeis (Mineiro, 1977)

Na impossibilidade de recorrer a este tipo de ensaio, as características deverão ser obtidas em ensaios de corte rotativos anelares dinâmicos para o valor de ($f\gamma$) previsto e com extensões cíclicas assimétricas.

Dispondo apenas de equipamento para ensaios de corte rotativo anelar, não dinâmico, poderá seguir-se o já referido critério proposto por Mineiro (1975, 1976 e 1977) e que consiste em: utilizar os parâmetros de resistência residual drenada; adoptar os valores de tensões neutras geradas estaticamente até à rotura (pico), e desprezar a eventual contribuição favorável da dilatância em pós-rotura.

6 – CONCLUSÕES

Como conclusões gerais deseja-se frisar as seguintes:

6.1 – Para zonas de média a forte sismicidade é praticamente impossível conceber e projectar grandes barragens de terra económicas, quando o critério de segurança se baseia em métodos convencionais pseudo-estáticos.

6.2 – É indispensável recorrer a critérios de segurança baseados na previsão do máximo deslocamento sísmico permanente no corpo da barragem, induzido pelas perturbações sísmicas esperadas.

6.3 – Da análise crítica dos principais métodos de que se tem conhecimento e baseados no critério dos deslocamentos admissíveis, verifica-se que, embora sigam filosofias semelhantes, nem todos adoptam critérios válidos ou racionais.

6.4 – O método simplificado proposto por Makdisi e Seed (1978) só é válido para solos que apresentem uma redução muito pequena da resistência após carregamento cíclico. Este facto só é, porém, aceitável para extensões cíclicas muito pequenas. Os autores procuram demonstrar ser esse o caso da resposta sísmica de barragens de terra, mas servem-se de resultados inválidos obtidos em cálculo pelo M.E.F. em regime "não linear", que, em geral, não traduz o mecanismo de cedência nas zonas de deformações concentradas.

6.5 – O método proposto por Sarma (1975) conduz à previsão de deslocamentos bastante inferiores aos reais, visto que não utiliza a perturbação sísmica na base

da massa potencialmente deslizante com a sua riqueza espectral filtrada pelo corpo da barragem (embora considere os seus efeitos de amplificação).

6.7 – Mostra-se, neste trabalho, através dum exemplo, que é indispensável calcular o acelerograma induzido na base da massa potencialmente deslizante para um cálculo racional do deslocamento permanente.

6.8 – No domínio do estabelecimento de modelos adequados para o comportamento dinâmico dos materiais, faz-se uma análise crítica dos trabalhos mais recentes, concluindo-se que os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos não podem traduzir o comportamento de rotura progressiva, tal como no comportamento estático de solos, quer naturais, quer compactados (Bishop, 1972).

6.9 – Propõe-se um modelo de comportamento dinâmico dos materiais frágeis recorrendo aos resultados de ensaios de corte rotativo anelar, aconselhando-se, porém, quando possível, caracterizar a fragilidade dinâmica através de ensaios de corte rotativo anelar dinâmico e/ou a ensaios em actuador dinâmico.

6.10 – No Anexo I exemplifica-se uma esquematização da caracterização sísmica dum local de barragem tendo em vista definir as perturbações sísmicas, em termos de acelerogramas, de dimensionamento anti-sísmico.

6.11 – No Anexo II apresenta-se um exemplo de aplicação do método dos elementos finitos em regime "completamente" não linear, evidenciando a sua limitação em prever deslocamentos nas zonas de cedência.

6.12 – No Anexo III tecem-se comentários relativos à utilização do método dos elementos finitos no domínio da geotecnia.

AGRADECIMENTOS

O autor agradece à HIDROTÉCNICA PORTUGUESA o suporte e autorização para a publicação de alguns dos exemplos extraídos de estudos em curso.

Agradece ainda à equipa de colaboradores, em especial ao Eng. Mateus de Brito o apoio dado na preparação do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMBRASEYS, N. N. e SARMA, S. K. – "The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes", Geotechnique, Vol. 17, Sept., pp 181-213. 1967.

ANDERSEN, K. H., – "Behaviour of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading", Proceedings, Conference on Behaviour of Off-Shore Structures, Trondheim, Norway, Vol. I. 1976.

ARANGO, I. e SEED, H. B. – "Seismic Stability and Deformation of Clay Slopes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100 No. GT2, pp 139-156. 1974.

BISHOP, A. W. – "Shear Strengt Parameters for Undisturbed and Remoulded Soil Specimens". Stress Strain Behaviour of Soils. Roscoe Memorial Symposium. G. T. Foulis. Co. Ltd. 1972.

CASTRO, G. e CHRISTIAN, J. T. – "Shear Strength of Soils and Cyclic Loading". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT9, Sept., 1976.

CHOPRA, A. K. – "Earthquake Effects on Dams", Doctorat Thesis, University of California, Berkeley. 1966.

DESAI, C. e CHRISTIAN, J. T. – "Numerical Methods in Geotechnical Engineering", McGraw-Hill Book Company. 1977.

DIBAJ, M. e PENZIEN, J. – "Nonlinear Seismic Response of Earth Structures Report No. EERC 69-2, College of Engineering, University of California, Berkeley. 1969.

FOLQUE, J., PEDRO, J. O., NEVES, E. M., MELO, F. G. – "Dimensionamento de Barragens de Terra para Solicitações Sísmicas". 3.as Jornadas Luso Brasileiras de Engenharia Civil. VII-13. Julho, 1971.

ICOLD (International Comission on Large Dams) – "A Review of Earthquake Resistant Design of Dams", Bulletin 27. Mars, 1975.

ICOLD (International Comission on Large Dams) – "Finite Element Methods in Analysis and Design of Dams", Bulletin 30. Jan., 1978

KOUTSOFTAS, D. C. – "Effect of Cyclic Loads on Undrained Strength of Two Marine Clays". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT5. May, 1978.

MAKDISI, F. I. e SEED, H. B. – "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankement Earthquake-Introduced Deformations". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7. July, 1978.

MINEIRO, A. J. C. – "Pore Water Pressures and Undrained Strength of Soils", M. Sc. Thesis, University of London. 1967.

MINEIRO, A. J. C. – "Pore Water Pressure Prediction Under Plane Strain" Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. 1, pp. 275-279. 1969.

MINEIRO, A. J. C. – "Dinâmica de Solos Frágeis – Aplicações à Microzonagem Sísmica e ao Dimensionamento de Barragens de Terra". Dissertação de Doutoramento, IST, UTL. 1975.

MINEIRO, A. J. C. (in HIDROTÉCNICA PORTUGUESA) – "Méthodologie". Note Technique n.° 2, Barrage de M'Jara. 1976a.

MINEIRO, A. J. C. (in HIDROTÉCNICA PORTUGUESA) – "Essais Préliminaires pour la Mesure des Résistances Résiduelles". Note Technique n.° 4, Barrage de M'Jara. 1976b.

MINEIRO, A. J. C. (in HIDROTÉCNICA PORTUGUESA) – "Comportement Séismique des Barrages en Terre. Méthodologie de Calcul". Barrage de M'Jara. 1977.

MINEIRO, A. J. C. – "Acidentes em Obras de Engenharia Civil e a Responsabilidade dos Engenheiros. O Caso da Barragem de Teton". Técnica n.° 448. Março, 1978.

NEWMARK, N. M. – "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments". Fifth Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. XV No. 2. June, 1965.

OLIVEIRA, C. S. – "Dados de Base sobre Risco Sísmico em Portugal". Relatório, LNEC. Lisboa, 1976.

OLIVEIRA, C. S. – "Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal". Relatório, LNEC. Lisboa, 1977.

RAVARA, A. e OLIVEIRA, C. S. – "Risco Sísmico em Grandes Empreendimentos", Relatório, LNEC. 1977.

SANGREY, D., HENKEL, D., e ESRIG, M. – "The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, No. 3. Aug. 1969.

SARMA, S. K. – "Seismic Stability of Earth Dams and Embankements". Geotechnique, Vol. 25, No. 4. Dec., 1975.

SEED, H. B. e GOODMAN, R. E. – "Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of ASCE Vol. 90 No. SM6, Proc. Paper 4128. 1974.

SEED, H. B. – "A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92, No. SM1, Proc. Paper 4616. Jan., 1966.

SEED, H. B. e CHAN, C. K. – "Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM2, Proc. Paper 4723. Mar., 1966.

SEED, H. B. e MARTIN, G. R. – "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92 No. SM3. May, 1966.

THIERS, G. R. e SEED, H. B. – "Strength and Stress-Strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loads". ASTM STP 450 Symposium on Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, American Society for Testing and Materials. 1969.

ZIEKKIEWICZ, O. C. – "The Finite Element Method in Engineering Science". McGraw-Hill. London, 1968.

ANEXO I

ESQUEMATIZAÇÃO DA CARACTERIZAÇÃO SÍSMICA DUM LOCAL DE BARRAGEM

Para a avaliação do comportamento sísmico de barragens de terra é necessário adoptar um critério adequado na idealização das perturbações sísmicas, (descritas no domínio do tempo (acelerogramas), que poderão vir a atingir o local.

As etapas a considerar, esquematizadas na figura deste Anexo, são as seguintes:

a) Identificação dos domínios sismotectónicos (elementos geotectónicos regionais e locais; características dos sismos recentes e históricos; correlação entre os mecanismos focais e as condições de propagação e os efeitos conhecidos nas estruturas, etc.).

b) Avaliação das condições de atenuação associadas aos domínios sismotectónicos identificados.

Recorre-se em geral a leis de propagação do tipo

$$a_{máx} = a_1 \, e^{a_2 M} \, R^{a_3}$$

em que:

$a_{máx}$ = aceleração máxima no terreno provocada pelo sismo de magnitude M e com distância epicêntrica x

$R = \sqrt{x^2 + h^2 + c^2}$, sendo h a profundidade do foco e c uma constante

a_1, a_2, a_3 – constantes função do mecanismo focal e condições de propagação do meio.

c) Cálculo de todos os valores de $a_{máx}$ no local da barragem para cada um dos domínios sismotectónicos identificados, obtidos das colecções de valores das magnitudes (em geral só interessa $M > 4$), distâncias epicêntricas e profundidades focais.

d) Estudos estatísticos e determinísticos (apoiados nos dados históricos) para avaliar as acelerações máximas esperadas e associadas às diversas situações críticas da vida da barragem.

e) Estabelecimento dos períodos de retorno associados às situações de percolação permanente, de esvaziamento rápido da albufeira até ao nível mínimo de exploração, de esvaziamento rápido total e de construção.

f) Determinação para cada zona sismotectónica das acelerações máximas esperadas no local da barragem correspondentes aos períodos de retorno estabelecidos.

g) Selecção de sismogramas reais com características espectrais que traduzam não só os mecanismos focais de cada zona sismotectónica como as condições de propagação até ao local da barragem.

h) Geração de sismos artificiais para completar eventuais lacunas.

i) Normalização dos acelerogramas seleccionados para o nível de aceleração máxima esperado no local com o período de retorno pretendido.

No quadro seguinte apresentam-se os resultados da aplicação desta metodologia ao caso de uma barragem de terra, indicando-se as zonas sismotectónicas identificadas, os períodos de retorno adoptados e as correspondentes acelerações máximas. Indicam-se também os sismogramas tipo seleccionados para representar os diversos domínios sismotectónicos.

DOMÍNIO SISMO-TECTÓNICO	PERÍODO DE RETORNO (anos)	CARACTERÍSTICAS DOS SISMOS				SISMOGRAMAS A NORMALIZAR
		M	x (km)	h (km)	$\ddot{U}g_{máx}$ (g)	
OCEANO	10 000	8,5	150	50	7%	LISBOA EW (28.2.69)
	1 000	7,5	160	40	3%	
	100	6,3	170	40	1%	
ALBORÃO	10 000	7,5	80	30	10%	PARKFIELD N65E (27.6.66)
	1 000	7,0	95	30	5%	TAFT S69E (21.7.52)
	100	6,2	110	30	2%	EL CENTRO NS (18.5.40) EUREKA S11E (21.12.54)
RIF	10 000	6,5	30	30	20%	EUREKA N79E (21.12.54)
	1 000	6,0	30	20	15%	
	100	5,6	30	20	10%	ARTIFICIAL (Mineiro, 1975)
ALBUFEIRA	10 000	5,5	10	–	40%	TEMBLOR N65W (27.6.66)
	1 000	4,8	10	–	20%	S. MATEUS – Açores NS (22.11.73)

A situação de percolação permanente foi associada com os sismos para um período de retorno de 10000 anos (o mesmo que é usual adoptar em barragens de terra para não serem galgadas pelas cheias e por insuficiência do evacuador).

Para um período de vida da barragem de 100 anos tal período de retorno conduz a uma probabilidade de 99% de não ser excedida a aceleração máxima calculada.

Para as situações de esvaziamento e construção há que manter esta probabilidade, mas atende-se aos seus períodos de vida mais curtos (no esvaziamento em exploração normal o nível mínimo é, no exemplo, atingido uma vez em cada dez anos e a situação de construção é apenas crítica no seu último ano). Daí que os períodos de retorno que lhe ficam associados sejam, respectivamente, de 1000 anos e 100 anos.

Para a caracterização sísmica de um local de barragem em Portugal convirá recorrer aos estudos de Oliveira (1976, 1977) e Ravara e Oliveira (1977).

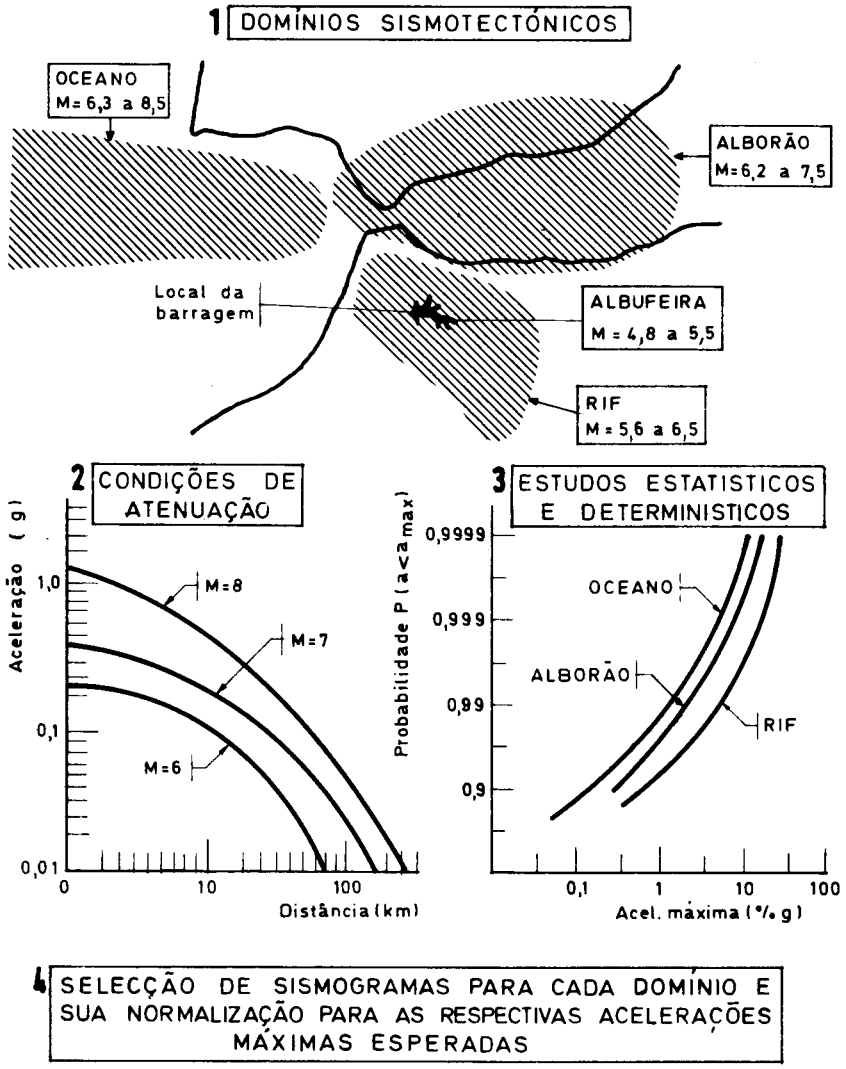


Fig. Anexo I – Esquema para estabelecimento dos sismogramas de cálculo

ANEXO II

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO M.E.F. ("COMPLETAMENTE" NÃO LINEAR)

Neste anexo apresenta-se um exemplo de aplicação do método dos elementos finitos em regime "completamente" não linear (full non-linear), tendo em vista mostrar a sua limitação (quando não usa elementos de junta com espessura nula) em traduzir o real comportamento com deformações concentradas nas zonas em franca cedência.

A aplicação é feita ao mesmo perfil-tipo de barragem apresentado na Fig. 7, para uma situação da vida da barragem em percolação permanente conjugada com a actuação pseudo-estática de forças sísmicas. Estas foram aplicadas nos elementos da malha com os valores obtidos através da análise dinâmica linear (Via I do programa BATEFI) ou seja a distribuição de coeficientes sísmicos indicada também na Fig. 7, para o sismo de Eureka N79E (21.12.54) normalizado a 0,2 g.

Do ponto de vista qualitativo as direcções dos vectores dos deslocamentos (os indicados são só os que resultam das forças sísmicas pseudo-estáticas) confirmam de forma notável a metodologia dos estados limites com mecanismos de deslizamento quase-circular, podendo até dizer-se que se confirma a localização da superfície crítica detectada pelo programa BATESIS II (indicada a tracejado na figura).

As curvas de tensões-extensões adoptadas no cálculo dispõem de elevada fragilidade (da ordem da que foi detectada em ensaios semelhantes aos apresentados na Fig. 13) e todos os elementos numa larga faixa englobando a superfície crítica entraram em cedência com extensões mobilizadoras da resistência residual.

As forças pseudo-estáticas aplicadas eram mais que suficientes para produzir "colapso" no método de equilíbrio limite mas o M.E.F. foi sempre convergindo embora muito lentamente e conservando forças por redistribuir, indicação que traduz a incapacidade deste tipo de cálculo para responder devidamente na cedência, a menos que se introduzam elementos de junta de espessura nula.

Parece pois, poder-se concluir que em cálculo dinâmico dito "não linear" será também impossível avaliar com segurança a amplitude das extensões cíclicas e que portanto os valores indicados por Makdisi e Seed (1978) para as amplitudes máximas possíveis (1%), não servem para dar suporte às conclusões que tiram e ao método simplificado que propõem.

Em relação à figura apresentada neste anexo julga-se de interesse fornecer algumas indicações sobre a metodologia seguida na aplicação do programa NONLIN desenvolvido na Hidrotécnica Portuguesa. Originalmente com aplicação nos domínios da mecânica das rochas e estruturas especiais de betão, foi mais tarde adaptado com maior generalidade (em termos de tensões efectivas, com geração automática das tensões neutras de construção e admitindo a consideração de roturas progressivas) ao domínio da mecânica dos solos.

O exemplo que se apresenta corresponde à situação de percolação permanente conjugada com o sismo, mas o cálculo passou anteriormente pela situação de construção considerando 10 etapas de carregamento simulando o programa de execução previsto para a barragem. Em cada uma das etapas as características de deformabilidade dos materiais variaram,

bem como os parâmetros controladores da geração e dissipação parcial de tensões neutras. Estes são função do ritmo de construção e das paragens nos invernos e da sua posição em relação aos dispositivos drenantes.

A passagem da situação de construção para a de percolação foi considerada numa só fase de carregamento, ou seja o enchimento total da albufeira e dissipação das tensões neutras residuais de construção mas estas, dissipadas apenas contra as introduzidas pelas forças mássicas de percolação obtidas da rede de escoamento (previamente calculada). Para o cálculo com as forças pseudo-estáticas utilizam-se as mesmas características de deformabilidade dinâmica do cálculo linear dinâmico.

Antes da aplicação das forças sísmicas pseudo-estáticas os cálculos em estado de deformação plana foram feitos com as características de deformabilidade obtidas em ensaios edométricos dos solos argilosos, transpostas para o estado de deformação plana. Na passagem da situação de construção para a de percolação permanente, aos materiais em descompressão, foram atribuídas as suas características mais rígidas na descarga.

O programa utiliza na fase de construção a compatibilidade das tensões e extensões em termos de tensões efectivas, mas em todo o momento da iteração, as tensões totais são calculadas para avaliar as tensões neutras correspondentes utilizando o parâmetro de tensão neutra B especificado para o elemento. Para isso utiliza uma matriz de elasticidade modificada que impõe em todos os elementos uma relação entre o acréscimo de tensão neutra e o acréscimo de tensão total principal que o provoca (se a deformação radial estiver impedida coincide com o valor de B). Como se impõe o estado de deformação plana, a tensão neutra calculada vai também depender da extensão principal mínima.

Finalmente interessa referir algumas das características gerais do programa NONLIN.

Considera elementos triangulares de 3 nós (para o caso de descontinuidades considera elementos de junta com 4 nós e espessura nula). O cálculo é feito em estado de deformação plana (ou tensão plana) com elementos isotrópicos (ou anisotrópicos com anisotropia ortogonal). Para os elementos triangulares (elementos do contínuo) o cálculo não linear baseia-se no método das tensões iniciais, redistribuindo os excessos em relação à resistência disponível.

Os critérios de não linearidade baseiam-se na rotura por tracção simples ou dupla, na rotura de Coulomb por corte e nas suas combinações.

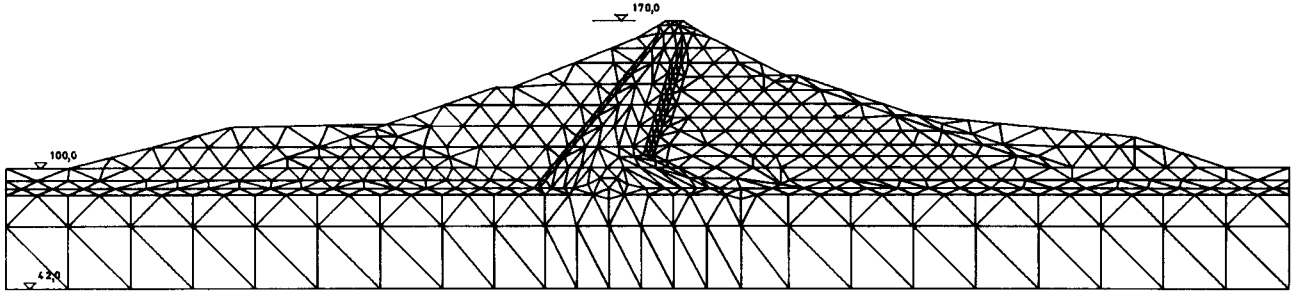
As tensões a redistribuir correspondem à diferença entre o círculo de Mohr das tensões e o círculo de Mohr "reduzido". Para a tracção este obtém-se anulando a tracção e mantendo a compressão. Na dupla tracção o círculo reduz-se a um ponto. Nas roturas por corte o círculo "reduzido" é tangente à envolvente de Mohr mantendo-se o centro. Na combinação de situações é dada prioridade à anulação da tracção para definir o círculo e o seu centro, e só depois diminui o raio até obter a tangência.

Para os elementos de junta garante-se a compatibilidade das deformações normais (dilatância e fecho de juntas).

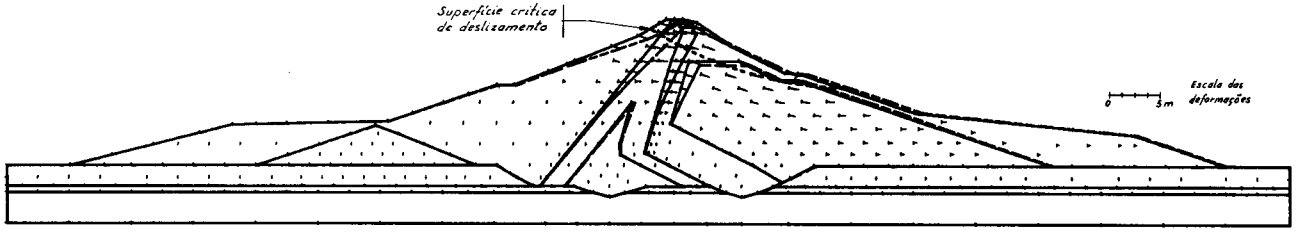
Para aplicação do critério de Coulomb o programa considera curvas de tensões-extensões pré-estabelecidas com formas simplificadas para os casos correntes de materiais elastoplásticos, elasto-frágeis com redução brusca ou gradual pós-rotura, e elasto-plasto-frágeis com redução brusca ou gradual pós-rotura. O programa faz ainda a escolha das

facetas de rotura através das extensões onde a redução de resistência pós-pico for maior ou no caso de existência de elementos estratificados escolhe, das duas situações, o círculo "reduzido" mais desfavorável.

O programa pode ser utilizado duma forma totalmente automática mas prefere-se a sua exploração inter-activa quando do cálculo por etapas de carregamento. Permite assim intervenções para ensaiar soluções ou detectar sensibilidade aos parâmetros elásticos ou de resistência sem perder os cálculos anteriores e podendo-se recuperar o cálculo em qualquer etapa. Vários programas auxiliares permitem desenhar: a rede de elementos finitos, as tensões principais, os deslocamentos, as direcções das facetas em rotura identificando o seu tipo, as tensões tangenciais mais desfavoráveis e inscrevendo os respectivos valores numéricos.



MALHA DE ELEMENTOS FINITOS



SITUAÇÃO DE PERCOLAÇÃO PERMANENTE + SISMO (EUREKA N79E, NORMALIZADO A 0,2 G)

Fig. Anexo II – Exemplo de aplicação do programa NONLIN

ANEXO III

COMENTÁRIOS RELATIVOS À UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Recentemente a comissão de cálculo e concepção de barragens do ICOLD (1978) publicou um estudo relativo ao emprego de técnicas numéricas modernas para o cálculo de barragens centrando-se principalmente no método dos elementos finitos. Pela análise desse documento percebe-se facilmente que os critérios e conceitos nele desenvolvidos são dominados essencialmente pelo espírito e experiência dos membros da comissão no domínio das barragens de betão. Não se nega evidentemente a elevada qualidade e interesse do relatório nesse domínio mas o facto de se ter querido identificar os problemas e estabelecer critérios de apreciação para as barragens de betão em conjunto com as de terra, conduziu necessariamente e, por enquanto, a conflitos entre os mecanismos de comportamento a que os utilizadores recorrem num e noutro campo.

Não cabe aqui analisar detalhadamente o relatório da comissão mas comentar, do ponto de vista geotécnico, apenas algumas das recomendações finais nele contidas. Segue-se por isso a mesma ordem adoptada no relatório para identificar os domínios onde se exige um maior esforço de investigação:

1) Estabelecimento de modelos adequados para traduzir o comportamento estático dos materiais;

   O relatório aflora muito superficialmente o problema relativo à sequência na construção de barragens de terra por etapas, chegando a afirmar que 4 a 6 etapas serão suficientes e que mesmo em regime não linear existe insensibilidade de resposta no campo de tensões.

   Tal afirmação só será válida ignorando a geração de tensões neutras de construção e a importância que a sua dissipação parcial e diferencial produz na transferência de cargas e portanto nas deformações.

   Tais problemas são porém tratáveis em regime "completamente" não linear com os solos em comportamento elastoplasto-frágil e reproduzindo necessariamente as etapas sucessivas de construção durante as quais é crítica a geração e dissipação parcial e diferencial das tensões neutras. A experiência recente do autor neste domínio conduz a conclusões opostas à do relatório da comissão.

2) Estabelecimento de modelos adequados para traduzir o comportamento dinâmico dos materiais.

   Embora a recomendação do relatório refira que a velocidade de extensão é influenciadora do comportamento dinâmico e a considere importante, não lhe deu o devido tratamento através do relatório nem sequer sugerindo pistas para a sua incorporação nas técnicas numéricas disponíveis.

3) Determinação da influência da compressibilidade dos fluídos no comportamento dinâmico do sistema barragem-albufeira.

Os problemas deste tipo são realmente importantes em barragens de betão mas o relatório é omisso em referir a posição da comissão em relação a barragens de terra. Parte-se do princípio, de resto aceite por muitos, que é um problema secundário.

Em contrapartida deveria ter sugerido como linha de investigação, pela aplicação do M.E.F., a da previsão de ondas nas albufeiras geradas por deslizamentos de encostas, o que é particularmente crítico para barragens de terra (para barragens de betão o problema poderá ser mais secundário).

4) Determinação da influência dos efeitos de radiação.

Em geral, para barragens de terra o problema não é crítico desde que se englobem na análise dinâmica os materiais de fundação até uma profundidade onde a impedância relativa seja aceitável. Dispõem-se ainda de critérios simplificados para transformar os efeitos de radiação em amortecimentos modais equivalentes e que estão suficientemente aferidos através de estudos da resposta dinâmica de camadas de solos de fundação.

5) Determinação de perturbações sísmicas equivalentes de curta duração para estudos em comportamento não linear.

Em barragens de terra esta equivalência terá de ser encarada apenas como forma de detectar rapidamente com poucos impulsos as zonas críticas de cedência e avaliar os níveis de extensão e sua velocidade. Os deslocamentos sísmicos permanentes terão porém de atender à duração real do sismo.

6) Determinação de soluções do tipo envolvente permitindo, através de cálculos simples, avaliar razoavelmente a rotura ou a deformação máxima.

Neste domínio a comissão deveria recomendar que tais métodos explicitassem obrigatoriamente e de forma simples as limitações da sua aplicabilidade, para evitar utilizações inválidas.

Por último refere-se que a aplicação de métodos numéricos potentes no domínio da geotecnia só começou recentemente a ter larga expansão.

Da vasta bibliografia já disponível a publicação de Desai e Christian (1977) condensa de forma notável algumas das principais contribuições no domínio da geotecnia.