

COMPORTAMENTO DE MACIÇOS TERROSOS SOB A ACÇÃO DE SOLICITAÇÕES SÍSMICAS*

Soil masses behaviour under the action of earthquakes forces

por
JOSÉ FOLQUE**

RESUMO — Uma revisão crítica da bibliografia mais recente afigura-se nesta altura necessária. Os diversos resultados obtidos e opiniões apresentadas estão a requerer um esforço para promover a sua reunião e síntese.

SYNOPSIS — It seems good time to perform the critical review of the most recent papers appeared on this subject in order to bring together and synthetise the various results and points of view presented in these publications.

1 — INTRODUÇÃO

Têm sido muito numerosos os trabalhos realizados e as publicações aparecidas, nos últimos anos, relativas a comportamento de maciços terrosos quando sujeitos à acção de solicitações sísmicas. Mesmo limitando a sua recensão a quatro ou cinco anos tem-se um valioso acervo de informações que são já muito esclarecedoras. É essa a recensão que o autor julga ser útil efectuar e que constitui a matéria do presente trabalho.

2 — OS COMPORTAMENTOS NO QUE SE REFERE À LIQUEFACÇÃO

2.1 — A liquefacção merece ser singularizada no tratamento do comportamento de solos sujeitos a acções cíclicas pois que ela constitui o maior decaimento em propriedades mecânicas que essas acções infringem a qualquer solo.

Só certos solos são susceptíveis de liquefazer, o que melhor se compreende se se atentar no mecanismo causal da liquefacção. São eles, como é sabido, os solos granulares, fundamentalmente as areias, estendendo-se para uma franja um pouco mais grosseira que atinge certas gravilhas finas (*gravelly soils*), e para uma franja fina que comporta as areias siltosas ou mesmo argilosas, se a percentagem de argila for pequena.

* Trabalho recebido em Março de 1987. A discussão do trabalho está aberta por um período de três meses.

** Engenheiro Civil, Especialista em Geotecnia (OE). Investigador-Coordenador (LNEC).

Os estudos sobre os mecanismos de liquefação de areias finas soltas são muito numerosos. Talvez não se possa considerar a questão exaurida porque não se sabe se uma questão não mantém sempre aspectos complementares não revelados. Mas se a clarificação do assunto ainda não é completa não é por falta de trabalhos a ela dedicados. É mesmo de hesitar, dada a facilidade de encontrar artigos sobre a questão, sobre se vale a pena trazê-la para aqui mais uma vez. Mas, pensando que isso poderá facilitar o estudo das questões gerais, para não obrigar o leitor a dispersar-se procurando outras fontes, julgou-se conveniente apresentar aqui a questão resumidamente. E além disso, para dar a essa revisão maior utilidade e novidade, aproveitar-se-á para comentar o fenómeno no caso de areias compactas e no de areias contendo algum cascalho, casos em que os fenómenos de liquefacção não estão tão bem estudados nem divulgados (Ishihara, 1985).

A liquefacção em areias pouco compactas, solos mais vulneráveis deste ponto de vista, está essencialmente vinculada ao facto de estes solos exibirem "dilatância negativa". Quer isto dizer que, quando sujeitos a uma solicitação, mesmo que seja uma *distorção pura*, tendem a diminuir de *volume*. Se estiverem saturados acarreta este facto, como é evidente, a transferência, parcial ou total, das tensões suportadas pelo "esqueleto" sólido (tensões efectivas, σ') para a água dos poros, originando o aparecimento de pressões neutras, u . Se u chega a atingir o valor da tensão total resulta daqui que a tensão efectiva ficará com valor nulo: o solo terá comportamento fluido, donde a designação de "liquefacção" dada a este fenómeno. Se u não atingir o valor da tensão total, o solo responderá de acordo com a tensão efectiva instalada, inferior obviamente à inicial, o que determinará um comportamento mais pobre (menor resistência, maior deformabilidade). Designa-se esta situação por "mobilidade cíclica".

As areias compactas (e também as areias com cascalhos) não sofrem liquefacção porque exibem "dilatância positiva", isto é, quando solicitadas tendem a aumentar de volume. Diminuem por isso as tensões neutras e até, eventualmente, poderão aparecer tensões de tracção na água dos poros. Assim, sob a acção de solicitações puramente distorcionais, os solos em questão exibem melhores características mecânicas do que as que possuíam antes de serem actuados.

Acontece porém que as solicitações cíclicas que ocasionalmente actuam os solos, por exemplo, as solicitações sísmicas, não são distorções puras, contêm também uma componente isotrópica. Esta componente, evidentemente, comprime o solo. Por esta via um solo, mesmo compacto, pode sofrer também incrementos substanciais de u . O u induzido pode não só provocar "mobilidade cíclica" como chegar mesmo a provocar "liquefacção". Só que, e esta constatação é importantíssima, os uu induzidos nestas circunstâncias só duram enquanto dura o estímulo que os provocou. Assim sendo, para estes solos compactos a "mobilidade cíclica" e a "liquefacção" são fenómenos transitórios que acompanham a solicitação e com ela evanescem. Podem porém ter algumas repercussões no comportamento destes solos, solos que até há pouco tempo se consideravam imunes a danificações causadas por solicitações cíclicas. Ao contrário dos

fenómenos de indução de u nos solos soltos, que estão muito bem estudados, nos solos compactos só recentemente se começou a estudar o assunto com sistemática. Os estudos estão ainda em fase pouco desenvolvida.

Em trabalho mais antigo Witman e Ishihara (1981) já tinham apontado para a necessidade de conduzir estudos com solicitações cíclicas para solos diferentes das, muito estudadas, areias soltas. É muito importante a recomendação apresentada neste trabalho acerca de ser de considerar inconveniente utilizar a "densidade relativa" para classificar areias no que respeita a susceptibilidade à liquefacção (é ponto de vista que o autor há muito defende e a que haverá ocasião de voltar). Propõe-se no mencionado trabalho, para esse fim, o uso do "decrécimo potencial de volume" ($e - e_{min}$).

Nos estudos concretos de efeitos causados por possível liquefacção em maciços terrosos é necessário, obviamente, levar em linha de conta a drenagem que possa ocorrer durante o processo e depois de ter cessado o estímulo, isto é, torna-se necessário não só saber prever a grandeza das pressões neutras induzidas mas também a sua taxa de dissipação no tempo. Há diversos estudos a este respeito, sendo de recomendar, por fornecer a metodologia de base, um trabalho de O-Hara, Kotsubo e Yamamoto (1985). Um outro trabalho, este de Umahara, Zen e Hamada (1985), tratando o mesmo tema, fá-lo talvez de forma mais acessível. Para estes autores o efeito de drenagem parcial pode ser avaliado a partir do "coeficiente de drenagem" $\alpha = k/f \cdot L$ em que k é o coeficiente de permeabilidade, f é a frequência da solicitação e L a extensão do percurso de percolação.

2.2 — É clássica uma expressão proposta por Seed para calcular a tensão tangencial máxima, τ_{max} , induzida à profundidade z por uma solicitação cíclica com aceleração máxima denotada por a_{max} :

$$\tau_{max} = 0,65 \cdot a_{max} / g \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d \quad (1)$$

Ishihara chama a atenção para considerações recentes que se têm tecido em torno do valor de r_d . Seed e Idriss apresentam gráficos para determinar r_d , factor que traduz o efeito de o solo não ser elástico. De acordo com Ishihara é mais simples e tem suficiente precisão a fórmula proposta por Iwasaki (1986):

$$r_d = 1 - 0,015 z \quad (2)$$

Nesta fórmula toma-se z em metros.

Ishihara, continuando a analisar problemas de comportamento de massas terrosas solicitadas por acções sísmicas, aponta que haverá interesse, no caso de solicitações irregulares, em considerar dois casos:

- solicitação tipo "choque" — no oscilograma existem um ou dois elevados "picos" que contrastam fortemente com os ciclos restantes;

— solicitação tipo vibracional — os ciclos, mesmo que sejam de diferentes amplitudes, não apresentam a singularidade de um ou dois deles contrastarem muito fortemente com os restantes.

Quer para as solicitações tipo "choque" quer para as vibracionais, há interesse em definir um "factor de irregularidade":

$$\tau_{20}/\tau_{M20} \quad (3)$$

em que:

- τ_{20} — tensão cíclica uniforme que causa liquefacção em 20 ciclos
- τ_{M20} — tensão máxima, num oscilograma corrente*, cuja actuação cause liquefacção em 20 ciclos.

Por determinação experimental averiguou-se que os "factores de irregularidade", para areias soltas, exibem os seguintes valores aproximados:

- para solicitações tipo "choque" : 0,55
- para solicitações vibracionais : 0,70.

Os estudos laboratoriais acerca de liquefacção têm sido, em grande maioria, efectuados usando solicitações uniformes e unidireccionais. Ora Ishihara aponta que se se usarem solicitações irregulares e multidireccionais a liquefacção pode dar-se para $\tau\tau$ induzidos substancialmente menores do que os obtidos com os ensaios usuais. Para fazer face à irregularidade da solicitação deve tomar-se o factor $\tau\tau_{20}/\tau_{M20}$ ou, por comodidade, o seu inverso:

$$C_2 = \tau_{M20}/\tau_{20} \quad (4)$$

com valores, obviamente, de 1,43 e 1,81.

De tudo isto virá que, para uma solicitação cíclica que causa liquefacção, em 20 ciclos, num ponto de um maciço onde está previamente instalada a tensão efectiva σ'_0 será:

$$\frac{\tau_{M20}}{\sigma'_0} = C_2 \left(\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma'_0} \right)_{20} \quad (5)$$

em que $(\sigma_{ad}/2\sigma'_0)_{20}$ é a "relação de tensão cíclica que causa liquefacção em 20 ciclos", sendo σ_{ad} a tensão cíclica que se adiciona e subtrai à tensão principal máxima preexistente $(\sigma_{ad} \pm \sigma'_0)$.

* Não é muito claro o que se deve entender por um oscilograma corrente. Parece ao autor que se deve entender por isso um oscilograma que corresponde aos mais frequentes sismos.

Para fazer, por sua vez, face aos efeitos de solicitações multidireccionais, os estudos experimentais evocados por Ishihara mostraram que se devia adoptar um outro factor redutivo, C_5 , com valor entre 0,8 e 0,9. Virá assim:

$$\frac{\tau_{M20}}{\sigma'_0} = C_2 \cdot C_5 \left(\frac{\sigma_{ad}}{2 \sigma'_0} \right)_{20} \quad (6)$$

Como se deduz do que atrás ficou dito ($C_2 \cdot C_5$) tomará valores, para solicitações tipo "choque" de 1,46 a 1,64; e para solicitações vibracionais valores de 1,14 a 1,29.

No estudo do comportamento à liquefacção haverá ainda que levar em conta a grandeza k_0 . De acordo com indicações contidas também no Relato Geral de Ishihara haverá para isso que contar-se com um coeficiente C_1 de valor dado por:

$$C_1 = \frac{1 + 2 k_0}{3} \quad (7)$$

C_3 é um coeficiente de correcção que se toma para fazer face aos efeitos de remeximento durante a colheita da amostra. C_4 , por sua vez, é um coeficiente com o qual se pretende corrigir os efeitos de alteração da estrutura durante a montagem da amostra, operação que em regra leva a uma certa densificação. É interessante notar-se que se tem constatado (Iwasaki, 1986) que o produto $C_3 \cdot C_4$ é sensivelmente igual à unidade. Assim vem que a expressão:

$$\tau_{max}/\sigma'_0 = C_1 C_2 C_3 C_4 C_5 \sigma_{ad}/2 \sigma'_0$$

pode tomar-se como

$$\tau_{max}/\sigma'_0 = C_1 C_2 C_5 \sigma_{ad}/2 \sigma'_0 \quad (8)$$

Se se quiser estudar a susceptibilidade à liquefacção de uma formação para um sismo esperado com, por exemplo, 10 ciclos significativos (adiante se tratará da correlação entre magnitude e número de ciclos significativos) procura-se o σ_{ad} que causa liquefacção para 10 ciclos. E para a aceleração esperada, a_{max} , ter-se-á:

$$\tau_{max}/\sigma'_0 = 0,65 \cdot a_{max}/g \cdot \sigma_0/\sigma'_0 \quad (9)$$

Por intermédio de (8) virá:

$$\frac{\tau_{M10}}{\sigma'_0} = C_1 \cdot C_2 \cdot C_5 \left(\frac{\sigma_{ad}}{2 \sigma'_0} \right)_{10} \quad (10)$$

Pode então definir-se um coeficiente de segurança:

$$F_L = \tau_{M10} / \tau_{max} \quad (11)$$

Se F_L for igual ou inferior à unidade haverá, obviamente, liquefacção.

2.3 — Outro ponto que merece consideração é o seguinte: é clássico considerar limites à esquerda e à direita das granulometrias dos solos que podem sofrer liquefacção. Quer dizer, por um lado, os cascalhos e, por outro, os siltes são solos que não são susceptíveis de liquefazer. Há que ter em conta que isto comporta excepções (Ishihara, 1985). A composição mineralógica tem muita importância nesta questão. E é assim que solos finos, de dimensão silte ou mesmo mais finos, se forem do tipo "pó de pedra" (*rock flour*), isto é, muito inactivos, podem sofrer liquefacção. É frequente acontecer isto com estéreis de minas. No que se refere a solos grosseiros, cascalhos misturados com areias soltas, ou melhor, areias soltas com alguns cascalhos, se a percentagem de cascalhos for pequena, podem também sofrer liquefacção.

2.4 — É importante, encarando a questão por outro prisma, relacionar a susceptibilidade à liquefacção com a forma e a textura das partículas que constituem os solos. Julga-se de interesse referir uma classificação apresentada por Tsushida (1971), pouco divulgado fora do Japão, acerca da susceptibilidade à liquefacção de areias soltas e bem graduadas (Fig. 1). Ruxton (1981), aponta os seguintes condicionamentos:

- Características granulométricas — uma areia de baixa permeabilidade isto é, contendo uma apreciável percentagem de silte, dissipa com certa dificuldade as tensões neutras induzidas; o estado de liquefacção permanece mais tempo instalado e pode por isso ser mais detrimental.
- Forma das partículas — quanto mais arredondadas forem as partículas mais facilmente rolam umas sobre as outras (menor é o ângulo de atrito interno) donde terem os solos com partículas arredondadas maior susceptibilidade de liquefacção.
- Compacidade — uma areia solta, por ter dilatância negativa, é mais susceptível de liquefazer do que uma areia compacta; contudo, por ter maior permeabilidade, dissipa mais facilmente as pressões neutras que causam liquefacção, quer dizer, este estado permanece instalado menos tempo nas areias soltas.
- Microestruturas das faces — partículas com superfícies muito rugosas e irregulares apresentam maior ângulo de atrito interno e por isso, mesmo com compacidade baixa, podem ser pouco susceptíveis à liquefacção.
- Efeitos electroquímicos — as forças atractivas e repulsivas entre partículas dependem das características das superfícies e da composição da água intersticial, podendo assim um dado solo apresentar, ou não apresentar, susceptibilidade à liquefacção que não se deduziria só do conhecimento dos outros factores que atrás ficaram apontados.

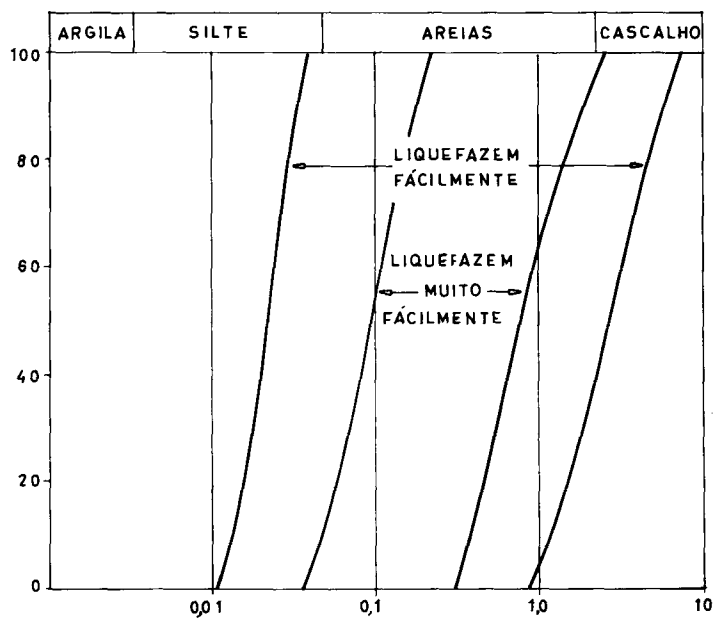
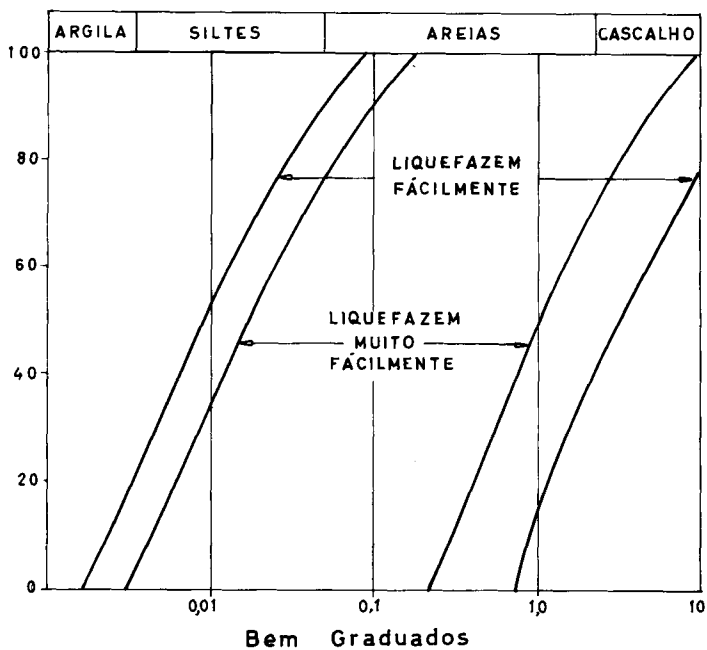


Fig. 1 — Dependência da liquefação da granulometria

2.5 — O termo "potencial de liquefacção" há muito que é usado na literatura de língua inglesa para designar aquilo que o autor destas linhas prefere designar por "susceptibilidade à liquefacção". De acordo com os trabalhos de Iwasaki e al. (1978) surgiu uma proposta para quantificação deste conceito. Nestes termos afigura-se adequado reter a designação "potencial de liquefacção", que se define como:

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) \cdot dz \quad (12)$$

nem que:

$$w(z) = 10 - 0,5z \quad \text{em que } z \text{ é a profundidade em metros.} \quad (13)$$

Por sua vez $F = 1 - F_L$ para $F_L < 1,0$ e $F = 0$ para $F_L > 1,0$, recordando-se que F_L é dado por (11).

De acordo com o valor do potencial de liquefacção, P_L , virá:

$P_L = 0$ risco de liquefacção muito pequeno

P_L de 0 a 0,5 — risco de liquefacção pequeno

P_L de 0,5 a 15 — risco de liquefacção alto

$P_L > 15$ — risco de liquefacção muito alto

2.6 — De acordo com regulamentação japonesa (Design of Buildings-1974), no que se refere a fundações de edifícios, deve-se efectuar investigação específica para estudar a susceptibilidade à liquefacção, nos seguintes casos:

- em solos arenosos limpos, até à profundidade de 15 a 20 m;
- em solos arenosos, mesmo com alguma argila, se o teor desta for inferior a 10% e se o diâmetro médio, D_{50} , da fracção arenosa estiver compreendido entre 0,07 e 2 mm e ainda se o coeficiente de uniformidade for menor do que 10.

A regulamentação japonesa contida nas "Specifications for earthquake resistant design of highways bridges" (1980) dispõe que se estude a susceptibilidade à liquefacção dos solos arenosos até à profundidade de 20 m, se o nível freático estiver a uma profundidade menor do que 10 m e o diâmetro médio da areia, D_{50} , tiver dimensão entre 0,02 e 2 mm. A citada regulamentação dispõe ainda que, caso estudo mais complexo não seja efectuado, a questão pode ser estudada como a seguir se pormenoriza.

Começar-se-á por determinar:

$$F_L = R/L$$

expressão obviamente equivalente à expressão (11), em que R representa a resistência do solo à liquefacção e L mede o efeito detrimental que é de atribuir ao sismo de projecto.

R pode ser medido adicionando duas parcelas

$$R = R_1 + R_2 \tag{14}$$

R_1 é relacionável com a resistência à penetração SPT. R_2 relaciona-se com a granulometria. Os diagramas das Figs. 2 e 3 permitem obter valores de R_1 e R_2 .

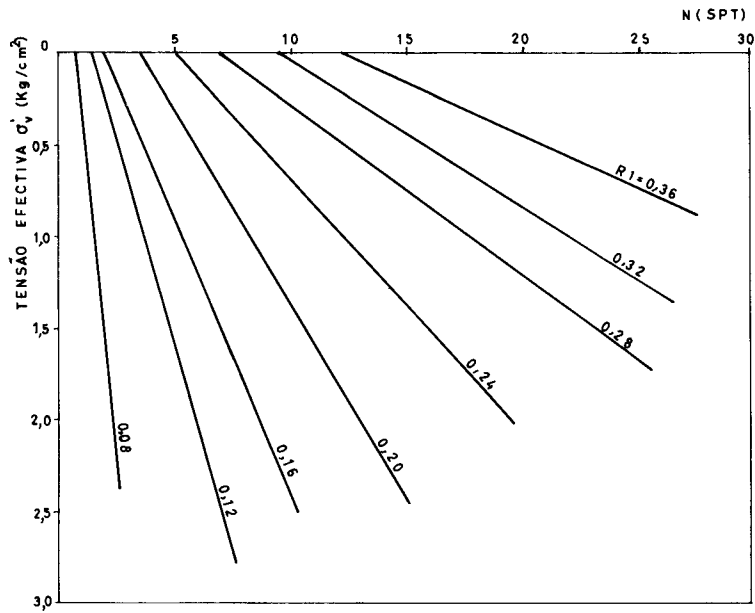


Fig. 2 — Factor R_1 em função de N (SPT) e da tensão efectiva

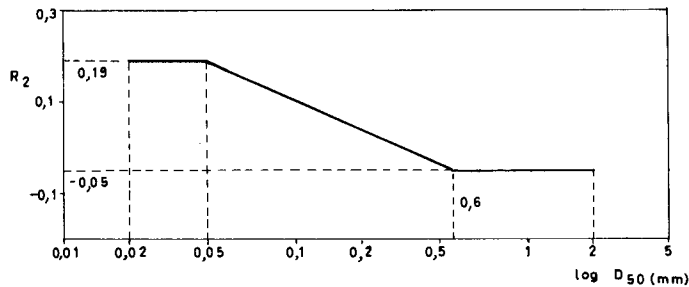


Fig. 3 — Factor R_2 em função da granulometria

No que se refere a L o seu valor poderá ser tomado a partir de:

$$L = r_d k_s \sigma_v / \sigma'_v \quad (15)$$

em que:

$$r_d = 1 - 0,015 z \text{ (m)} \quad (2)$$

$$k_s = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_{s0} \quad (16)$$

v_1 — tomará, respectivamente, o valor de 1,0; 0,85 ou 0,7, para zonas de alta sismicidade (A), sismicidade moderada (B) ou sismicidade baixa (C)

v_2 — factor que mede a influência das características do solo e que toma valores, respectivamente, de 0,9; 1,0; 1,1 e 1,2 para rochas, coluviões, aluviões compactas, aluviões brandas

v_3 — é um factor que mede a importância da obra, tomando-se, obviamente, para obras usuais o valor 1,0

k_{s0} — aceleração de projecto considerada como "input" no substrato rochoso

2.7 — Entrando no exame do comportamento de maciços terrosos artificiais, aterros, com especial ênfase para o caso de barragens de terra, haverá interesse em recordar constatações que Seed tem apresentado em diversas publicações, mas a que deu especial ênfase em comunicação apresentada à Conferência sobre Barragens e Sismos que teve lugar em Londres em 1981. Sublinha aí Seed o seguinte:

- Em princípio qualquer barragem de terra, bem construída e assente em fundação firme, pode suportar, sem sofrer qualquer dano, sismos moderados, com uma aceleração pico, por exemplo de 0,2 g .
- Barragens construídas com solos argilosos, fundadas em argilas ou em rocha, tem mostrado a experiência que resistem sem danificações significativas a sismos com magnitude até 8 1/4 que induzem acelerações entre 0,35 g e 0,8 g .
- No caso de barragens construídas com areias pouco compactas, ou fundadas em areias nessa situação, a causa primária de danificações ou mesmo ruptura é a indução de pressões neutras com a consequente perda de resistência (mobilidade cíclica ou liquefacção).

Assume particular importância o caso de barragens zonadas com maciços estabilizadores constituídos por enrocamento fino (*gravelly fill*), (Bolognesi, 1981). Com efeito, era convicção generalizada, até há alguns anos, que num enrocamento bem graduado, bem compactado, não era possível desenvolverem-se pressões neutras significativas, que pusessem em causa a resistência do maciço. Foi Seed (1979) quem primeiro chamou a atenção para o facto de que esta convicção tinha de ser sujeita a revisão. Isto de resto foi na mesma altura (e sob a orientação de Seed) confirmado na Universidade da Califórnia

(Berkeley) por Banerjee Nani (1979). Constatou-se de facto, à custa de uma série de ensaios adequadamente programados, que havia possibilidade de indução de pressões neutras, com consequentes efeitos detrimenais, se o coeficiente de permeabilidade do maciço (mesmo bem graduado e bem compactado) não fosse superior a 1 cm/s. O cálculo de estabilidade desses maciços tem então de ser efectuado levando em linha de conta as pressões neutras induzidas. Note-se que na prática procura-se, porque muitas vezes não é difícil, evitar as incertezas que restariam, mesmo após essas computações, garantindo para os maciços permeabilidades superiores a 1 cm/s, ou adoptando dispositivos que garantam a dissipação muito rápida das pressões neutras geradas (drenos-chaminés) constituídos por colunas de enrocamento com coeficientes de permeabilidade da ordem de 10^2 cm/s.

3 — AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO. ENSAIOS DE LABORATÓRIO E "IN SITU"

3.1 — Os primeiros ensaios efectuados para estudar o fenómeno de liquefacção de areias por acção de solicitações cíclicas foram realizados usando aparelhos de compressão triaxial. Mantendo constante a tensão ambiental, σ_c , aplicam-se solicitações pulsadas sob a forma de acréscimos e decréscimos dados à tensão ambiental: $\sigma_c \pm \sigma_{al}$. Inicialmente, durante o ensaio, observava-se, como efeito das acções cíclicas, as deformações axiais resultantes. Considerava-se que havia liquefacção quando a amostra exhibia, subitamente, um grande acréscimo de deformação. Mais tarde começou-se também a registar as tensões neutras induzidas na amostra. Posteriormente foram sendo introduzidas outras alterações e aperfeiçoamentos nas modalidades de ensaio, nomeadamente: solicitações cíclicas irregulares, pulsações simultâneas da solicitação axial e da ambiental, ensaios em aparelhos de corte simples (com possibilidade de realizar o ensaio com volume da amostra controlado, incluindo, obviamente, a modalidade "volume constante").

Para qualquer das modalidades de ensaio, a averiguação da susceptibilidade à liquefacção de uma dada formação natural implica o poder dispor de amostras inalteradas (classe 1). Sabe-se bem como isto é difícil, sobretudo para areias finas, os solos mais susceptíveis de liquefazer. Por isso é prática corrente ensaiar amostras "reconstruídas" com a mesma "densidade relativa", D_r , da exibida pela formação "in situ". A "densidade relativa", por sua vez, é determinada "in situ" por um qualquer dos ensaios que a isso se preste, designadamente um ensaio penetrométrico. Só o que há a opor a esta metodologia é que há certa dificuldade em determinar D_r "in situ" e, por outro lado, uma amostra "reconstruída" está por demonstrar que exiba as mesmas propriedades do solo de que supostamente é representativa. Existem fenómenos diagenéticos e de envelhecimento que embora, evidentemente, não tenham a magnitude dos que ocorrem em terrenos coerentes, sabe-se hoje que mesmo em areias não são dispiciendos.

Examinando um pouco mais atentamente esta questão ocorre perguntar: se se tem de determinar D_r , "in situ" porque não procurar logo informações, à custa de um conveniente ensaio "in situ", que esclareçam sobre a susceptibilidade à liquefacção? O mais óbvio dos caminhos é correlacionar directamente D_r com a susceptibilidade à liquefacção. É via que tem sido, e continua a ser, muito usada. Na opinião do autor esta prática assenta num qualquer equívoco que é estranho que por tanto tempo tenha conseguido sobreviver. Com efeito, examine-se com um pouco mais de detenimento a problemática da "densidade relativa". Esta grandeza é dada por:

$$D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \quad (12)$$

com simbologia que está consagrada pelo uso.

Posto isto, tomem-se duas areias, A e B. Aceite-se que a areia A tem um e_{max} de 0,9 e e_{min} de 0,5; ocorre com um e de 0,7 e tem portanto $D_r = 50\%$. Suponha-se que a areia B tem e_{max} de 0,6 e e_{min} de 0,4; ocorre com e de 0,5 e portanto tem também $D_r = 50\%$. Ora como pretender que uma areia relativamente mal graduada como é a areia B (visto ter valores muito próximos de e_{max} e e_{min}) e relativamente solta (pois tem $e = 0,5$) possa ter o mesmo comportamento da areia A, bem graduada (e_{max} e e_{min} razoavelmente distantes) e bem compactada ($e = 7$)? Pois apesar desta evidência só em 1981 Whitman e Ishihara, como atrás ficou dito, apontaram a inconveniência de usar D_r para classificar areias e propuseram em sua substituição a grandeza, de facto muito mais significativa, de "decrécimo potencial de volume" ($e - e_{min}$).

É de notar que a crítica feita não se aplica ao uso que se faça da grandeza D_r para comparar duas situações da *mesma areia*. Neste caso, que seria por exemplo a comparação de uma amostra reconstituída em laboratório com as características "in situ" do maciço donde a amostra foi colhida, é óbvio que nada há a opor ao uso de D_r . Mas aplicar D_r como critério de classificação de *todas* as areias, do universo das areias, afirmar, por exemplo, que as areias com D_r superior a um certo valor não podem liquefazer (afirmações deste tipo tiveram, e ainda têm, muita voga) é um equívoco que o autor só consegue compreender admitindo a seguinte circunstância: todas as areias susceptíveis de liquefazer, e portanto aquelas que foram estudadas em centenas e centenas de ensaios, são areias muito parecidas, com e_{max} e e_{min} exibindo valores muito parecidos. Caricaturando, tudo se passa como se o universo das areias que foram estudadas fosse todo ele constituído pela mesma areia.

3.2 — É já relativamente antiga a utilização de ensaios penetrométricos para avaliar a susceptibilidade de areias à liquefacção. Foi muito desenvolvida logo em seguida ao sismo de Niigata (1964), que como se sabe interessou formações arenosas e causou elevadas danificações, com grande predominância das que tiveram por origem a liquefacção de areias. Diversos investigadores, nomeadamente Ohsaki (1966), procederam ao levantamento, com SPT, dos terrenos de Niigata, compararam os resultados com resultados disponíveis, obtidos anteriormente, e correlacionaram todo o conjunto

com as danificações verificadas. As conclusões estão resumidas na Fig. 4. Estes estudos levaram Ohsaki (1966) a propor a linha, que também se reproduz na Fig. 4, para separar, em termos de SPT, as areias susceptíveis de liquefazer das que o não são. Coligindo e criticando um número muito mais vasto de observações Seed e Idriss (1971) apresentaram a proposta da Fig. 5. Nela se relaciona o número de golpes SPT com a

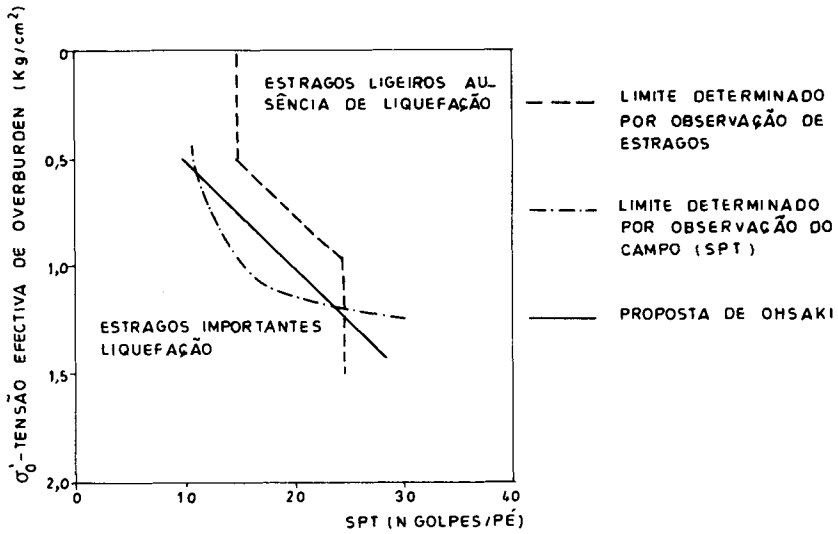


Fig. 4 — Resultados colhidos em relação ao sismo de Niigata

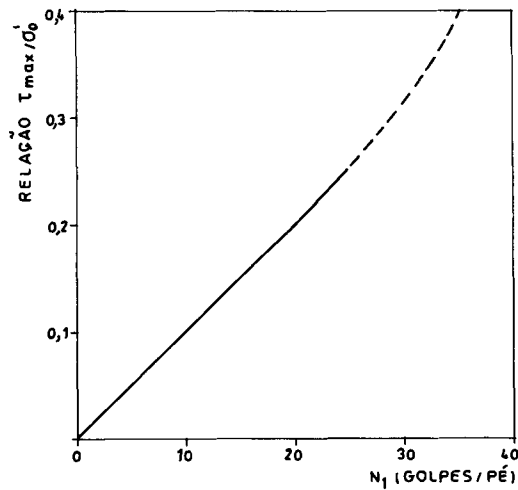


Fig. 5 — Proposta de Seed e Idriss

relação τ_{max}/σ'_0 que causa liquefacção (ver expressão (8)). Note-se que N_1 é o valor do resultado do ensaio SPT afectado da correcção de Holtz, isto é:

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (13)$$

em que:

$$C_N = 1 - 1,25 \log \sigma'_0 / \sigma_1 \quad (14)$$

onde σ'_0 é a tensão efectiva de "overburden" no ponto em que é feito o ensaio e σ_1 é uma tensão de referência, igual a 1 kg/cm². (Na Fig. 5 omitiram-se os pontos observados em que se baseou o traçado da curva, para aligeirar a figura. O mesmo se fará nalgumas figuras que adiante serão apresentadas.) Seed, um dos proponentes da correlação, reconhece (1976) que o ensaio SPT pode não ser bom indicativo das características das areias que governam a liquefacção. Em todo o caso é de ponderar que diversas grandezas variam concomitantemente na resistência à penetração e na resistência à liquefacção. São elas:

- densidade relativa
- arranjo estrutural
- "envelhecimento" da formação
- valor de k_0

Seed e al. (1984) retomaram este assunto com particular atenção dado ao estudo das influências que poderiam ter nos resultados os métodos de execução do ensaio SPT, ensaio que, apesar de pretensamente normalizado, comportaria inúmeras variantes de país para país, e mesmo dentro de cada país. Os Autores tiveram como matéria de estudo uma enorme massa de resultados obtidos nos Estados Unidos, no Japão e na China.

Estudaram as diferentes variedades do equipamento, tendo em vista sobretudo determinar qual a percentagem da energia do golpe transmitido pelo pilão ao batente que por este é transmitido, através das varas, até à ponteira-amostrador. É óbvio que a maior diferença resulta do uso de equipamentos de disparo automático e do uso de equipamentos que trabalham com corda e roldana.

Resumindo os resultados, concluíram os Autores que a maioria dos equipamentos utilizados nos Estados Unidos e também uma grande percentagem dos usados na China e no Japão eram de disparo automático. Para esses equipamentos a percentagem de energia do golpe que se transmite até à ponteira é da ordem dos 60%. Propõem nesta base os Autores que se passe a normalizar os ensaios em termos de $(N_1)_{60}$, em que N_1 será igual ao N afectado da correcção de Gibbs e Holtz e em que:

$$(N_1)_{60} = (\% \text{ energ.} / 60) \cdot N_1 \quad (15)$$

o que obviamente leva, no caso de equipamentos de disparo automático, a:

$$(N_1)_{60} = N_1 \quad (16)$$

Para os equipamentos com actuação por meio de corda e roldana as medições são mais dispersas, mas parece que a percentagem de energia transmitida à ponteira andará por 45% da energia do golpe. Assim virá, para ter os resultados em termos de $(N_1)_{60}$:

$$\begin{aligned} (N_1)_{60} &= N_1 \cdot 45/60 \\ (N_1)_{60} &= 0,75 N_1 \end{aligned} \quad (17)$$

Com base no conjunto de estudos efectuados e para conseguir que os resultados obtidos apresentem um mínimo de discrepância, fazem os Autores um certo número de recomendações que muito interessará que as firmas da especialidade tenham em atenção. São elas:

- Furo — diâmetro de 4 a 5", sem revestimento metálico, estabilizado com lamaz bentoníticas
- Varas — *A* ou *AW* para profundidades menores do que 15 m; *N* ou *NW* para maiores profundidades
- Ritmo de percussão — 30 a 40 golpes por minuto.

Do trabalho em referência reproduz-se nas Figs. 6 e 7 correlações gráficas entre $(N_1)_{60}$ e $\tau_{med.}/\sigma'_0$, respectivamente para areias limpas e areias siltosas (eliminaram-se os pontos observados em que se baseou o traçado das curvas).

Do mesmo trabalho reproduz-se ainda, na Fig. 8, uma correlação gráfica entre as magnitudes de sismos e as distâncias ao epicentro em que se têm verificado liquefacções (tal como noutras figuras omitiram-se os pontos de apoio do traçado de curvas).

Ainda do citado trabalho reproduz-se a Tabela I, de correspondência entre magnitudes de sismo e o número significativo de ciclos e ainda a relação entre τ/σ'_0 que corresponde a um sismo de magnitude *M* e τ/σ'_0 que corresponde a um sistema de magnitude 7 1/2.

Na Conferência sobre Ensaio de Penetração que teve lugar em Amsterdam em 1982 apresentaram-se alguns artigos com correlações entre ensaios SPT e velocidades de ondas *S*, *V_s*, e ainda com valores do módulo *G*. Tem papel de relevo o artigo de Imai e Tonouchi. As correlações apresentadas possuem dispersão um pouco acentuada, mas um valor bastante aproximado, medianizando diversas situações geológicas, poderá ser tomado de acordo com a expressão:

$$V_s = 97 N^{0,314} \quad (18)$$

Tomando por base os valores de *V_s* assim determinados chega-se a uma correlação de *G* com *N* da forma

$$G = 144 N^{0,680} \quad (19)$$

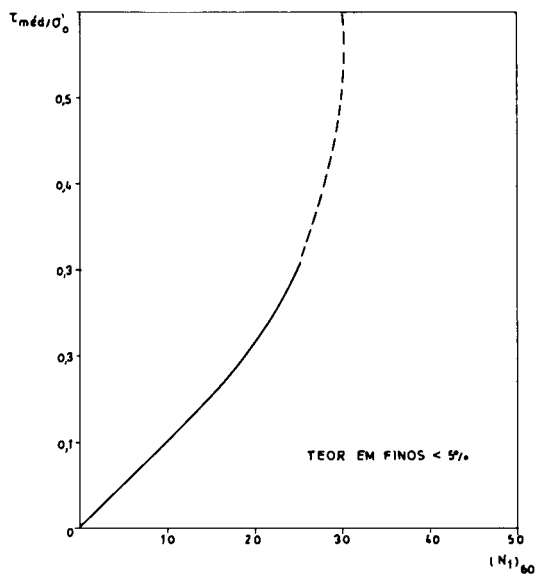


Fig. 6 — Correlação $(N_1)_{60}$ com $\tau_{méd}/\sigma'_0$ para areias limpas e sismos de magnitude 7 1/2

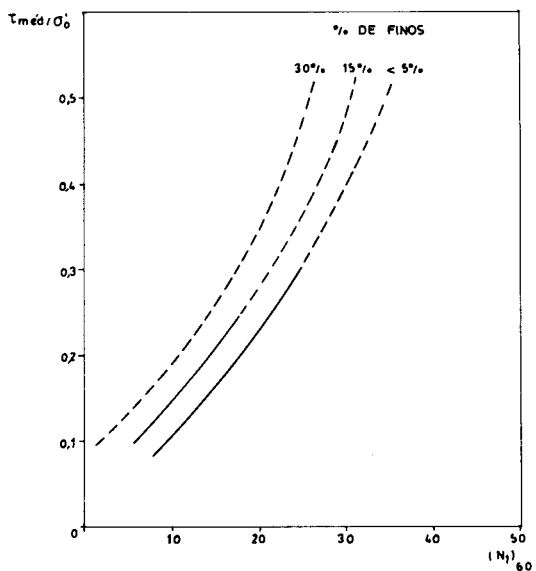


Fig. 7 — Correlação $(N_1)_{60}$ com $\tau_{méd}/\sigma'_0$ para areias siltosas e sismos de magnitude 7 1/2

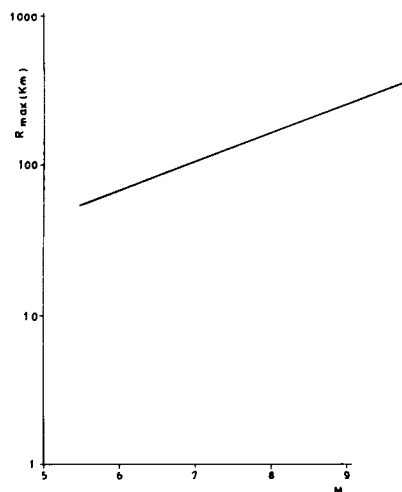


Fig. 8 — Máxima distância epicentral, R_{max} , até ao local de liquefacção para diferentes magnitudes de sismo, M

Tabela I

Magnitude M	N.º de ciclos significativos	$(\tau/\sigma'_0)_M \div (\tau/\sigma'_0)_{7\ 1/2}$
8 1/2	26	0,89
7 1/2	15	1,00
6 3/4	10	1,13
6	5 - 6	1,32
5 1/4	2 - 3	1,5

Num artigo da mesma Conferência, da autoria de Imai e Yokota (1982), apresentam-se resultados que visam estabelecer correlações entre N (SPT) e coeficientes de amortecimento. As correlações são fracas, mas, para ideias sobre ordens de grandeza, poder-se-á tomar as indicações da Fig. 9.

Ishihara, no seu Relato Geral do 11.º Congresso Internacional (S. Francisco — 1985) apresenta mais correlações entre resultados de ensaios SPT e relação τ/σ'_0 . Essas correlações são devidas a Tatsuoka e Ishihara e constata-se que vieram praticamente confirmar as correlações já anteriormente propostas. Há de facto algumas pequenas diferenças, muito pouco significativas; atendendo sobretudo ao facto de que não se vê razão para confiar nestas correlações mais do que se confiava nas anteriormente usadas, resolveu-se omiti-las para aligeirar este escrito.

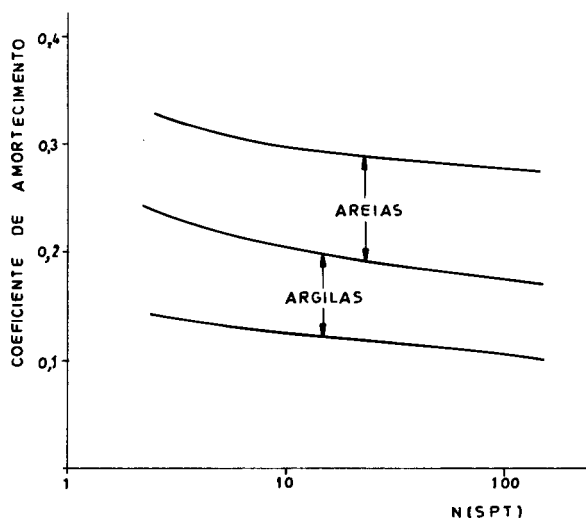


Fig. 9 — Correlação N-coeficiente de amortecimento

3.3 — Já há alguns anos o autor (Folque, 1977) preconizava o uso dos ensaios CPT como tudo indicando serem mais adequados do que os SPT para estudar a susceptibilidade à liquefacção de areias. Entretanto começaram de facto os CPT, nalguns países estrangeiros, a ser utilizados para este fim. A maior parte dos estudos realizados baseava-se porém em utilizar as correlações clássicas SPT-CPT; a partir dos resultados CPT achar assim resultados SPT e aplicar depois as correlações já existentes. Obviamente que estes são métodos "circundantes" que, de um ponto de vista metodológico, não apresentam interesse de novidade.

Robertson e Campanella (1985), num oportuno trabalho, começam por apresentar uma correlação baseada em CPT que foi estabelecida na China. Propõem depois uma correlação, estudada pelos próprios Autores.

A expressão utilizada na China para dar o valor de q_{crit} , resistência de ponta que separa a situação de liquefacção da situação de não-liquefacção, é a seguinte:

$$q_{crit} = q_{c0} [1 - 0,065 (H_w - 1)] [1 - 0,05 (H_0 - 2)] \quad (20)$$

em que:

H_w — profundidade do nível freático

H_0 — profundidade a que se refere o ensaio

q_{c0} — factor que depende das características do sismo, como se mostra na tabela II

Tabela II

Máxima aceleração à superfície	Distância epicent. (km)	Intensidade Mercalli (mod.)	q_{c0} (kg/cm ²)
0,1 g	80,5	VII	47
0,2 g	38,0	VIII	117
0,4 g	18,6	IX	180

No método proposto pelos autores, começa-se por adoptar a normalização dos valores da resistência de ponta usando a expressão:

$$Q_c = q_c \cdot C_Q \quad (21)$$

em que:

Q_c — resistência à penetração normalizada

q_c — resistência à penetração determinada "in situ"

C_Q — factor de correcção que normaliza q_c em relação à tensão de referência 1 kg/cm² da tensão efectiva de "overburden".

Por via experimental determinaram-se valores de C_Q que estão representados na Fig. 10.

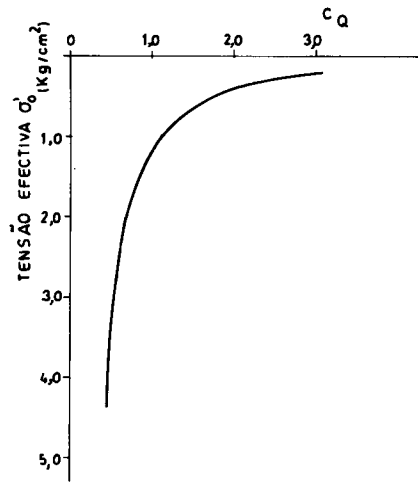


Fig. 10 — Evolução de C_Q com a tensão efectiva de "overburden"

Prosseguem os Autores estudando correlações entre Q_C e τ/σ'_0 (relação de tensão cíclica que provoca liquefacção) por intermédio de estudos comparativos com densidades relativas, D_r , e de relações SPT-CPT. Por razões já apontadas neste escrito afigura-se que nem uma nem outra destas vias apresenta interesse significativo.

Abordam em seguida o estudo do estabelecimento de uma correlação da resistência à penetração observada em locais em que ocorreram liquefacções e em que se realizaram depois, ou se tinham realizado antes, ensaios CPT. É esta correlação que, do ponto de vista do autor deste escrito, interessa apontar. O estudo foi elaborado tomando por base um número muito elevado de dados obtidos nos Estados Unidos, China e Japão. A correlação, para areias limpas, relativamente finas ($D_{50} < 0,15$ mm) e relativamente grosseiras ($D_{50} > 0,25$ mm) está representada na Fig. 11.

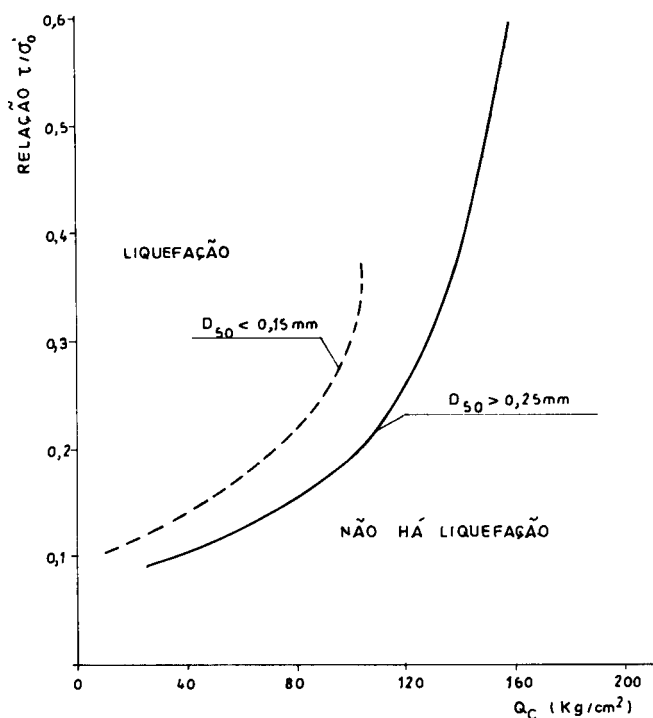


Fig. 11 — Correlação de Q_C com τ/σ'_0 para areias limpas com $D_{50} > 0,25$ mm e $D_{50} < 0,15$ mm

3.4 — Desde há relativamente poucos anos têm também sido usados métodos eléctricos para estudar a susceptibilidade à liquefacção de solos. Um método muito recente é o proposto por Arumoli e al. (1985). De acordo com estes Autores definem-se certas grandezas eléctricas que permitem medir características fundamentais das formações, características que, por sua vez, são muito informativas acerca de comportamento das ditas formações. Nomeadamente é possível medir porosidades, módulo de elasticidade transversal, relação de liquefacção τ/σ'_0 para diversos números de ciclos. Em todas estas determinações são levadas em linha de conta a anisotropia e a forma das partículas.

Vendo a questão com um pouco mais de pormenor convirá começar por examinar a grandeza fundamental que é evocada pelos Autores. Trata-se do "factor de formação" F . Esta grandeza é dada pela relação:

$$F = \sigma_s / \sigma_m \quad (22)$$

entre a condutividade do electrólito que preenche os poros da formação, σ_s , e a condutividade da formação integral, σ_m , (areia e água intersticial).

A grandeza σ_m é dada por:

$$\sigma_m = (1/R) \cdot (L/A) \quad (23)$$

em que:

R — resistência medida

L — distância entre os eléctrodos

A — área dos eléctrodos

O factor F mostra-se experimentalmente (ver a numerosa bibliografia que é citada pelos Autores) que depende da forma das partículas, da granulometria, do grau de anisotropia, orientação dos contactos entre partículas, e ainda da cimentação entre partículas e do grau de saturação. O factor F é portanto uma medida da granulometria e da estrutura. E também do estado de tensão, por via mediata, visto que o estado de tensão determina a estrutura.

F é uma grandeza direccionada, depende, como ficou dito, do grau de anisotropia da formação e é possível portanto definir-se um factor de formação médio, \bar{F} , que leva em conta a anisotropia:

$$\bar{F} = (F_v + 2 F_H) / 3 \quad (24)$$

Atendendo a que a forma dos grãos de areia não se presta a que ocorram anisotropias muito elevadas, vem que F , F_H e F_v apresentam valores muito próximos. É o que se mostra na Fig. 12 onde estão representadas curvas de variação com a porosidade de F , F_H e F_v (areia de Monterrey).

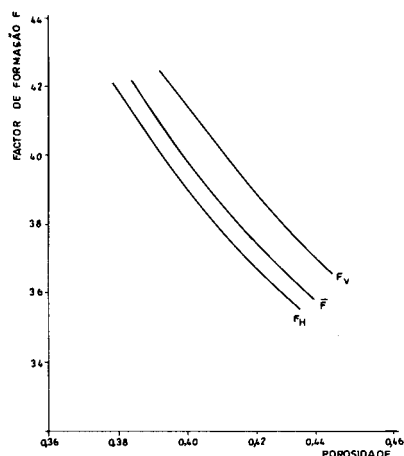


Fig. 12 — Correlações dos FF com a porosidade

Acontece que, como ficou dito, o factor \bar{F} depende também da forma das partículas. Demonstra-se que se pode relacionar \bar{F} com um factor forma, \bar{f} tomando a expressão:

$$\bar{F} = n^{-\tau} \quad (25)$$

O factor forma, \bar{f} , pode ser determinado num diagrama \bar{F} , $\log n$ tomando-o, obviamente, como o gradiente da respectiva curva.

Pode-se ainda definir um $\bar{f}_{\text{méd.}}$ que será dado por:

$$\bar{f}_{\text{méd.}} = 1/2 (\bar{f}_{\text{max}} + \bar{f}_{\text{min}}) \quad (26)$$

Também haverá interesse em definir um índice de anisotropia dado por:

$$A = (F_v / F_H)^{1/2} \quad (27)$$

É possível estabelecer, com as grandezas definidas, diversas correlações úteis. Assim, na Fig. 13 mostra-se a correlação entre a grandeza $(A^3/F) \cdot (1/\bar{f}_{\text{méd}})$ e a relação de tensões $\tau/2\sigma'_0$ para liquefacção em 5, 10, 15, 30 e 50 ciclos. Uma outra correlação é apresentada na Fig. 14 e liga a grandeza $\bar{F}/(A \cdot \bar{f}_{\text{méd}})^{1/2}$ com o factor $k_{2_{\text{max}}}$. Acerca deste factor $k_{2_{\text{max}}}$ adianta-se falará. Fixe-se por enquanto que esta correlação existe e depois se mostrará qual a sua utilidade.

O artigo que se está a comentar apresenta descrição pormenorizada de um aparelho para determinação "in situ" das grandezas eléctricas fundamentais para aplicar as correlações propostas.

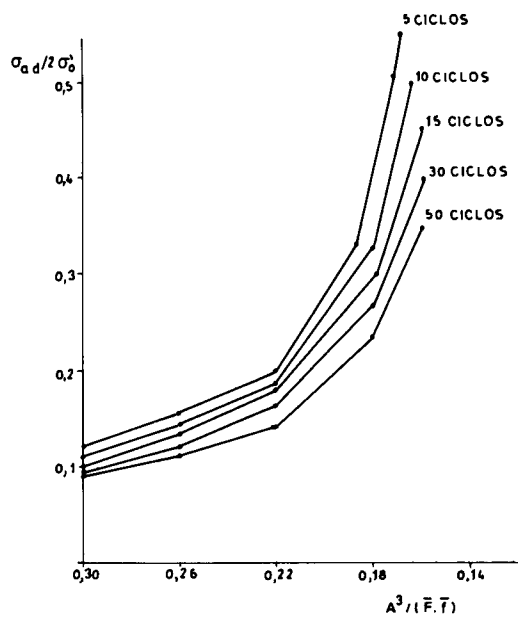


Fig. 13 — Correlação entre $A^3 / (\bar{F} \cdot \bar{f})$ e $\sigma_{ad} / 2 \sigma'_0$

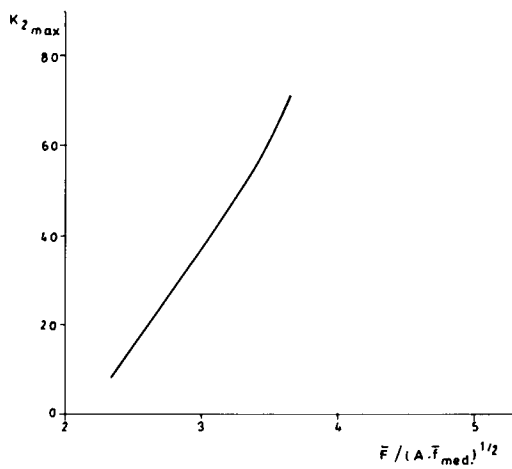


Fig. 14 — Correlação entre $\bar{F} / (A \cdot \bar{f}_{med})^{1/2}$ e K_{2max}

4 — CARACTERÍSTICAS DE COMPORTAMENTO DEDUZIDAS DE OBSERVAÇÃO DE OBRAS

4.1 — Seed, certamente um dos mais esforçados e prolíferos investigadores de Engenharia Sísmica no domínio da Geotecnia, com especial relevo no campo de barragens de aterro, muitas vezes tem insistido no interesse da observação de obras para, dos resultados, deduzir ensinamentos sobre o seu comportamento e resposta a solicitações sísmicas. A sua notável contribuição para a Conferência sobre Barragens e Sismos (Londres, 1981) é mais um exemplo desse apostolado. Recorde-se que a contribuição denomina-se "Lessons from the performance of earth dams during earthquakes".

A ideia que a observação de uma obra é a mais rica fonte de informação para ajuizar do comportamento de obras similares parece uma evidência de tal forma banal que nem merece a tinta gasta a escrevê-la. Contudo, como faz notar Seed, foi só em 1960 que pela primeira vez um investigador, Ambraseys, expôs de forma organizada aquilo que se podia deduzir da observação no que respeita à resposta aos sismos de barragens de terra. Nos anos seguintes Seed dedicou-se especialmente ao assunto e isso levou-o, em colaboração com outros autores (Seed e al., 1978), a enunciar as constatações (ver 1.7) que hoje se encontram consagradas e largamente divulgadas sobre a boa resistência intrínseca, em relação a solicitações sísmicas, das barragens constituídas por terras argilosas, bem compactadas e com fundações em rocha ou argila compacta; e, por outro lado, sobre o perigo potencial que representa em barragem a existência de zonas arenosas, quer nos maciços estabilizadores, quer nas fundações, zonas arenosas essas que, por efeito de tensões neutras induzidas, podem apresentar substancial empobrecimento de propriedades e mesmo liquefacção.

No trabalho de 1981 já citado (Conferência de Londres sobre Barragens e Sismos) Seed apresentou mais alguns dados concretos retirados da observação de barragens, que haverá interesse em resumidamente recordar (artigos seguintes).

4.2 — Uma barragem constituída por estêreis de minas, na ilha de Oshima, foi completamente destruída por um sismo ocorrido em 1978. O sismo teve a magnitude de 7 e induziu no local da barragem uma aceleração pico de $0,3 g$. A barragem tinha sido calculada, por um método pseudo-estático, para um coeficiente sísmico de $0,2 g$ com um coeficiente de segurança muito superior à unidade.

Um outro caso com interesse foi a ruptura do maciço de montante da barragem de Paiho (China), por acção do sismo de Tangshu ocorrido em 1976. O principal segmento da barragem, com 66 m de altura, era constituído por areia e cascalho, com núcleo inclinado, sendo o talude de montante do núcleo de 2,35/1. O núcleo estava coberto por areia e cascalho de forma a que o talude de montante da barragem era de 3/1. O sismo de Tangshu produziu no local da obra um abalo com a intensidade VI; sismógrafos instalados no pé de jusante e no coroamento da barragem registaram acelerações pico

horizontais de 0,05 e 0,14 g , respectivamente. Essa acção foi suficiente para provocar o deslizamento de todo o maciço de montante que cobria o núcleo, deixando este a descoberto. Um facto muito importante a notar, não podendo restar dúvidas que houve liquefacção do material escorregado, é que este continha cerca de 60% de cascalho e tinha sido compactado até um grau de compactação classificado como médio.

O mesmo sismo também infringiu severas danificações na barragem de Douhe (22 m de altura e 6 km de comprimento). Os danos porém não foram catastróficos. Foram atribuídos a liquefacção de siltes ocorrentes na fundação da barragem.

A circunstância mais importante e interessante a reter dos três casos citados é que todos eles se deveram a liquefacção.

A barragem de Oroville, importante pelos seus quase 230 m de altura, é constituída por cascalhos e calhaus rolados, possuindo um núcleo argiloso inclinado. Em 1975 um sismo de magnitude 5,8 ocorreu a cerca de 5 milhas da barragem. A máxima aceleração registada no pé da barragem foi de 0,1 g e no coroamento de 0,2 g . É muito interessante notar que após cessarem as oscilações na fundação o coroamento da barragem continuou a oscilar por 10 s.

4.3 — A observação da barragem de Oroville durante o sismo de 1975 trouxe importantes contributos para confirmar as grandezas de características que são fundamentais para o cálculo de barragens deste tipo. Assim, é importante notar que o módulo G de materiais do tipo dos que constituem a barragem de Oroville pode ser expresso por:

$$G = 1000 \cdot k_2 \cdot (\sigma'_m)^{1/2} \quad (1 \text{ b/pé}^2) \quad (27)$$

em que:

σ_m — tensão efectiva média

k_2 — característica do solo que depende da extensão distorcional e que atinge o valor máximo, $(k_2)_{max}$, para extensões da ordem de 10^{-4} .

Em Oroville, por medidas efectuadas nos aterros tinha-se concluído que $(k_2)_{max}$ devia ter um valor da ordem de 170. Contudo, o valor que teve de ser usado, num cálculo a duas dimensões (equilíbrio plano) para obter os deslocamentos observados durante o sismo, foi de $(k_2)_{max} = 350$. Usou-se este valor como "pseudovalor" de $(k_2)_{max}$ que é legítimo usar num cálculo plano para obter os valores reais correspondentes ao comportamento a três dimensões da barragem.

Acerca desta grandeza k_2 falou-se no artigo 2.4 e disse-se então que adiante se voltaria ao assunto. Aqui fica a explicação do seu significado e a recordatória de que na Fig. 14 são apresentadas correlações de $(k_2)_{max}$ com grandezas eléctricas que podem ser medidas "in situ". Parece porém, como se deduz do que ficou dito acerca da observação de Oroville, que valores de confiança de k_2 (que terão de ser tomados como "pseudovalores") só podem ser determinados por observações de obra.

4.4 — A observação da barragem de Oroville e, também, a observação da barragem de S. Fernando durante o sismo de 1971 mostraram importantes e até *desconcertantes* resultados no que se refere ao comportamento em termos de pressões neutras: aconteceu que em ambas estas barragens, em zonas dos seus aterros consideradas como sendo constituídas por terrenos dilatantes (positivos) desenvolveram-se substanciais pressões neutras (positivas). É lógica e fisicamente impossível aceitar que nesta constatação não haja algo de errado. Como não se pode pôr em causa as leituras dos piezómetros (matéria de facto) e, por outro lado, porque é *impossível* que pressões neutras positivas se possam desenvolver num solo que se dilata positivamente (que expande), uma única explicação se encontra para o facto: as amostras que foram estudadas em laboratório e em que se fundamentou a asserção que os solos eram dilatantes, *não eram* amostras representativas. Se se tiver em conta o cuidado e a avançada técnica com que foram conduzidos estes ensaios (ensaios a cargo do Departamento de Mecânica dos Solos da Universidade da Califórnia — Berkeley) parece que se está perante um problema muito delicado e que vem a ser: será que não é possível estudar em laboratório, sobre amostras, a susceptibilidade à liquefacção de solos?

4.5 — A barragem El Infiernillo sofreu um sismo de magnitude $7\frac{1}{2}$ com uma distância epicentral de 120 km, sismo que ocorreu em Março de 1979. As principais lições a tirar da observação dessa barragem de enrocamento, com cerca de 120 m de altura, deduzem-se dos seguintes factos:

- a máxima aceleração medida na rocha de fundação foi de 0,13 *g* e a máxima aceleração lida no coroamento da barragem foi de 0,36 *g*; confirma-se que as barragens amplificam substancialmente as acelerações que actuam a fundação como "input";
- o sismi provocou no coroamento um deslocamento horizontal de cerca de 5 cm e um assentamento de 12 cm, assentamento na quase totalidade sediado nos 40 m superiores da barragem, enquanto os deslocamentos horizontais se deram na sua maior parte nos 15 m superiores da barragem.

Há ainda a considerar que a observação desta barragem, com aparelhos colocados em diversos perfis, apresenta respostas bastante diferentes de perfil para perfil. Isto mostra que, pelo menos em barragens em vales com El Infiernillo, vales em V, é muito importante tomar em consideração o efeito tridimensional.

4.6 — A barragem Long Valley, na Califórnia, tem a particularidade de estar muito próxima (só alguns quilómetros) de uma falha activa. Nos dias 25, 26 e 27 de Maio de 1981 foi registada uma série de 7 sismos, com profundidades locais entre 5 e 17 km e com magnitudes entre 5,1 e 6,1. A barragem não sofreu qualquer danificação.

Há a apontar que a barragem tem cerca de 40 m de altura e foi construída, após remoção da totalidade da aluvião, sobre rocha sã. O perfil da barragem pode considerar-se homogéneo e os solos que a constituem são areias com cascalhos compactadas até mais do que 93% do AASHO modificado, compactação muito elevada, portanto. A compactação foi suficiente para levar o solo, no corpo da barragem, a exibir um coeficiente de permeabilidade inferior a 10^{-5} cm/s.

As máximas acelerações registadas foram na rocha de fundação 0,2 *g* e no coroamento 0,5 *g*. A este respeito há ainda a apontar a aceleração lida num afloramento rochoso que sobressaía um pouco na encosta e que foi de 0,99 *g*. Há razões para crer que este valor, claramente influenciado por factores topográficos, não é significativo no que se refere às acções sobre a barragem. Esta questão também se põe em relação à barragem de Pacoima, em que a aceleração lida na parte superior da rocha, no encontro da margem esquerda, foi de 1,25 *g* enquanto que na fundação e no coroamento da barragem as acelerações medidas foram respectivamente de 0,65 *g* e 0,75 *g*. O valor lido no encontro, afectado por condições topográficas, foi considerado como não significativo.

5 — ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE TALUDES NATURAIS

Ishihara (1985) trata com algum desenvolvimento do problema dos taludes quando actuados por sismos. Começa por fazer notar que têm na estabilidade, ou eventual instabilização, grande influência particularidades da geologia e da hidrogeologia. Quer dizer, serão particularmente sensíveis à acção dos sismos os taludes afectados por uma falha ou com apreciável diaclasamento, com atitudes das diaclases favoráveis ao escorregamento. Também serão mais susceptíveis de instabilizar por acção de um sismo aqueles taludes em que os níveis aquíferos estejam mais próximos da superfície, podendo assim facilmente ter lugar indução de pressões neutras que, obviamente, facilitarão o escorregamento do talude.

A observação de taludes que sofreram instabilização devida a acções sísmicas tem mostrado, pode-se dizer que em todos os casos, a existência de uma superfície privilegiada de deslizamento, com existência prévia. Ao fazer estudos de reconhecimento, em zonas sísmicas, os taludes devem portanto ser cuidadosamente prospectados tendo em vista a possível existência de superfícies de deslizamento, aparentemente "cicatrizadas", mas que podem vir a ser activadas.

Para certos tipos de materiais constituintes dos taludes é possível quantificar a deformação residual que será provocada por um dado sismo. Tendo em atenção que é possível determinar a tensão tangencial instalada na superfície potencial de escorregamento antes do sismo, τ_a , tensão que só depende do peso próprio e que se pode portanto determinar com boa aproximação a partir das características geométricas do maciço; tendo em atenção, por outro lado, que se estabelece um sismo expectável, cujas

acelerações pico podem ser fixadas, será também possível calcular as tensões tangenciais, τ_d , induzidas pelo sismo na dita superfície potencial de escorregamento (e bem assim conhecer o número significativo de ciclos, N , e frequência predominante). Será então possível, em laboratório, calcular a deformação residual, ϵ_r , que resulta da aplicação de N ciclos de acréscimo τ_d sobre a tensão instalada τ_a . O estabelecimento do sismo de projecto e a sua "normalização" para ter a aceleração máxima, o valor N , etc., faz-se como no caso de cálculo aos sismos de barragens de terra, assunto que é tratado em numerosos artigos da especialidade.

O que se acaba de dizer só tem sentido se o material constituinte do aterro tiver comportamento plástico, com ruptura dúctil. Se tiver ruptura frágil, ou comportamento caracterizado por uma grande diferença entre a tensão tangencial "pico" e a tensão tangencial residual, então dever-se-á conduzir um cálculo em termos de avaliar um coeficiente de segurança (medida da distância a que $\tau_a + \tau_d$ ficará da tensão pico). Se o talude for reconhecido instável para as solicitações sísmicas previstas, é óbvio que, se as condições de vizinhança o justificarem, medidas para o seu reforço devem ser adoptadas.

Se se levar até à ruptura por corte amostras de um dado solo, por acção de solicitações dinâmicas, o solo exibirá uma "coesão aparente" mais elevada do que a que apresenta para solicitações estáticas. É evidente que é legítimo, se se tiver confiança nas amostras ensaiadas, tomar no cálculo do coeficiente de segurança esta "coesão aparente". De notar ainda que, de acordo com Ishihara (1985), os valores dos "coeficientes de coesão dinâmicos" atingem ordens de grandeza de 1,5 a 2 vezes a coesão estática.

6 — PROBLEMAS DE AMPLIFICAÇÃO DAS ACÇÕES SÍSMICAS

Já ficou dito atrás que as condições topográficas influenciam fortemente as acções sísmicas. Com efeito, registos sismográficos obtidos em regiões montanhosas mostram que nas zonas elevadas, sobretudo quando os declives são altos, as acelerações são muito mais elevadas do que as observadas no vale. Parece que se poderá tomar, pelo menos em primeira aproximação, um acréscimo de aceleração proporcional à cota do ponto em que a aceleração é medida. Este facto não se encontra ainda (1985) bem esclarecido, mas é de levar em atenção, sobretudo no estudo da estabilidade de taludes, que se terá de contar com um apreciável acréscimo da aceleração, em comparação com a aceleração esperada no vale, quando se estuda um talude situado a cotas elevadas.

Entrando na questão com um pouco mais de pormenor, recorde-se que de há muito é levado em atenção o facto de um dado sismo apresentar *localmente* características que são afectadas pela topografia e geologia do local. Por outras palavras, em cada local um dado sismo actua de forma que depende da topografia e geologia do local e também das características dos terrenos que estão no caminho entre o foco do sismo e o dito local.

As características geológicas locais, em especial se houver terrenos aluvionares de cobertura, podem influenciar fortemente as características do abalo. A este respeito há interesse em resumir estudos apresentados por Protonotarios (1981). Estes estudos incidem particularmente nos efeitos amplificadores que se verificam na transmissão do sismo desde o "bed-rock" até à superfície do terreno. É sabido que existe um efeito de filtragem que resulta na amplificação das frequências que são próximas da frequência fundamental do terreno de cobertura.

Protonotarios, no trabalho citado, estudou alguns casos idealizados, sujeitos a um sismo artificial, e apresenta interesse resumir as conclusões a que chegou.

Estudou Protonotarios três tipos de terrenos:

- argila medianamente compacta
- areia medianamente compacta
- areia compacta

Considerou esses solos como terreno de cobertura em perfis com estratigrafia horizontal. Tomou três situações no que se refere a espessuras de cobertura: 50, 100 e 160 pés. Atribuiu valores convenientes às características que intervêm nas computações: velocidades de propagação, módulo G dinâmico, etc. Estudou a resposta a um sismo artificial, normalizado, com uma aceleração máxima no "bed-rock" de 0,053 g . Tomando este "input" determinou as respostas no terreno de cobertura. As principais conclusões a que chegou resumem-se no Quadro 1. Dos resultados nele apresentados podem tirar-se algumas conclusões interessantes. Assim:

- para os solos argilosos o período fundamental cresce muito acentuadamente com a espessura das formações; também há crescimento do período fundamental com a espessura para o caso de areias, mas o efeito é muito menos marcado;
- a amplificação da aceleração decresce quando cresce a profundidade (evidentemente que isto significa que passa por um máximo, que nos casos estudados se situa a menos de 10 pés, pois se a cobertura fosse praticamente nula a amplificação era evidentemente igual a 1);
- a amplificação da aceleração é maior nas areias do que nas argilas e o seu decréscimo com a profundidade não é tão acentuado nas areias como nas argilas.

Em relação com as alterações que podem verificar-se nas características de um abalo por efeito de "modificadores" ocorrentes ou colocados no caminho entre o foco e um dado local, têm interesse as considerações apresentadas por Whitman e Ishihara (1981). Apontam eles que a filtragem conseguida por obstáculos sólidos tais como cortinas de estacas-pranchas, paredes moldadas, é praticamente nula. Já a existência de largas trincheiras abertas no trajecto do sismo pode dar lugar a filtrações significativas.

Há dois trabalhos búlgaros, um de Daskalov (1985) e outro de Brontscheva (1985) que podem trazer importantes contribuições para este tema.

Quadro 1

Argila média			
Profundidade (pés)	50	100	160
Período fundamental (s)	0,4	0,9	1,6
a_{max}	0,105 g	0,066 g	0,052 g
amplificação	2,0	1,2	1,0
Areia medianamente compacta			
Profundidade (pés)	50	100	160
Período fundamental (s)	0,4	0,6	0,8
a_{max}	0,125 g	0,102 g	0,081 g
amplificação	2,4	1,9	1,5
Areia compacta			
Profundidade (pés)	50	100	160
Período fundamental (s)	0,2	0,4	0,6
a_{max}	0,129 g	0,140 g	0,104 g
amplificação	2,3	2,6	2,0

Também apresentam interesse estudos de Berril (1985), estes restritos ao tema "liquefacção de areias", que relacionam a grandeza das pressões neutras induzidas num dado local com a magnitude do sismo e a distância ao epicentro, tendo em atenção a dissipação de energia do sismo ocorrido no trajecto entre o epicentro e o local em causa.

BIBLIOGRAFIA

- ARULMOLI, ARULANANDAM e SEED (1985) — *New Method for evaluating liquefaction potential*. ASCE, Journal GT 1.
- BANERSEE NANI e al. (1979) — *Cyclic behaviour of dense coarse grained material in relation to the seismic stability of dams*. California University Report.
- BERRIL (1985 — *Energy dissipation and seismic liquefaction of sands*. "Soil and Foundations", (25), n.º 2.
- BOLOGNESI (1981) — *Peculiarities of the seismic resistant analysis of earth dams with pervious gravelly shells*. Conference on Dams and Earthquakes, Londres.
- BRONTSHEVA (1985) — *The influence of local geological conditions on the seismic impact*. "Stroit". Sofia 32, n.º 8.

- DASKALOV (1985) — *The influence of soil conditions on the seismic intensity*. "Stroit". Sofia 32, n.º 1.
- FOLQUE (1977) — *Liquefacção em solos arenosos*. "Geotecnia" n.º 29.
- IDRISS (1985) — *Evaluating seismic risk in Eng. Practice*. Conferência, XI Cong. Int. Mec. Solos, S. Francisco.
- IMAI e TONOUCHI (1982) — *Correlation of N values with S-wave velocities and shear modulus*. Proc. II Europ. Symp. on Penetration Tests, Amsterdam.
- IMAI e YOKOTA (1982) — *Relationship between N values and dynamic soil properties*. Proc. II Europ. Symp. on Penetration tests, Amsterdam.
- ISHIHARA (1985) — *Stability of natural deposits during earthquakes*. Conferência XI Cong. Int. Mec. Solos, S. Francisco.
- IWASAKI, (1986) — *Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art*. Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 5, n.º 1.
- IWASAKI, TATSUOKA, TOKIDA e ASUDA (1978) — *A practical method for assessing liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan*. Proc. of the V Japanese Symp. on Earthquake Eng.
- O-HARA, KOTSUBO e YAMAMOTO (1985) — *Pore pressure developed in saturated sand subjected to cyclic shear stress under partial drainage conditions*. "Soil and Foundations" (25).
- TSUSHIDA (1971) — *Estimation of liquefaction potential of sandy soils*. Proc. of II Joint Meeting US-Japan on wind and seismics effects.
- PROTONOTARIOS (1985) — *Soil amplified ground motions*. Conference on Dams and Earthquakes, Londres.
- ROBERTSON e CAMPANELLA (1985) — *Liquefaction potential of sands using CPT*. SCE, Journal GT3.
- RUXTON (1981) — *Liquefaction potential of Wash sands*. Conference on Dams and Earthquakes, Londres.
- SEED (1976) — *Evaluation of soil liquefaction effects on level ground*, in "Liq. probl. in Geot. Eng.", ASCE. Annual Convention.
- SEED (1981) — *Lessons from the performance of earthdams during earthquakes*. Conference on Dams and Earthquakes, Londres.
- SEED (1979) — *Considerations on resistant earthquake design of earth and rockfill dams*. "Geotechnique" (29).
- SEED e IDRISS (1971) — *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. ASCE, Journal SM9.
- SEED, LEE, MAKDISI, FAIZ e DE ALBA (1976) — *Performance of earth dams during earthquakes*. ASCE, Journal GT7.
- SEED, TOKIMATSU, HARDER e CHUNG (1984) — *The influence of SPT procedure in soil liquefaction resistance evaluation*. Report n.º UCB/EERC-84/15, University of California.
- UMEHARA, ZEN e HAMADA (1985) — *Evaluation of soil liquefaction potential in partially drained conditions*. "Soils and Foundations", (25).
- WHITMAN e ISHIHARA (1981) — *Soil Dynamica*. Rel. Geral, X Cong. Int. Mec. Solos, Estocolmo.