

Comportamento sísmico de estruturas geotécnicas. Que lições foram apreendidas?

Seismic behaviour of geotechnical structures. What lessons were learned?

**Pedro S. Sêco e
Pinto***

RESUMO - Neste trabalho são tratados alguns tópicos relacionados com o comportamento sísmico das estruturas geotécnicas. Aborda-se a definição da acção sísmica. Faz-se referência à caracterização das propriedades dinâmicas dos terrenos. São analisadas as vantagens e as limitações dos modelos físicos. São descritos os modelos matemáticos, bem como a sua validação. São abordados os efeitos locais. São analisados a estabilidade dos taludes, a avaliação do potencial de liquefacção de solos, o comportamento das estruturas de suporte, a interacção solo-estrutura, a resposta dos aterros de resíduos sólidos e o comportamento das estruturas subterrâneas. Aborda-se a actual tendência para a elaboração de códigos unificados. Apresenta-se uma análise sumária do estudo de casos de obras geotécnicas. Faz-se referência aos registos dos sismos mais recentes. Analisam-se os danos provocados pelos sismos nas estruturas geotécnicas. Tecem-se considerações sobre os planos de emergência e o papel das autoridades. Abordam-se os impactes socio-económicos dos sismos. Tecem-se considerações sobre a educação em engenharia sísmica geotécnica. Faz-se referência ao papel dos centros de Informação Sísmica. Apontam-se alguns desenvolvimentos futuros. Apresenta-se uma síntese das conclusões.

SYNOPSIS - This paper describes some topics related with seismic behaviour of geotechnical structures. The definition of seismic action is presented. The characterization of dynamic properties is referred. The advantages and limitations of physical models are analysed. The mathematical models and their validation are analysed. The site effects are discussed. The slope stability, the evaluation of soil liquefaction potential, the behaviour of retaining walls, the soil structure interaction, the response of solid waste landfills and the behaviour of underground structures are discussed. The actual tendency to elaborate unified codes is referred. A brief analysis of case histories is presented. The lessons learned by recent earthquakes are referred. The damages caused by earthquakes in geotechnical structures are analysed. Some considerations about the emergency plans and the role of Authorities are presented. The social economic impacts due earthquakes are referred. The education on earthquake geotechnical engineering is analysed. The role of Seismic Research Centres is referred. Some future trends are pointed out. A summary of conclusions is presented.

* Investigador Coordenador
do Laboratório Nacional de
Engenharia Civil (LNEC)
pspinto@lnec.pt
Professor Catedrático
Convidado da Faculdade de
Engenharia da Universidade
de Coimbra,
Vice Presidente da
Sociedade Internacional de
Mecânica de Solos e
Engenharia Geotécnica
(ISSMGE) para Europa

Palavras-chave - Acção sísmica; caracterização geotécnica; modelação física e matemática; efeitos locais; comportamento de estruturas geotécnicas; códigos; casos de obras; lições de sismos recentes; educação; centros de informação; desenvolvimentos futuros.

1 - INTRODUÇÃO

Desde o sismo de Niigata (1964) foram efectuados grandes progressos, nos últimos 40 anos, no desenvolvimento de uma melhor compreensão do comportamento sísmico das estruturas geotécnicas. A problemática evocada nesta comunicação procura abordar alguns destes tópicos. Faz-se referência à definição da acção sísmica e à caracterização das propriedades dinâmicas. São referidas as vantagens e as limitações dos modelos físicos. São descritos os modelos matemáticos que utilizam reologias lineares e não lineares. São abordados os efeitos locais que contribuem para a amplificação das vibrações. São analisados a estabilidade dos taludes, a avaliação do potencial de liquefacção de solos, o comportamento das estruturas de suporte, a interacção solo-estrutura, a resposta dos aterros de resíduos sólidos e o comportamento das estruturas subterrâneas. Abordase a actual tendência para a elaboração de códigos unificados. Apresenta-se uma análise sumária do estudo de casos de obras geotécnicas. Faz-se referência aos ensinamentos colhidos dos sismos mais recentes e às medidas adoptadas. Tecem-se considerações sobre a educação em engenharia sísmica geotécnica. Faz-se referência ao papel dos centros de Informação Sísmica. Os problemas tratados permitem identificar as questões em aberto e que carecem de uma maior investigação. Apresenta-se uma síntese das conclusões.

2 - ACÇÃO SÍSMICA

Em geral todos os Países com actividade sísmica dispõem de um zonamento sísmico (IAEE, 1992).

No Eurocódigo 8 (EC8) a casualidade sísmica é definida por um único parâmetro, i.e. o valor de a_g da aceleração efectiva de pico do terreno, na rocha ou no firme, designada por aceleração de projecto (Figura 1), com a probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, correspondendo a uma probabilidade de 1/475, em que:

$S_e(T)$ - ordenada do espectro de resposta,

T - período de vibração de um oscilador linear de 1 grau de liberdade

a_g - aceleração de projecto para o período de retorno de referência,

β_0 - valor máximo normalizado considerado entre T_B e T_C ,

T_B, T_C - limites do ramo constante da aceleração espectral,

T_D - valor definindo o início do intervalo constante do deslocamento do espectro,

k_1, k_2 - expoentes que influenciam a forma do espectro de vibração para o período superior a T_C e a T_D , respectivamente,

S - parâmetro de solo com o valor de 1,0 para o subsolo da classe A,

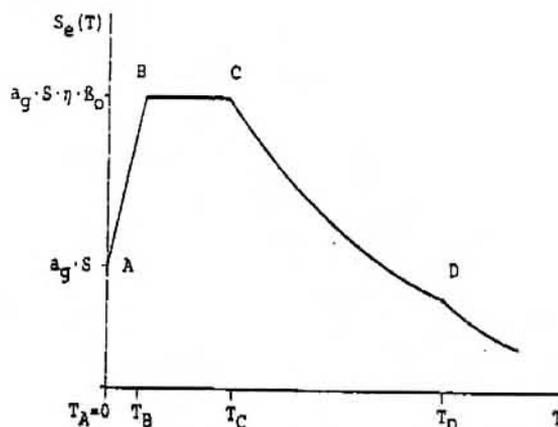


Fig. 1 – Espectro de resposta.

η - factor de correcção com o valor de referência de 1,0 para o amortecimento viscoso de 5 %.

No EC8 a acção sísmica é representada pelo espectro elástico de 3 componentes. É recomendável a utilização de dois tipos de espectro: tipo 1 se o sismo tem uma magnitude M_s superior a 5,5 e tipo 2 noutros casos.

A acção sísmica pode também ser representada por um acelerograma de velocidades ou de deslocamentos.

Um outro tipo de representação está relacionado com os sismos artificiais. O número de acelerogramas deve dar uma medida estatística estável (média e variância) sendo necessário um mínimo de 3 acelerogramas e a satisfação de outros requisitos.

Para o cálculo dos deslocamentos permanentes devem ser utilizados acelerogramas registados de sismos reais.

A utilização de acelerogramas de sismos reais ou acelerogramas simulados implica a permissão das Autoridades Nacionais.

Para estruturas com características especiais recomenda-se a utilização de modelos espaciais da acção sísmica, baseados nos princípios da propagação da onda.

A acção sísmica pode também ser representada por um processo aleatório, definido por um espectro de potência, i.e. por uma função de densidade espectral de potência.

Na definição da casualidade sísmica sente-se a necessidade de uma clarificação da terminologia utilizada para se evitar interpretações incorrectas ou simplificações inadequadas (Abrahamson, 2000).

3 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os parâmetros geotécnicos obtidos dos ensaios de laboratório e de campo para o dimensionamento sísmico estão sintetizados nos Quadros 1 e 2 (Sêco e Pinto, 1997). Os símbolos têm o seguinte significado

V_s = velocidade de propagação de ondas transversais
 V_p = velocidade de propagação de ondas longitudinais
 G_{max} = módulo de distorção máximo
 E = módulo de elasticidade
 G = módulo de distorção
 β = coeficiente de amortecimento

Quadro 1 - Ensaios de campo

Ensaios	Parâmetros		
	V_p	V_s	G_{max}
Refração	x	x	x
“Uphole”	x	x	x
“Downhole”	x	x	x
“Crosshole”	x	x	x

Quadro 2 - Ensaios de laboratório

Ensaios	Parâmetros			
	G	E	β	G_{max}
Coluna Ressonante	x	x	x	x
Triaxial Cíclico	x	x	x	
Corte simples cíclico	x	x	x	
Corte torcional cíclico	x	x	x	

Apresentam-se, na Figura 2, as curvas de variação dos módulos de distorção e dos coeficientes de variação com a deformação de corte para cascalheiras (GW), solos arenosos (SW) e solos argilosos de baixa plasticidade (CL) e de elevada plasticidade (CH) (Stokoe *et al.* 2004).

4 - CONDIÇÕES DO TERRENO

No Eurocódigo 8 (1998) os terrenos foram classificados em 5 classes A, B, C, D e E:

Subsolo da classe A – rocha ou outra formação geológica caracterizada por uma velocidade de corte V_s superior a 800 m/s;

Subsolo da classe B – formações de areias muito compactas, cascalhos ou argilas duras caracterizadas por uma velocidade de ondas de corte entre 360 m/s e 800 m/s, valores de SPT superiores a 50 pancadas e $c_u > 250$ kPa.

Subsolo de classe C – formações profundas de areias compactas a medianamente compactas, cascalhos ou argilas muito rijas com uma espessura de uma dezena a uma centena de metros e caracterizadas por uma velocidade de ondas de corte entre 160 m/s e 360 m/s, valores de SPT entre 15-50 pancadas e c_u entre 70 e 250 kPa.

Subsolo de classe D – formações de solos incoerentes soltos a médios com ou sem camadas coesivas moles ou predominantemente moles a solos coesivos médios caracterizados por velocidades de ondas de corte inferiores a 180 m/s, valores de SPT

inferiores a 15 pancadas e valores de c_u inferiores a 70 kPa.

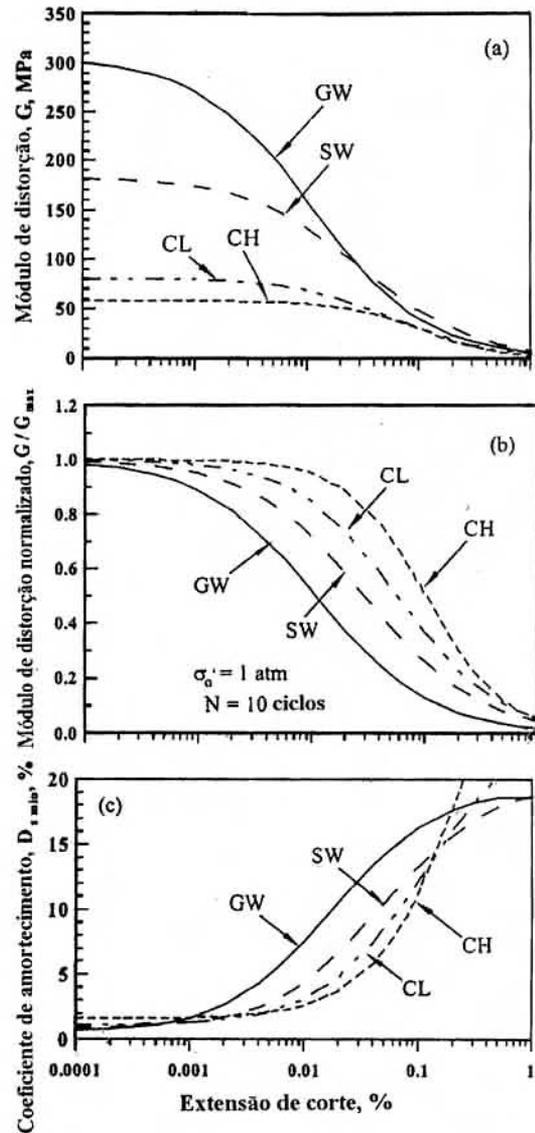


Fig. 2 - Curvas de variação dos módulos de distorção e dos coeficientes de amortecimento com a extensão de corte para os materiais GW, SW, CL e CH (segundo Stokoe *et al.*, 2004).

Subsolo da classe E – um perfil de terreno composto de uma camada aluvionar com valores de $V_{s,30}$ do tipo dos terrenos C ou D e espessura entre 5 m e 20 m, subjacente por material compacto com $V_{s,30} > 800$ m/s.

Subsolo S1 – formações com uma espessura mínima de 10 m de argilas moles/siltos com elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e elevado teor em água caracterizadas por uma velocidade de ondas de corte inferior a 100 m/s e um valor de c_u entre 10-20 kPa.

Subsolo S2 – formações de solos susceptíveis de liquefazer ou argilas sensíveis ou qualquer outro

perfil de solo não incluído nos solos dos tipos A-E ou S1.

Os valores recomendáveis para os cinco tipos de terreno para os parâmetros S , T_B , T_C , T_D e para os sismos do tipo 1 e tipo 2 constam dos Quadros 3 e 4.

Os valores recomendados do espectro de resposta dos sismos do tipo 1 e do tipo 2, para os terrenos de A a E, constam das Figuras 3 e 4.

Quadro 3 - Valores dos parâmetros para o espectro de resposta do Tipo 1

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Quadro 4 - Valores dos parâmetros para o espectro de resposta do Tipo 2

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

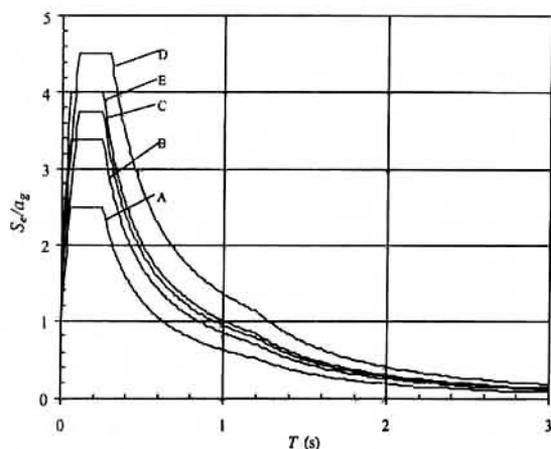


Fig. 3 - Espectro de resposta tipo 1 (segundo EC8).

O Quadro 5 mostra os valores dos parâmetros recomendados para os tipos de terreno A, B, C, D e E para o espectro vertical. Estes valores não são aplicados para os solos do tipo S1 e S2.

A classificação do EC8 com base na velocidade de propagação de ondas de corte, nos ensaios de SPT e na resistência de corte não drenada é análoga à classificação do UBC (1997) e está indicada no Quadro 6.

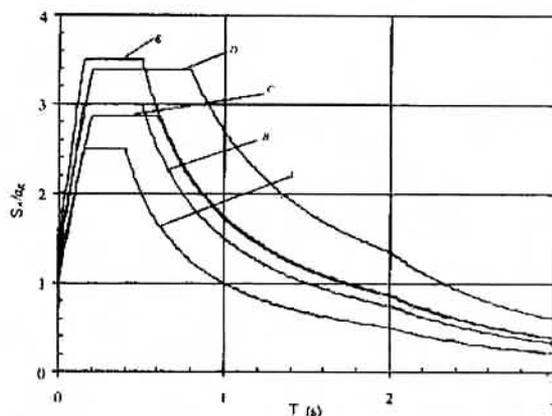


Fig. 4 - Espectro de resposta tipo 2 (segundo EC8).

Quadro 5 - Valores de parâmetros recomendados para os tipos de terreno A, B, C, D e E

Espectro	α_{vg}/α_R	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,9	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Com base no registo de movimentos e em análises lineares e não lineares, para diferentes níveis de excitação, Seed et al. (1997) propuseram as Figuras 5 e 6, em que A_0 , A e AB são rochas duras a alteradas, B são solos incoerentes a coesivos a grandes ou médias profundidades, C e D são solos de consistência média a moles e E são solos moles de elevada plasticidade.

5 - MODELAÇÃO FÍSICA E MATEMÁTICA

5.1 - Modelos físicos

Os modelos físicos são utilizados para testar as teorias e para verificar os modelos matemáticos. Não obstante as suas limitações são úteis para a compreensão dos mecanismos do comportamento dinâmico das estruturas geotécnicas. Os mais importantes são a mesa vibratória e os ensaios com centrífugadora.

Na interpretação do comportamento dos protótipos devem ser respeitadas as leis de semelhança.

Nos Quadros 7 e 8 estão sumariados alguns ensaios efectuados com a mesa vibratória e com os ensaios com centrífugadora.

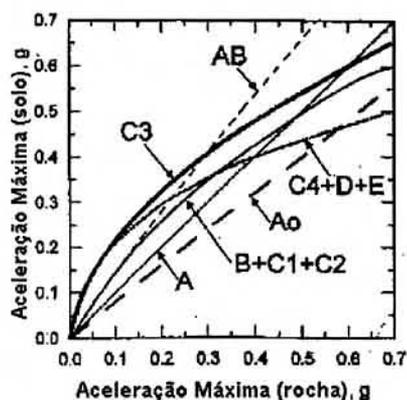
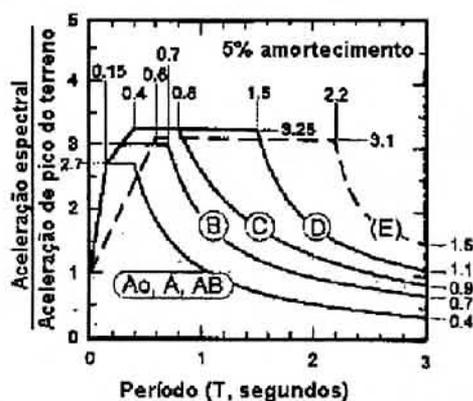
A Figura 7 ilustra a mesa vibrante 3D existente no LNEC.

5.2 - Modelos matemáticos

Os computadores constituem uma ferramenta de grande penetração na nossa sociedade e com uma crescente utilização no projecto geotécnico.

Quadro 6 - Tipos de terrenos (segundo UBC, 1997)

Perfil tipo de terreno	Descrição do terreno	Velocidade de corte V_s (m/s)	Valores de SPT	Resistência não drenada (kPa)
S_A	rocha dura	1500	----	-----
S_B	rocha	760-1500	----	-----
S_C	solo muito denso ou rocha branda	360-760	>50	>100
S_D	solo compacto	180-360	15-50	50-100
S_E	solos moles	<180	<15	<50
S_F	solos especiais			

Fig. 5 – Efeitos locais (segundo Seed *et al.*, 1997).Fig. 6 – Espectro de resposta com 5% de amortecimento (segundo Seed *et al.*, 1997).

Quadro 7 - Ensaios com mesa vibratória

Aplicação	Descrição sumária	Referência
Barragens de aterro	Modelos com 2,0 m de altura, 6,0 m de largura e taludes com inclinações 1:1.5, 1:2.0 e 1:2.5	Baba e Nagai (1987)
Liquefacção	Para investigar o efeito multidireccional do carregamento foi utilizada uma câmara com 1400 mm de altura e 1500 mm de diâmetro	Endo e Kamanobe (1995)
Estacas	Para analisar a resposta de estacas fundadas em areais sujeitas à liquefacção foi utilizada uma caixa de corte com 2x2 m e 1 m de altura	Kagawa <i>et al.</i> (1995)
Estruturas de suporte	Foi utilizado um contentor rígido com 2 m de comprimento, 2 m de largura e 0,6 m de altura com uma parede de suporte móvel	Watanabe <i>et al.</i> (1999)

Quadro 8 - Ensaios com centrífugadora

Aplicação	Descrição sumária	Referência
Liquefacção	Foram efectuadas fotografias de raios X antes e depois dos ensaios para observar os deslocamentos de esferas de chumbo	Oka <i>et al.</i> (1995)
Estruturas de suporte	Foram efectuados ensaios de uma estrutura de suporte "cantilever" com interfaces de paredes com e sem atrito	Stadler <i>et al.</i> (1995)
Estruturas enterradas	Investigação das distribuições das deformações axiais e de flexão de uma conduta flexível, ao longo do seu eixo longitudinal, durante o sismo	Tohda <i>et al.</i> (1995)
Estacas	270 estacas metálicas ocas com 2 m de diâmetro, 20 mm de espessura e 25 m a 30 m de comprimento distribuídas segundo uma malha quadrada de 7 m x 7 m	Garnier e Pecker (1999)
Barragens de aterro	Ensaio de duas barragens de aterro zonadas durante a fase construtiva e após o enchimento da albufeira	Mokimura <i>et al.</i> (1996)
Taludes reforçados	Ensaio de taludes reforçados com terraplenos com compacidades relativas de 55% e 75%	Roessig e Sitar (1999)

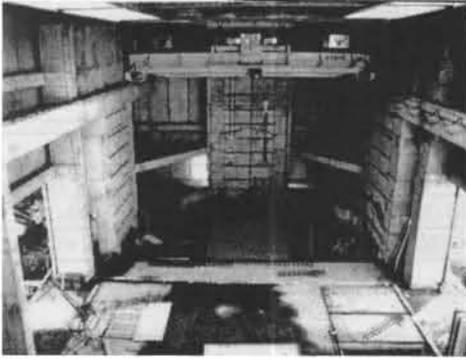


Fig. 7 - Mesa vibratória 3D existente no LNEC

No Quadro 9 estão sintetizados os programas computacionais mais utilizados na resolução de problemas sísmicos geotécnicos.

Interessa referir que os programas SHAKE e FLAC baseados em tensões totais têm grande aplicação e que a utilização de programas em tensões efectivas em face da sua complexidade é mais restrita.

Em virtude destes modelos serem elásticos as deformações permanentes não podem ser calculadas por este tipo de análises e são estimadas com base nos valores das tensões estáticas e tensões sísmicas e deformações obtidas de ensaios de laboratório (ensaios

triaxiais cíclicos ou ensaios de corte simples cíclicos) (Sêco e Pinto, 1999a).

Para se ultrapassar estas limitações foram desenvolvidos modelos de geração e dissipação de pressões intersticiais recorrendo à teoria de elasticidade incremental ou plasticidade.

Os modelos elásticos incrementais consideram um comportamento não linear e hysterético para o material e os efeitos de carga e de descarga foram modelados pelo critério de Masing com a incorporação da geração das pressões intersticiais pelo carregamento sísmico (Lee e Finn, 1978; Finn *et al.*, 1986).

Para os modelos baseados na teoria de plasticidade o modelo de superfície de cedência múltipla (Prevost, 1993) e o modelo de 2 superfícies (Mröz *et al.*, 1979) têm revelado grande potencial.

Os modelos endocrónicos foram refinados com a inclusão do endurecimento cinemático para satisfazer o postulado de Drucker e o fecho dos ciclos hysteréticos (Bazant e Krizek, 1982).

O modelo "cam clay" modificado para carregamento cíclico foi proposto por Carter *et al.* (1982), em face de nas argilas saturadas sujeitas a um carregamento e posterior descarregamento as deformações permanentes ocorrerem mais cedo. As previsões exibem muitas das tendências que foram observadas em ensaios de laboratório envolvendo carregamento cíclico de argilas saturadas.

Quadro 9 - Programas computacionais

Programa	Principais características	Referências
SHAKE	Análise 1D considerando um modelo linear equivalente	Schanabel <i>et al.</i> (1972)
QUAD 4	Análise 2D considerando um modelo linear equivalente	Idriss <i>et al.</i> (1973)
CHARSOIL	Análise não linear 1D considerando uma representação Ramberg-Osgood das características	Streeter <i>et al.</i> (1973)
FLUSH	Análise 3D do sistema solo-estrutura considerando um modelo linear equivalente	Lysmer <i>et al.</i> (1975)
GADFLEA	Análise da geração e dissipação das pressões intersticiais de formações terrosas estratificadas horizontais	Booker <i>et al.</i> (1976)
PLUSH	Modelo probabilístico da acção sísmica considerando um modelo linear equivalente	Romo <i>et al.</i> (1980)
MASH	Análise 1D de formações terrosas estratificadas horizontais considerando um comportamento viscoelástico não linear para o solo	Martin e Seed (1978)
DESRA-2	Análise não linear 1D em tensões totais e tensões efectivas	Lee e Finn (1978)
DYNAFLOW	Modelo 2D elastoplástico em tensões efectivas baseado nas equações de Biot	Prevost (1981, 1993)
TLUSH	Análise 3D considerando um modelo linear equivalente	Takaaki <i>et al.</i> (1981)
SASSI	Análise 3D considerando um modelo linear equivalente para o sistema solo-estrutura	Lysmer <i>et al.</i> (1981)
DIANA	Modelo 2D elastoplástico	Kawai (1985)
TARA-3	Modelo 2D hysterético não linear	Finn <i>et al.</i> (1986)
FLAC	Análise 2D elastoplástica não linear em diferenças finitas	Cundall e Board (1988)
DINAPLANO	Análise 2D considerando um modelo linear equivalente	Serra (1989)
DYSAC2	Modelo 2D elastoplástico não linear	Mureleetharan <i>et al.</i> (1991)
SHAKE 91	Análise 1D considerando um modelo linear equivalente	Idriss e Sun (1992)
CyberQuake	Análise 1D considerando um modelo elastoplástico	Modaresi <i>et al.</i> (1997)
ABAQUS	Análise 2D considerando um modelo elástico plástico hysterético	Hibbit <i>et al.</i> (2001)

5.3 - Verificação e validação dos modelos

A verificação e validação de modelos têm merecido uma atenção crescente.

É importante sublinhar que devido à incorporação da interação sísmica estrutura-fundação e os efeitos não lineares dos materiais os programas computacionais têm uma elevada complexidade.

Sargent (1990) introduziu os conceitos de verificação e validação dos modelos e as relações estabelecidas entre os três conceitos: o problema físico, o modelo conceptual e o modelo computacional e sua implementação numérica (ver Figura 8).

A verificação procura assegurar que o programa computacional é correcto e representa o modelo computacional e validação aplica-se essencialmente para o modelo computacional e para a possibilidade de reproduzir satisfatoriamente o fenómeno físico.



Fig. 8 – Relações entre o problema físico, o modelo conceptual e o modelo computacional (segundo Sargent, 1990).

6 - EFEITOS LOCAIS

6.1 - Amplificação do local

A Figura 9 ilustra a influência das condições locais na amplificação das acelerações, segundo uma proposta de Seed e Idriss (1982). Consta-se que os valores propostos para os locais de solos moles, quando confrontados com as observações dos sismos recentes, estão por defeito (Correia, 2003).

Idriss (1990) mostrou, com base no registo de sismos, que as acelerações de pico observadas em solos moles foram superiores aos valores registados em terrenos rochosos (Figuras 10 e 11). Interessa referir que a elevada qualidade dos registos dos sismos recentes Northridge (1994), Hyogo-ken-Nambu (1995), Kocaeli (1999), Chi-Chi (1999) e Tottoriken (2000) confirmam a proposta de Idriss (1990).

Kokusho e Matsumoto (1997) propuseram, com base em registos de quatro “arrays” verticias e uma análise inversa do sismo Hyogoken-Nanbu, a Figura 12.

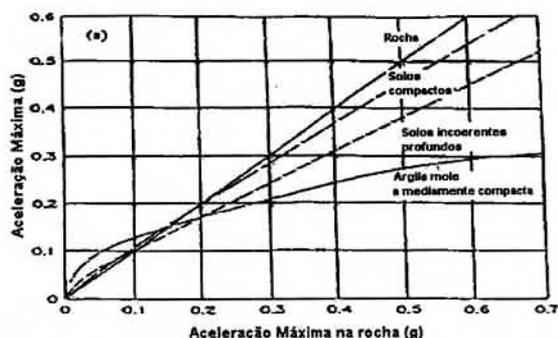


Fig. 9 - Influência das condições locais na resposta do sítio (segundo Seed e Idriss, 1982).

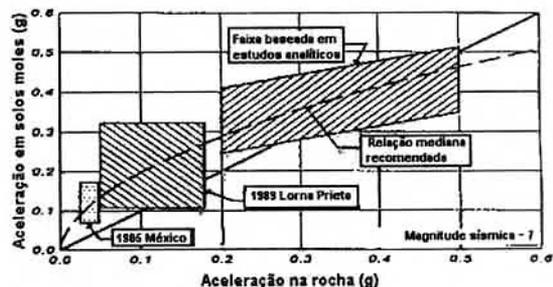


Fig. 10 - Influência das condições locais na resposta do sítio (segundo Idriss, 1990).



Fig. 11 - Amplificação observada no sismo de Loma Prieta (1989).

Esta tendência dos solos Pleistocénicos é semelhante à proposta de Idriss (1990) para os terrenos rochosos.

Os “downhole arrays” são úteis para: (i) a compreensão da resposta sísmica do terreno; e (ii) para a aferição dos modelos experimentais e matemáticos. Neste contexto interessa referir a existência dos seguintes “downhole arrays”: (i) Lotung, Taiwan, instalado pelo “Electric Power Research Institute” (EPRI) em co-operação com o

“Taiwan Power Company” (TPC), numa zona aluvionar composta de areia siltosa com 3-40 m de espessura, e o nível freático a 1m da superfície, em que a instrumentação de campo incluiu 3 “arrays” lineares de superfície e 2 “downhole arrays” triaxiais (ver Figura 13) até uma profundidade de 47 m, tendo sido registados 16 sismos com magnitudes entre 4,5 a 7,0, no período de 1985 - 1986 (Tang, 1987); (ii) Wildlife Refuge (California) em que 3 arrays biaxiais e 6 piezómetros, instalados em 1982, possibilitaram o registo de liquefacção induzida no local (Youd e Wieczorek, 1984); (iii) Port Island (Japão) em que um array com 4 acelerómetros “downhole”, localizados à superfície e a 16 m, 32 m e 83 m de profundidade, instalado em 1991, possibilitou o registo do sismo de Kobe (Iwasaki, 1995) e forneceu um conjunto de registos que mostraram uma amplificação devido aos efeitos locais; (iv) o Euroseistest instalado em Salonica – Grécia com o objectivo de estudar os efeitos num vale aluvionar composto de camadas de areias siltosas subjacentes a um xisto alterado e a um gneisse, em que os registos obtidos de uma rede de acelerómetros possibilitaram a análise dos eventos no domínio da frequência e do tempo (Pitilakis *et al.*, 2001).

Interessa ainda referir a importância dos seguintes factores na amplificação das vibrações e nos efeitos locais: (i) conteúdo de frequência dos sismos; (ii) duração dos sismos; (iii) efeitos de ressonância devidos à proximidade do período fundamental do estrato com o período predominante do sismo; (iv) os efeitos 3D do vale e da bacia; (v) os efeitos de directividade; e (vi) o comportamento não linear das formações.

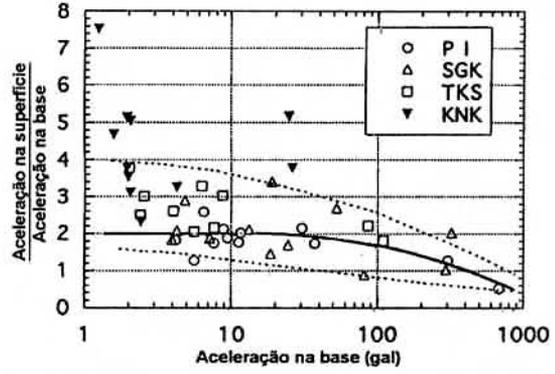


Fig. 12 - Relação entre a máxima aceleração horizontal e a aceleração máxima na base (segundo Kokusho e Matsumoto, 1997).

$$\text{Aceleração da superfície} / \text{Aceleração da base} = 2.0 \exp(-1.7 \text{ Aceleração}/980) \quad (1)$$

6.2 – Neotectónica

As condições tectónicas devem incluir os mecanismos tectónicos, a localização e descrição das falhas (normal, desligamento horizontal e inversa) e a estimativa da actividade das falhas (taxa média de deslizamento, deslizamento por evento, intervalo de tempo entre sismos de forte intensidade, comprimento e efeitos de directividade, etc). Estes factores são importantes na avaliação do risco (Coelho, 1993).

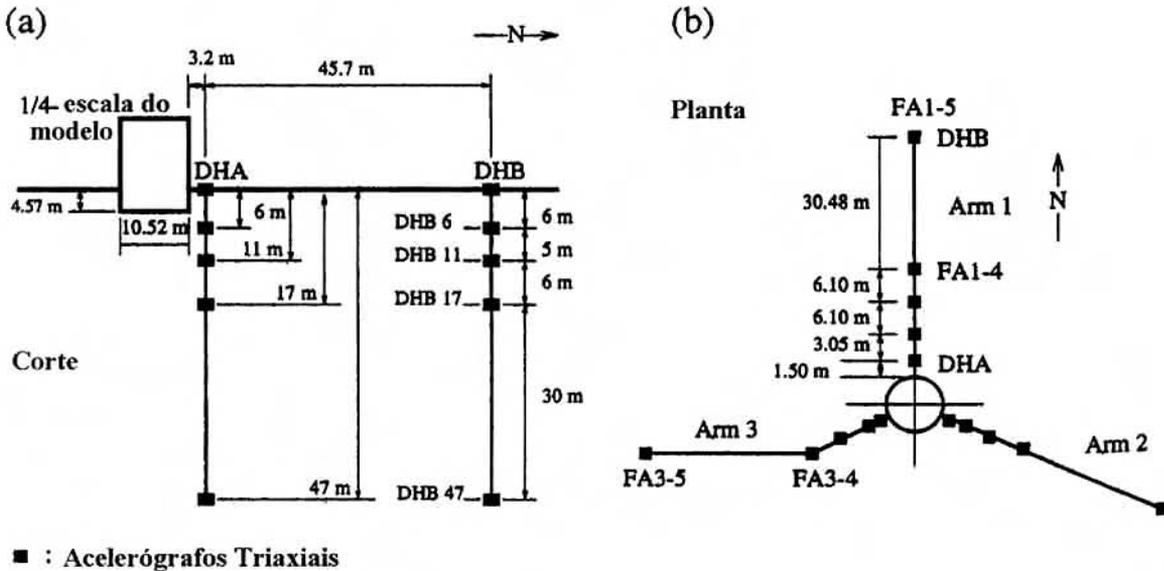


Fig. 13 - Instrumentação instalada em Lotung (segundo Tang, 1987).

A determinação da actividade tectónica implica a análise geomorfológica qualitativa de fotografias aéreas e dos mapas topográficos. O sistema GPS é outro meio poderoso para a monitorização da mobilidade da crosta.

Cluff *et al.* (1982) propuseram a seguinte classificação para os movimentos: muito baixos a baixos de 0,001 mm/ano a 0,01 mm/ano, médios a elevados de 0,1 mm/ano a 1 mm/ano e muito elevados a extremamente elevados de 10 mm/ano a 100 mm/ano.

A prática corrente é determinística em que a determinação dos parâmetros sísmicos está associada à identificação de falhas críticas activas, que exibiram movimentos no Quaternário.

Em geral uma falha pode ser considerada activa quando, sendo razoavelmente identificada e localizada, tenha exibido movimentos da falha ou evidências geológicas de movimentos durante o período Holocénio (11 000 anos) e que devido à sua localização possa originar movimentos durante a vida útil das estruturas.

O estudo das falhas pode ser efectuado em vários níveis: (i) investigações regionais ao longo de um raio de 150-200 km, de forma a dar um panorama global; (ii) investigações locais ao longo de 50 km de raio; e (iii) falhas que intersectam o local da estrutura e com especial significado para o seu comportamento.

Para se avaliar o potencial de deslizamento de uma superfície subjacente a uma estrutura é recomendável a escavação de diversas valas, com 3 a 4 metros de profundidade e 30 a 50 metros de comprimento, e sua inspecção, no sentido de se efectuar o mapeamento geológico.

Recentemente a investigação sobre a actividade de falhas teve novos desenvolvimentos através do método "Geo-slicer", que consiste na introdução no terreno de estacas metálicas, com a secção em U, juntamente com placas metálicas que são retiradas para a colheita de amostras indeformadas do terreno. Este método revela-se mais vantajoso quando comparado com a abertura de valas pela facilidade na colheita de amostras e sua posterior análise em laboratório (Tamura *et al.*, 2000).

Quando as falhas activas são cobertas por terrenos aluvionares podem ser utilizados os métodos de reflexão sísmica, prospecção sónica, eléctrica, electromagnética, gravítica e radioactiva (Takahashi *et al.*, 1997). O método de reflexão sísmica revela-se favorável na localização das falhas e confirma a variação dos deslocamentos acumulados da falha com o aumento da idade do estrato.

A anterior actividade tectónica recente e a evidência histórica e instrumental permitem completar o conjunto de informação sobre a rotura das falhas da fundação de uma estrutura.

Na análise determinística utiliza-se a mediana ou o percentil 84 na definição da acção sísmica. A opção por uma ou outra situação depende da taxa do deslizamento da falha e da casualidade sísmica.

Para taxas de deslizamento baixas (cerca de 0,1mm/ano ou menor) a mediana é apropriada. Para taxas de deslizamento elevadas (cerca de 0,5 mm/ano ou superior) o percentil 84 é mais apropriado. Devem ser considerados diversos cenários e para falhas próximas do local da estrutura é conveniente a incorporação dos efeitos de directividade.

6.3 – Relações de atenuação

As relações de atenuação são influenciadas pelos ambientes tectónicos, sendo a casualidade sísmica dependente da ocorrência de: sismos superficiais em regiões tectónicas activas, sismos em zonas de subdução e sismos superficiais em regiões continentais estáveis.

Das diversas leis de atenuação propostas interessa referir: (i) o modelo de Idriss (1995) com uma componente horizontal; (ii) e os modelos de Sadigh *et al.* (1997) e de Abrahamson e Silva (1997) em que é utilizada somente uma componente vertical.

Sommerville (1998) mostrou que os efeitos de directividade têm um efeito significativo nos movimentos de elevados períodos para os locais próximos das falhas.

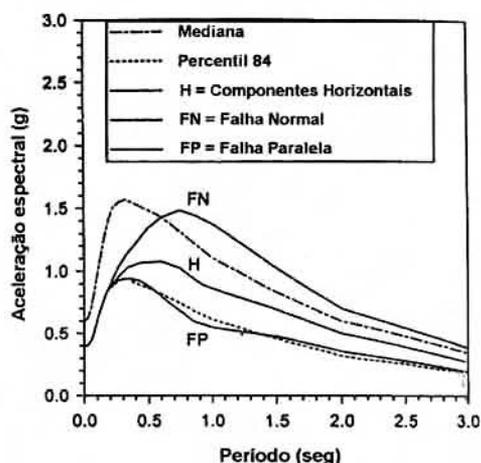


Fig. 14 – Relações de atenuação (segundo Sommerville, 1998).

6.4 – Amplificação devido aos factores topográficos

O Eurocódigo 8 recomenda a utilização de factores de amplificação para acção sísmica para incorporar os efeitos topográficos na verificação da estabilidade dos taludes com alturas superiores a 30 m.

Foram propostas as seguintes recomendações:

(i) para taludes com inclinações inferiores a 15° podem ser desprezados os efeitos topográficos;

(ii) para taludes e arribas isolados deve ser utilizado um valor de $S \geq 1,2$;

(iii) para taludes com inclinações $> 30^\circ$ deve ser utilizado um valor de $S \geq 1,4$ e um valor de $S \geq 1,2$ para taludes inferiores;

(iv) na presença de estratos soltos com uma espessura superior a 5 m deve ser utilizado, como mínimo, o menor valor indicado em (ii) e (iii) incrementado do valor de 20%.

O EC8 não faz referência aos modelos 2D ou 3D e às amplificações das frequências observadas nestes modelos.

Contudo Paolucci e Rimaldi (2002) mostraram que os factores de amplificação para as análises 2D são da mesma ordem de grandeza que os dos EC8, mas para as análises 3D os valores são 25% mais elevados.

Para avaliar a amplificação topográfica é importante separar esse efeito da amplificação local. A amplificação topográfica varia com o conteúdo de frequências do sismo.

Um exemplo recente de amplificação topográfica ocorreu nas escarpas costeiras de “Pacific Palisades”, durante o sismo de Northridge de 17 de Janeiro de 1994. Os taludes com 40 a 60 m de altura e inclinações entre 45 a 60 graus sofreram roturas.

Estudos paramétricos conduzidos por Idriss (1968) em taludes de argila com inclinações de 27 a 45 graus, utilizando o método de elementos finitos, mostraram que a aceleração de pico é maior no coroamento da superfície do que na base do talude mas, comparando o valor da aceleração de pico no coroamento com zonas afastadas do mesmo, em algumas situações a aceleração no coroamento era superior enquanto noutras situações a diferença era pequena. O período natural da coluna de solo, atrás do coroamento do talude, foi responsável pela maior amplificação da acção sísmica do que a geometria do talude.

Ashford *et al.* (1997) concluíram que os efeitos topográficos podem ser normalizados em função da relação altura do talude e comprimento de onda do movimento e a sua orientação, de acordo com a relação proposta na Figura 15.

7 - ESTABILIDADE DOS TALUDES

Para os taludes naturais ou artificiais deve ser efectuada a análise da sua estabilidade sísmica para ser assegurada a verificação dos estados limites últimos e de utilização.

Constitui prática corrente a utilização dos seguintes métodos de análise: (i) métodos pseudo-estáticos simplificados; (ii) modelos de blocos

rígidos; e (iii) análise dinâmica recorrendo-se ao método dos elementos finitos (Sêco e Pinto, 2001a).

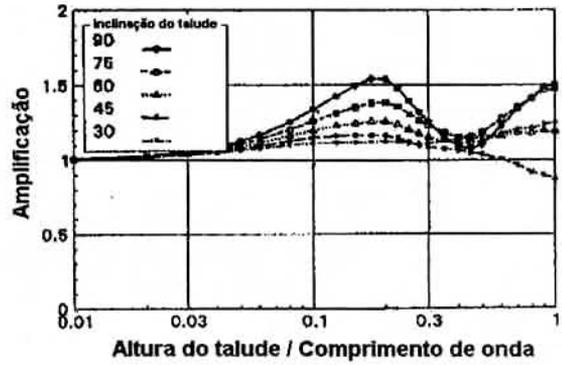


Fig. 15 – Efeitos de amplificação em taludes inclinados (segundo Ashford *et al.*, 1997)

Nos métodos pseudo-estáticos as forças de inércia sísmicas horizontal e vertical podem ser obtidas das expressões (EC8, 1998):

$$F_H = 0,5 \alpha_{gr} \gamma_f S W / g \quad (2)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \text{ (para } \alpha_{vg} / \alpha_{gr} > 0,6) \quad (3)$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \text{ (para } \alpha_{vg} / \alpha_{gr} < 0,6) \quad (4)$$

em que α_{vg} é a aceleração sísmica na direcção vertical, α_{gr} é a aceleração de pico para o terreno da classe A, γ_f é o factor importância da estrutura, S é o parâmetro do solo e W é o peso da massa deslizante.

Os métodos pseudo-estáticos não devem ser utilizados em solos com o desenvolvimento de pressões intersticiais ou com uma degradação da resistência, devidos ao carregamento cíclico.

Para solos saturados em zonas em que $\alpha_{gr} \gamma_f S > 0,15$ é importante incorporar a degradação da resistência e o aumento da pressão intersticial.

Areias densas exibindo forte dilatância não apresentam redução de resistência não drenada. Os métodos simplificados para o cálculo de deformações propostos por Newmark (1965), Sarma (1975), Sarma e Chowdhury (1996) e Makdisi e Seed (1977) dão uma resposta razoável para locais de baixa a média sismicidade.

O modelo de bloco deslizante de Newmark considera somente a componente longitudinal e foi generalizado por Elms (2000) para incluir as componentes lateral e vertical do sismo.

Para taludes de grandes dimensões sujeitos a sismos de elevada intensidade devem ser utilizados modelos mais sofisticados. Diversos programas de elementos finitos recorrendo ao modelo linear equivalente em tensões totais foram desenvolvidos para as situações 1D (Schanabel *et al.*, 1972), 2D (Idriss *et al.*, 1973; Lysmer *et al.*, 1974) e pseudo 3D (Lysmer *et al.*, 1975).

Para ultrapassar as limitações dos modelos em tensões totais foram desenvolvidos os modelos hysteréticos não lineares, com geração e dissipação de pressões intersticiais, utilizando uma teoria elastoplástica.

Os dados existentes, ainda que restritos, apontam para um bom comportamento de taludes reforçados durante a ocorrência de um sismo e mostram que a técnica de reforço de terrenos permite a construção de aterros económicos com taludes inclinados.

Kramer e Paulsen (2004) propuseram um modelo para o cálculo de deformações permanentes que incorpora os mecanismos: (i) de corte do terreno na zona reforçada e na sua vizinhança; (ii) de cedência do reforço; e (iii) de tracção do reforço. Este modelo foi calibrado através de ensaios com mesa vibratória e com centrifugadora.

O comportamento dos taludes rochosos durante a ocorrência dos sismos tem merecido crescente interesse (ver Figura 16).



Fig. 16 - Comportamento de um talude rochoso durante o sismo de Northridge, 1994.

O Manual do TC4 (1999) da ISSMGE apresenta métodos para a análise de estabilidade de taludes rochosos baseados na dureza das rochas e nas características das falhas propostos por Kanagawa Prefectural Government (Japão) e Mora e Vahrson.

Mora e Vahrson (1993) propuseram um método para previsão de deslizamentos de taludes com base na análise de roturas de taludes na América Central, após a ocorrência de sismos ou de chuvas intensas. Neste método foram considerados três factores: expansibilidade, litologia e humidade natural do terreno.

Foram ainda considerados dois factores adicionais: a sismicidade e a intensidade de chuva. Pela combinação destes factores, o grau de

casualidade de rotura do talude foi definido através da equação:

$$H_1 = (S_r \cdot S_l \cdot S_h) \cdot (T_s + T_p) \quad (5)$$

em que,

H_1 é o índice de casualidade do deslizamento

S_r é o valor do índice relativo de expansibilidade

S_l é o valor da susceptibilidade da litologia

S_h é o valor do índice de influência da humidade natural do terreno

T_s é o valor da influência da intensidade sísmica

T_p é o valor da intensidade de precipitação.

Os valores destes índices são fornecidos pelos autores através de diversos quadros.

8 - LIQUEFACÇÃO DOS SOLOS

8.1 - Avaliação do potencial de liquefacção

Os métodos disponíveis para a avaliação do potencial de liquefacção de uma formação arenosa saturada são baseados em ensaios de laboratório e ensaios de campo (Sêco e Pinto *et al.*, 1997).

Em geral, são utilizados os seguintes ensaios de laboratório: (i) ensaios triaxiais cíclicos; (ii) ensaios de corte simples cíclicos; (iii) ensaios de corte torcional cíclicos. Devido às dificuldades na obtenção de amostras indeformadas de elevada qualidade são utilizados os seguintes ensaios de campo: ensaios de SPT e ensaios de CPT, ensaios de cone sísmico, ensaios de dilatómetro plano e ensaios para determinação das propriedades eléctricas.

Para estimar a resistência à liquefacção a partir das velocidades de ondas de corte são utilizadas duas metodologias: (i) métodos baseados numa combinação entre a velocidade de ondas de corte e ensaios de laboratório obtidos de amostras indeformadas colhidas em amostradores de tubo e amostras colhidas por técnicas de congelamento (Tokimatsu *et al.*, 1991); (ii) métodos baseados na medição de velocidade de ondas de corte e sua correlação com a resistência de liquefacção, através de observações de campo (Stokoe *et al.*, 1999).

A tensão de corte sísmica τ_c pode ser determinada pela expressão simplificada:

$$\tau_c / \sigma'_{vo} = 0,65 \alpha \sigma_{vo} / \sigma'_{vo} r_d \quad (6)$$

em que α é o valor da aceleração do terreno do projecto, σ_{vo} é a tensão total geoestática, σ'_{vo} é a tensão efectiva geoestática e r_d é o factor de redução da tensão. Esta expressão não deve ser aplicada para profundidades superiores a 20 m. O nível de tensões deve ser multiplicado pelo coeficiente de segurança de 1,25.

A determinação da tensão geoestática normalizada pode ser obtida multiplicando o valor

de SPT ou CPT pelo factor $(100/\sigma_v^2)^{1/2}$. Este factor de normalização não deve ser inferior a 0,5 ou superior a 2,0.

A Figura 17 ilustra a proposta de Seed et al (1985).

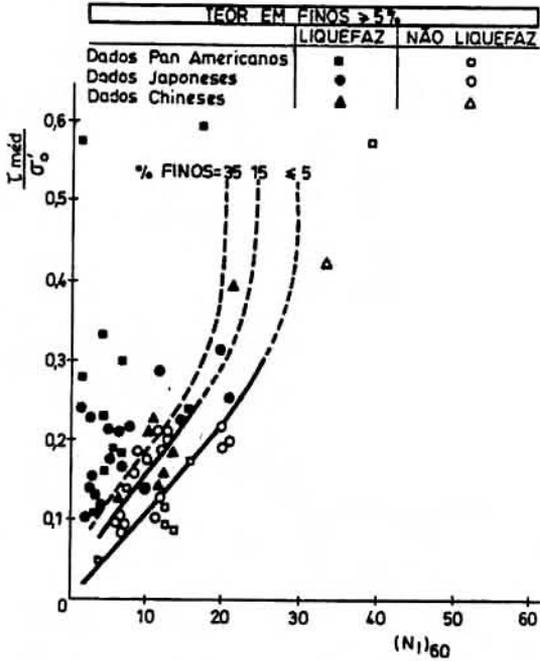


Fig. 17 - Avaliação do potencial de liquefacção (segundo Seed et al., 1985).

Uma nova proposta foi apresentada por Cetin et al. (2001) (Figura 18) e que os autores consideram um avanço em relação às propostas anteriores em face de incorporar: (i) os dados dos sismos recentes; (ii) as correcções devido à presença dos finos; (iii) a experiência de uma melhor compreensão e interpretação dos ensaios de SPT; (iv) a resposta do local; (v) os casos de obra de mais de 200 sismos; (vi) a teoria Baysiana.

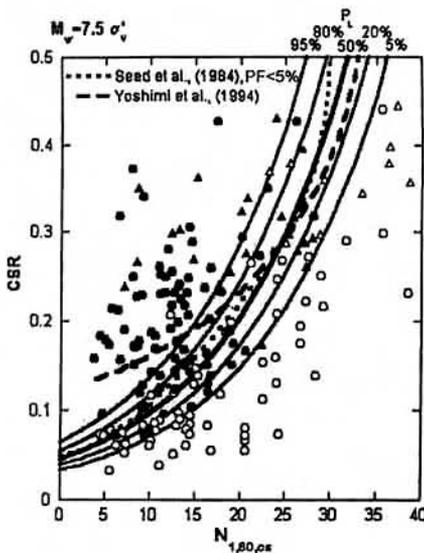


Fig. 18 - Proposta probabilística para a análise de liquefacção (segundo Cetin et al., 2001)

O EC8 utiliza para factores correctivos de magnitude do sismo os valores propostos por Ambraseys (1988), baseados em ensaios de campo, que são diferentes dos recomendados por Seed e Idriss (1982) e dos propostos por NCEER (1997), baseados em ensaios de laboratório. As três propostas estão condensadas no Quadro 10.

Quadro 10 - Factores correctivos de magnitude

Magnitude M	Seed e Idriss (1982)	NCEER (1997)	Ambraseys (1988)
5,5	1,43	2,20	2,86
6,0	1,32	1,76	2,20
6,5	1,19	1,44	1,69
7,0	1,08	1,19	1,30
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,84	0,67
8,5	0,89	0,72	0,44

Uma nova proposta apresentada por Seed et al. (2001), com uma síntese de diversos autores, encontra-se na Figura 19.

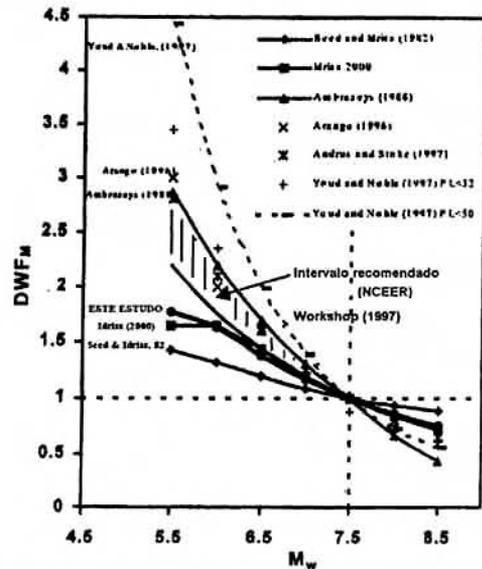


Fig. 19 - Recomendações para correlações com a magnitude (segundo Seed et al., 2001).

Com base numa análise de resposta de locais para 2600 sismos foi apresentada uma nova proposta para a variação de r_d (Figura 20) que incorpora a intensidade da vibração, a magnitude e a estratigrafia do local (Cetin e Seed, 2000).

A Figura 21 ilustra uma comparação entre a proposta do NCEER e do EC8 (pré-norma) para avaliar a susceptibilidade à liquefacção com base nos ensaios de velocidade de propagação de ondas de corte. Interessa referir que a proposta do EC8 se baseia em dados limitados, compilados por

Robertson *et al.* (1992), enquanto que a proposta do NCEER integra resultados mais recentes.

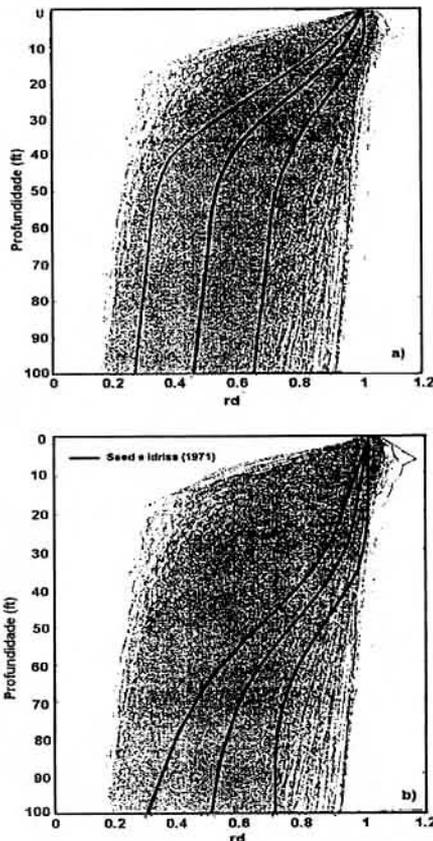


Fig. 20 - Valores de r_d (segundo Cetin e Seed, 2001).

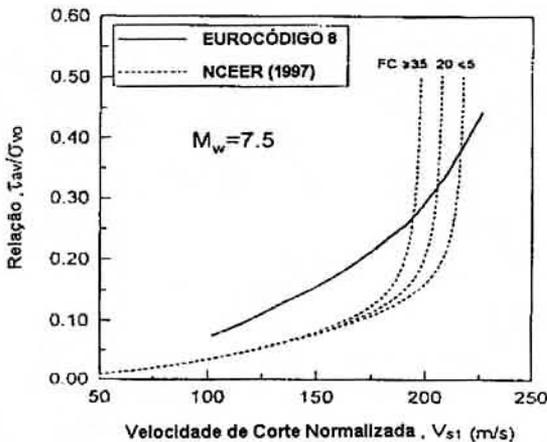


Fig. 21 - Comparação entre a proposta do EC8 (pré-norma) e do NCEER (1997).

Contudo o EC8 (norma) considera que estas correlações estão ainda em desenvolvimento e que se torna necessário a assistência de um especialista (Sêco e Pinto, 2001 b).

A importância deste tópico tem aumentado e Furuta e Yamamoto (2000) propuseram a análise da

resistência de liquefacção através da tomografia sísmica.

Tendo em conta as dificuldades na realização de ensaios CPT e SPT em solos com cascalho, têm sido apresentadas propostas para a avaliação da susceptibilidade à liquefacção destas formações com base em ensaios sísmicos que possibilitam a medição da velocidade de propagação de ondas de corte V_s , (Andrus *et al.*, 1999; Stokoe *et al.*, 1999).

Um método probabilístico considerando as incertezas no processo de liquefacção foi proposto por Todorovsha e Trifunac (1999).

A resistência à liquefacção de areias siltosas para várias situações de teor em silte e pressão de confinamento foram investigadas por Amini e Qi (2000).

A resistência pós-liquefacção de formações siltosas é inferior à resistência de areias, mas siltes moderadamente densos a profundidades reduzidas são dilatantes e são mais resistentes às grandes deformações do que areias limpas (Youd e Gilstrap, 1999).

Através da realização de ensaios triaxiais cíclicos Bray *et al.* (2004) mostraram que o critério chinês proposto por Seed e Idriss (1982) para análise de liquefacção de areias siltosas não era fiável, tendo considerado o índice de plasticidade como o melhor indicador. Os autores concluíram que solos soltos com $IP < 12$ e $w/w_L > 0,85$ eram susceptíveis à liquefacção e solos soltos com $12 < IP < 20$ e $w/w_L > 0,85$ eram sistematicamente mais resistentes à liquefacção, embora sujeitos à mobilidade cíclica, e que solos com $IP > 20$ não eram sujeitos à liquefacção.

Interessa ainda referir que o EC8 (1998) - Parte 5 considera não existir risco de liquefacção quando o valor de cálculo da aceleração da fundação é inferior a 0,15 e, simultaneamente, se verifica uma ou mais das seguintes condições: (i) as areias têm um teor em argila superior a 20 % com um índice de plasticidade > 10 ; (ii) as areias têm um teor de silte superior a 10% e, simultaneamente, $(N_1)_{60} > 20$; e (iii) as areias são limpas, com $(N_1)_{60} > 25$.

Interessa ainda referir os grandes desenvolvimentos obtidos na liquefacção através do programa VELAC (Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Tests), em que se procurou calibrar os resultados dos modelos numéricos através da realização de ensaios com centrífugadora, envolvendo oito universidades dos Estados Unidos da América e do Reino Unido (Arulanandan e Scott, 1993, 1994), e do programa CANLEX (Cooperation Canadian Liquefaction Experiments), que envolveu a indústria, consultores, universidades tendo incorporado à colheita e caracterização de amostras arenosas com elevada qualidade (Robertson *et al.*, 1995).

8.2 - Resistência pós-liquefacção

Para a determinação da resistência pós-liquefacção devem ser consideradas as seguintes variáveis: fábrica, tipo de compactação, direcção de carregamento, índice de vazios e tensão de confinamento inicial (Byrne e Beaty, 1999).

A Figura 22 ilustra uma relação entre o valor de SPT e a resistência residual obtida de ensaios de laboratório proposta por Seed e Harder (1990), após uma interpretação cuidadosa de vários casos de obra.

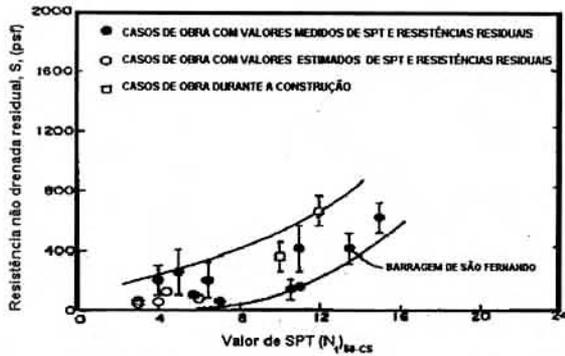


Fig. 22 - Relação entre $(N_1)_{60}$ e a resistência residual não drenada (segundo Seed and Harder, 1990).

Ishihara *et al.* (1990) propuseram uma relação entre a resistência residual do solo e os valores de SPT corrigidos, baseada numa análise de casos de obras (Figura 23). Também Ishihara *et al.* (1990), com base em registos de sismos que provocaram roturas em barragens de aterro, barragens de estêreis e diques, propuseram uma relação entre a resistência residual normalizada e o ensaio de CPT (Figura 24).

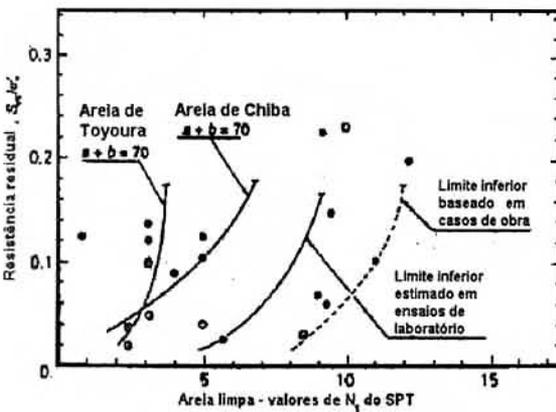


Fig. 23 - Relação entre a resistência residual normalizada e os ensaios de SPT (segundo Ishihara *et al.*, 1990).

Alba (2004) propôs o modelo de Bingham, com base na realização de ensaios triaxiais de grandes amostras, para simular a resistência residual de uma areia após liquefacção.

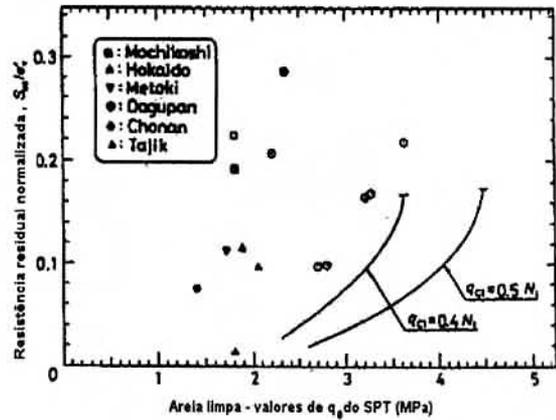


Fig. 24 - Relação entre a resistência residual normalizada e os ensaios de CPT (segundo Ishihara *et al.*, 1990).

8.3 - Avaliação das deformações

A avaliação das deformações pós-liquefacção tem merecido um crescente interesse (Figura 25).



Fig. 25 - Deslocamentos pós-liquefacção (sismo de Kobe, 1995).

Por combinação da razão da tensão de corte cíclica com os valores dos ensaios SPT normalizados Tokimatsu e Seed (1987) propuseram a Figura 26 para a determinação das deformações volumétricas.

Para a determinação do assentamento do terreno devido à liquefacção de formações arenosas, baseado no conhecimento do coeficiente de segurança para liquefacção e na compactidade relativa convertida para o valor N_1 , Ishihara (1993) propôs a Figura 27.

A Figura 28 ilustra uma proposta de Shamoto *et al.* (1998) com base nos ensaios SPT.

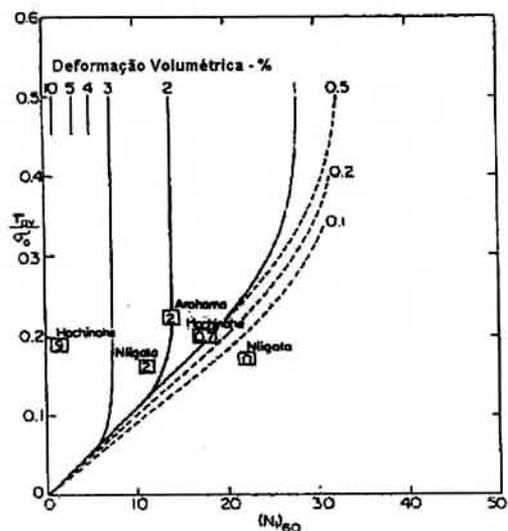


Fig. 26 - Correlação entre a deformação volumétrica e os ensaios de SPT (segundo Tokimatsu e Seed, 1987).

8.4 - Medidas mitigadoras

O tratamento do terreno para minimizar a liquefação, de acordo com o EC8, deve incluir a compactação do terreno ou sua drenagem para reduzir a pressão intersticial. A utilização de estacas deve ser considerada com cuidado devido ao acréscimo de esforços induzidos nas estacas por camadas liquefeitas e pela dificuldade na localização destas camadas.

As medidas para minimizar os efeitos da liquefação podem ser classificadas em duas categorias (TC4 ISSMGE, 2001; INA, 2001): (i) prevenção da liquefação; e (ii) redução de danos devidos à liquefação. As medidas para prevenir a ocorrência de liquefação devem incluir o tratamento dos terrenos e a melhoria das condições das tensões, deformações e pressões intersticiais instaladas. As medidas para reduzir os danos devidos à liquefação devem incluir o reforço da fundação (caixões, microestacas), elevação da estrutura devido às deformações do terreno, e o controlo das deformações do terreno após liquefação.

9 - ESTRUTURAS DE SUPORTE

As lições colhidas na observação do comportamento das estruturas de suporte de gravidade durante a ocorrência dos sismos permitem seleccionar a influência dos seguintes factores, pese embora a existência de uma interpenetração entre eles: (i) aumento das pressões sísmicas dos solos; (ii) variação das pressões hidrodinâmicas no tardoz; (iii) diminuição das forças estabilizadoras devidas ao peso próprio da estrutura; (iv) incremento das pressões intersticiais e consequente redução das tensões efectivas; e (v)

liquefação dos materiais que incorporam o tardoz ou fundação.

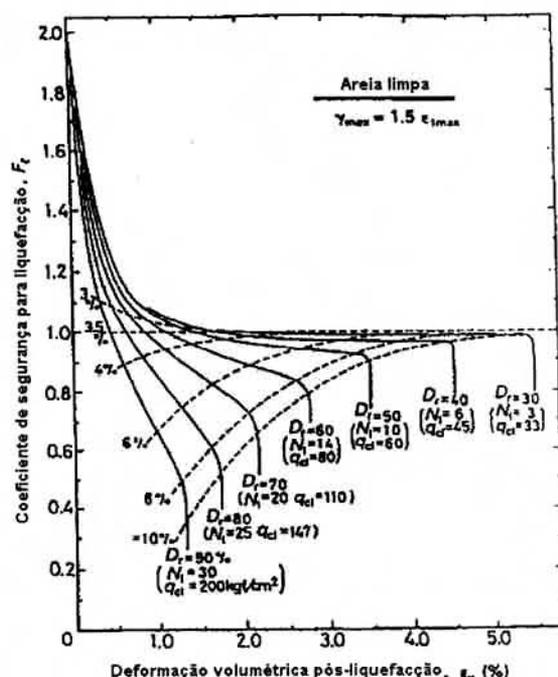


Fig. 27 - Deformação volumétrica pós-liquefação utilizando resultados de ensaios CPT e SPT (segundo Ishihara, 1993).

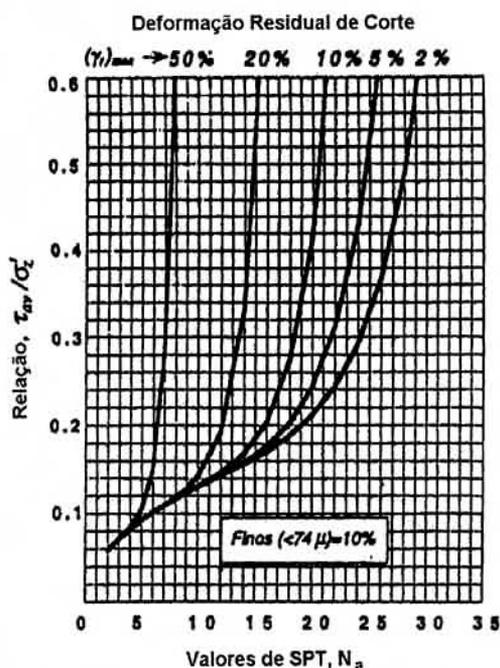


Fig. 28 - Deformações de corte para solos arenosos (segundo Shamoto *et al.*, 1998).

A Figura 29 ilustra a rotura de um muro cais durante o sismo de Kobe.

Os métodos de análise das estruturas de suporte devem incorporar: (i) comportamento não linear do terreno; (ii) efeitos de inércia associados à massa do

terreno; (iii) efeitos hidrodinâmicos; e (iv) compatibilidade entre as deformações do terreno, estrutura de suporte e ancoragens.



Fig. 29 - Rotura de um muro de suporte durante o sismo de Kobe (1995).

Para a análise pseudo-estática das estruturas de suporte os coeficientes sísmicos podem ser determinados por (EC8, 1998):

$$k_h = \alpha_{gr} \gamma_r S / g \cdot r \quad (7)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (8)$$

quando a relação α_{vg}/α_{gr} é superior a 0,6 e

$$k_v = \pm 0,33 k_h \quad (9)$$

noutras situações, em que α_{gr} é o valor de aceleração de pico para a classe A do terreno, S é o parâmetro do solo, γ_r é o factor de importância de estrutura e r é o factor cujos valores estão indicados no Quadro 11.

Quadro 11 – Factores que afectam o coeficiente sísmico horizontal

Tipo de estrutura de suporte	r
Estruturas de suporte de gravidade que podem aceitar um deslocamento $d_r \leq 300 \alpha S$ (mm)	2
Idem com $d_r \leq 200 \alpha S$ (mm)	1,5
Estruturas flexíveis ancoradas, paredes escoradas, muros fundados em estacas verticais e encontros de pontes	1,0

Para solos incoerentes saturados susceptíveis de desenvolverem pressões intersticiais elevadas o factor r não deve ser superior a 1,0, e o coeficiente de segurança não deve ser inferior a 2.

O ponto de aplicação da força devido ao impulso dinâmico pode ser considerado, simplificado, como localizado a meio da altura do muro e para muros que são livres para rodar em torno do seu pé é adequado considerar-se que a força actua no mesmo ponto de aplicação da força estática.

Para solos com um coeficiente de permeabilidade inferior a 5×10^{-4} m/s a propagação da pressão intersticial não é livre e o solo deve ser considerado numa situação não drenada durante a ocorrência da acção sísmica (Sêco e Pinto, 2001b).

O coeficiente de impulso das terras pode ser calculado pelo método de Mononobe e Okabe.

O ponto de aplicação da força devido à pressão hidrodinâmica da água situa-se a cerca de 60% da altura da toalha freática, acima da base do muro.

As distribuições das pressões no muro, devido às acções estáticas e dinâmicas, actuam com uma inclinação relativamente à normal ao paramento não superior a $(2/3) \phi'$ para o estado activo e igual a zero para o estado passivo.

A estabilidade do solo de fundação deve ser assegurada para as seguintes condições: (i) estabilidade global; e (ii) rotura local.

O sistema de apoios estruturais da cortina (escoras e ancoragens) deve ter resistência suficiente para assegurar o equilíbrio da cunha crítica do solo para condições sísmicas bem como capacidade para se adaptar às deformações sísmicas do terreno.

O EC8 não se refere ao comportamento dos muros reforçados com geosintéticos. O comportamento destas estruturas durante sismos recentes sugere a sua boa adequação para zonas sísmicas activas (Sitar *et al.*, 1997).

O EC8 só se refere ao deslizamento, mas é importante sublinhar o mecanismo de rotação de muros de gravidade durante o carregamento sísmico (Sêco e Pinto, 1995).

Com vista a contornar a impossibilidade dos métodos pseudo-estáticos em definir os deslocamentos sísmicos, novos métodos para previsão de deslocamentos foram desenvolvidos por Richard e Elms (1979) e Siddharthan *et al.* (1991) e que possibilitam a obtenção de estruturas mais económicas quando cotejados com os métodos pseudo-estáticos.

Uma comparação entre os resultados experimentais através de uma mesa vibratória e os métodos numéricos com base no modelo de Zarrabi foi apresentada por Simonelli *et al.* (2000).

Os métodos numéricos, e em particular os métodos dos elementos finitos, possibilitam a análise de geometrias variadas e incorporam reologias mais complexas podendo considerar um comportamento histerético não linear para o solo (Siddharthan e Norris, 1991) e um comportamento elastoplástico não linear com geração de pressões intersticiais (Allampalli e Elgamal, 1991).

O bom comportamento de estruturas de suporte flexíveis, dimensionadas para valores de aceleração de pico equivalente a cerca de 20 % dos valores que suportaram durante a ocorrência dos sismos, foi salientado por Anastassopoulos *et al.* (2004). Os autores, através da realização de análises numéricas para o cálculo dos impulsos dinâmicos e deformações, justificaram a boa resposta destas estruturas, durante a ocorrência dos sismos de Northridge, Kobe, Parnitha e Kocaeli.

10 - INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Em geral na análise da interacção solo-estrutura (SSI) despreza-se a componente cinemática considerando a estrutura fixa, pelas seguintes razões: (i) em alguns casos a interacção cinemática não é importante; (ii) os códigos dos edifícios, com raras excepções, e. g. EC8, não referem a este aspecto; (iii) a incorporação da interacção cinemática é mais complexa do que o cálculo das forças de inércia (Sêco e Pinto, 2003).

Existe uma forte evidência de que a interacção solo-estrutura desempenha um papel de relevo em estruturas de grandes dimensões e esbeltas fundadas em solos moles e estruturas com fundações profundas (Sêco e Pinto e Oliveira, 1998; Santos, 1999).

A Figura 30 ilustra a rotura de um viaduto durante o sismo de Kobe.



Fig. 30 - Rotura de fundação de um viaduto durante o sismo de Kobe (1995).

A análise da estabilidade das fundações directas para os estados limites últimos deve incorporar a verificação da rotura por deslizamento e rotura por falta de capacidade de carga.

Na análise das fundações para cargas sísmicas a rotura não está relacionada com um coeficiente de segurança inferior a 1, mas com deformações permanentes.

Os códigos sísmicos recomendam a verificação da seguinte inequação:

$$S_d < R_d \quad (10)$$

em que S_d é a acção sísmica de projecto e R_d é o valor da resistência do sistema.

Na inequação (10) os valores dos coeficientes parciais devem respeitar as recomendações do EC8.

Os estudos teóricos e experimentais para a obtenção das soluções de capacidade de carga devem incorporar o efeito das forças de inércia, tendo Pecker (1997) proposto a seguinte inequação:

$$\phi(N, V, M, F) < 0 \quad (11)$$

em que $\phi = 0$ define a equação da superfície de estado (Figura 31).

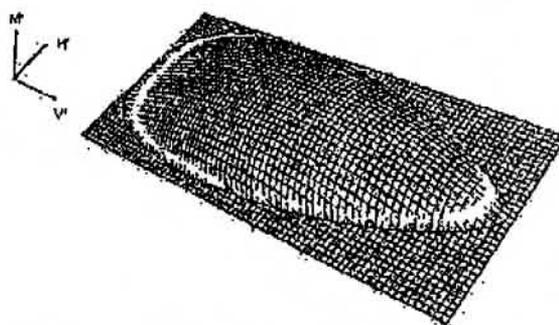


Fig. 31 - Superfície de estado para solos coesivos (segundo Pecker, 1997).

A combinação de um carregamento situado no exterior da superfície de estado corresponde a uma situação instável, enquanto uma combinação localizada no interior da superfície corresponde a uma situação potencialmente estável.

Os sistemas não lineares são mais gerais e o termo não linearidade inclui a não linearidade geométrica e as não linearidades do material (Pecker e Pender, 2000).

Podem ser considerados dois sub-domínios (Figura 32): (i) um domínio longínquo em que as não linearidades são desprezáveis; (ii) um domínio próximo da vizinhança da fundação em que os efeitos das linearidades geométricas e dos materiais estão concentrados.

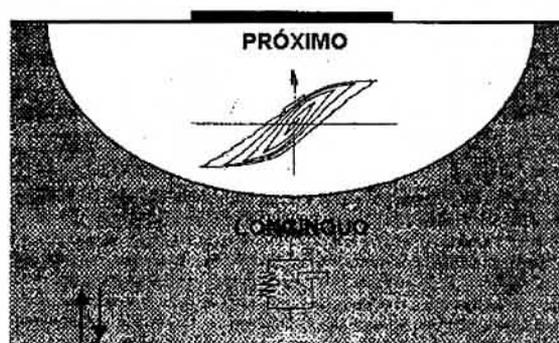


Fig. 32 - Subdomínios para análise dinâmica solo-estrutura (segundo Pecker e Pender, 2000).

O EC8 diz “Momentos flectores devidos a interacção cinemática devem ser calculados quando duas ou mais das seguintes condições se verificam simultaneamente: (i) o terreno é de classe D, S₁ ou S₂, e integra camadas com diferentes valores de rigidez; (ii) a zona é de sismicidade moderada ou elevada, $\alpha > 0,10$; (iii) a categoria da estrutura é I ou II”.

As estacas e os pegões devem ser dimensionados para resistir às seguintes acções: (i) forças de inércia da superestrutura; e (ii) forças cinemáticas resultantes da deformação do solo envolvente devido à propagação das ondas sísmicas (Mineiro, 2000).

A solução completa 3D é muito pesada e não se revela adequada para efeitos de dimensionamento. A decomposição do problema em passos está indicada na Figura 33 e implica (Gazetas e Mylonakis, 1998): (i) uma interacção cinemática envolvendo resposta da aceleração de base do sistema considerando a massa da estrutura igual a zero; (ii) uma interacção das forças de inércia que envolvem a computação das impedâncias dinâmicas da fundação e a resposta dinâmica da superestrutura.

Para o cálculo das forças de inércia ao longo da estaca, bem como o deslocamento lateral da estaca e a rotação da sua cabeça, podem ser utilizados modelos discretos (baseados no modelo de mola de Winkler) ou modelos contínuos.

A resistência lateral das camadas de solo susceptíveis de sofrerem liquefacção deve ser desprezada.

Devem ser incluídos os seguintes efeitos: (i) a rigidez à flexão da estaca; (ii) as reacções do solo ao longo do fuste da estaca; (iii) os efeitos de grupo; e (iv) a ligação entre a estaca e a estrutura.

Não se recomenda a utilização de estacas inclinadas para absorver as forças laterais devido ao carregamento do solo. No caso de serem utilizadas estacas inclinadas estas devem ser dimensionadas para suportar as forças axiais, bem como os momentos flectores.

As estacas devem ser dimensionadas para terem um comportamento elástico. Caso tal não seja possível devem ser consideradas rótulas para: (i) uma zona com a profundidade 2 d (sendo d o diâmetro da estaca) a partir da cabeça da estaca; (ii) uma zona de $\pm 2 d$ nas interfaces entre camadas com diferentes valores de rigidez (relação de módulos de distorção > 6).

A investigação dos danos das estacas, após a ocorrência dos sismos, pode ser efectuada através de uma inspecção visual directa, utilização de câmaras de TV e ensaios de integridade de estacas. As deformações do terreno podem ser analisadas por uma inspecção visual e por técnicas de GPS (Matsui *et al.*, 1997).

11 - ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS

O comportamento dos aterros de resíduos sólidos durante os sismos de Loma Prieta (1989) e de Northridge (1994), não obstante um certo défice de informação dos casos de obra relatados, permite identificar os seguintes mecanismos de rotura (Sêco e Pinto, 1998):

- deslizamento ou distorção do aterro ou fundação ou ambos;
- fendas transversais dos terrenos de cobertura;
- fendas longitudinais dos terrenos de cobertura;
- fissuração dos taludes do aterro;
- danos do sistema de recuperação dos gases;
- rasgos nos revestimentos das geomembranas;
- roturas do aterro devido aos movimentos das falhas da fundação;
- assentamentos diferenciais do aterro devido aos movimentos tectónicos;
- fendas no contacto do aterro com o vale;
- liquefacção do aterro e da fundação.

Pode existir uma interdependência dos danos listados.

A análise de comportamento revela que os aterros dos resíduos pode suportar acelerações de pico até 0,2 g, sem danos significativos.

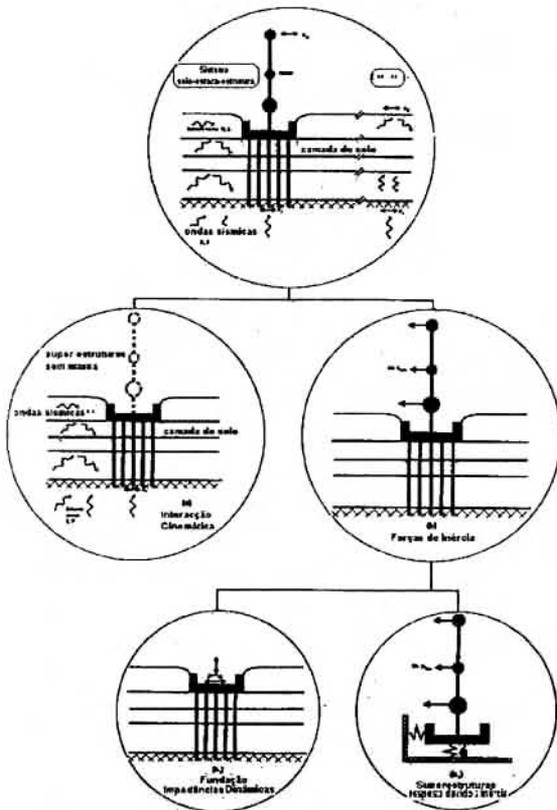


Fig. 33 – Interação solo-estrutura (segundo Gazetas e Mylonakis, 1998).

Uma análise 3D considerando um comportamento linear para o solo foi efectuada por Oliveira *et al.* (1996).

Na análise de comportamento têm sido utilizados métodos experimentais e métodos matemáticos.

As propriedades dinâmicas são determinadas por ensaios de laboratório e de campo. No entanto, devido à heterogeneidade dos materiais e da necessidade de serem ensaiadas amostras de grandes dimensões, continua a existir um déficit na caracterização das suas propriedades dinâmicas. Ensaios triaxiais cíclicos, aferidos por ensaios com mesa vibratória em materiais de resíduos municipais, conduzidos por Towhata et al. (2004), mostraram que o coeficiente de amortecimento destes materiais é superior ao dos materiais terrosos, o que contribui para uma filtragem das vibrações.

No dimensionamento dos aterros de resíduos sólidos são utilizadas as mesmas metodologias das barragens de aterro, designadamente os métodos pseudo-estáticos e os métodos de deslocamentos. Interessa no entanto referir que os geosintéticos utilizados nos revestimentos de cobertura e na base são menos tolerantes aos deslocamentos permanentes induzidos. Também deve ser considerada a interacção aterro-estrutura na análise das deformações.

Em geral, são aceitáveis deslocamentos variando de 150 a 300 mm no dimensionamento de geosintéticos. Para revestimentos de cobertura é possível aceitar valores mais elevados, tendo em conta que as roturas podem ser facilmente detectadas e reparadas a custos aceitáveis.

Têm sido utilizados ensaios com centrifugadora na análise da interacção aterro-estrutura e para investigar a distribuição das deformações no interior do aterro (Kockel et al., 1997).

Ensaios de mesa vibratória conduzidos por Yegian e Kadakal (1998) mostraram que revestimentos HDPE geomembrana/geotêxtil reduzem as acelerações e tensões de corte transmitidas através do aterro, especialmente quando as acelerações na base excedem o valor de 0,2g.

Análises unidimensionais são consideradas razoáveis para investigar a importância relativa dos diferentes factores que influenciam a resposta sísmica dos aterros (Bray, et al. 1995). Em geral, os aterros dos resíduos exibem taludes menos inclinados e larguras de coroamento mais elevadas quando analisados comparativamente com barragens de aterro. Devido a esta situação é possível considerar que os efeitos bidimensionais na resposta dos aterros de resíduos são menos significativos do que nas barragens de aterro.

As simplificações associadas com as análises unidimensionais para determinar a resposta sísmica dos aterros de resíduos, em comparação com as análises bidimensionais, podem ser consideradas menos significativas do que as incertezas associadas à caracterização dos materiais dos resíduos sólidos (Sêco e Pinto et al., 1998).

Ensaios com centrifugadora para analisar o comportamento dos aterros de resíduos municipais, conduzidos por Thusyanthan et al (2004), para várias intensidades sísmicas, possibilitaram explorar o seu comportamento não linear e permitiram calibrar os resultados das análises numéricas.

O efeito da amplificação das ondas através dos aterros de resíduos foi analisado por Anderson e Kavazanjian (1995) e os resultados obtidos estão apresentados na Figura 34.

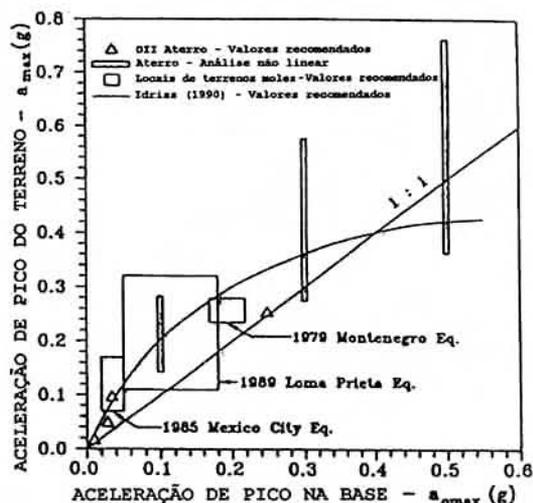


Fig. 34 – Efeito da amplificação das ondas através de aterros de resíduos (segundo Anderson e Kavazanjian, 1995)

12 - ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS

Até recentemente o comportamento das estruturas subterrâneas durante a ocorrência dos sismos era considerado satisfatório. No entanto, o sismo de Kobe revelou a vulnerabilidade deste tipo de estruturas que exibiram fendas longitudinais e transversais e deslocamentos significativos concentrados nas zonas das discontinuidades.

Considera-se assim importante incorporar a interacção solo estrutura e utilizar métodos de dimensionamento que possibilitem a determinação das deformações (Yoshida, 1999).

Como as análises 3D exigem um grande volume de cálculo, têm sido exploradas técnicas alternativas recorrendo a redes neuronais baseadas em inteligência artificial (Romo et al, 1999).

Recorrendo a modelos numéricos para analisar a interacção entre túneis e terrenos envolventes sujeitos à propagação de ondas longitudinais, Fu et al (2004) confirmaram muitas das simplificações das análises pseudo-estáticas.

Para investigar a rotura da estação de Daikai (a primeira estrutura subterrânea que sofreu colapso, sem ser atravessada por uma falha ou por liquefacção do terreno envolvente) durante a ocorrência do sismo de Kobe, Huo et al (2004)

utilizaram um modelo elastoplástico hysterético com interacção terreno-estrutura mostrando que a rigidez relativa entre a resistência do terreno e da estrutura tem uma influência significativa na sua resposta.

As condutas técnicas enterradas, designadas na literatura anglo-saxónica por "lifelines", por servirem para o transporte de água, saneamento, gás e outros materiais têm merecido um crescente interesse relativamente ao seu comportamento durante a ocorrência de sismos.

Os movimentos do terreno ou sua liquefacção têm provocado roturas por corte ou flexão. Têm sido utilizados modelos de elementos finitos não lineares e relações tensões-deformações do tipo Ramberg-Osgood para as condutas (O'Rourke e Liu, 1999).

Em face do desenvolvimento espacial torna-se importante analisar o seu comportamento ao movimento das falhas.

Como técnicas de mitigação dos efeitos dos sismos são utilizados para as condutas materiais de elevada resistência ou elevada ductibilidade, juntas que possibilitam expansão/contractão ou rotação, métodos para isolar as condutas dos movimentos do terreno e métodos para reduzir os movimentos do terreno. Finalmente procura-se, dentro do possível, evitar terrenos susceptíveis de grandes movimentos.

O'Rourke *et al.* (2004) propuseram um modelo que incorpora a interacção entre as ondas sísmicas e as condutas com juntas e visa calcular o comportamento de condutas cilíndricas de betão armado. As juntas das condutas exibem fendas e separações devidas aos movimentos do terreno. As

condutas foram modeladas com elementos de viga e a ligação ao terreno foi simulada com molas.

Os valores previstos pelo modelo foram comparados com os valores observados durante o sismo de Northridge, tendo-se observado uma boa aderência.

Os autores consideraram a expressão:

$$\epsilon_{gmax} = Vp/C \tag{12}$$

em que:

ϵ_{gmax} é a extensão do terreno

Vp é a velocidade de pico do terreno

C é a velocidade aparente da propagação das ondas.

A Figura 35 ilustra uma estimativa dos deslocamentos axiais das juntas das condutas, em função do parâmetro sísmico Vp/C e da rigidez relativa da conduta e do terreno EA/f .

As situações de maior vulnerabilidade envolvem níveis freáticos elevados e solos susceptíveis de liquefazer.

13 - REGULAMENTOS E CÓDIGOS

A Associação Internacional de Engenharia Sísmica (IAEE, 1992) compilou na sua última versão "Regulamentos de Resistência Sísmica – Lista Mundial (1992) códigos sísmicos de 37 países.

A actual tendência é para preparar códigos unificados para diferentes regiões, mas cada País tem a liberdade para escolher o nível de segurança a ser

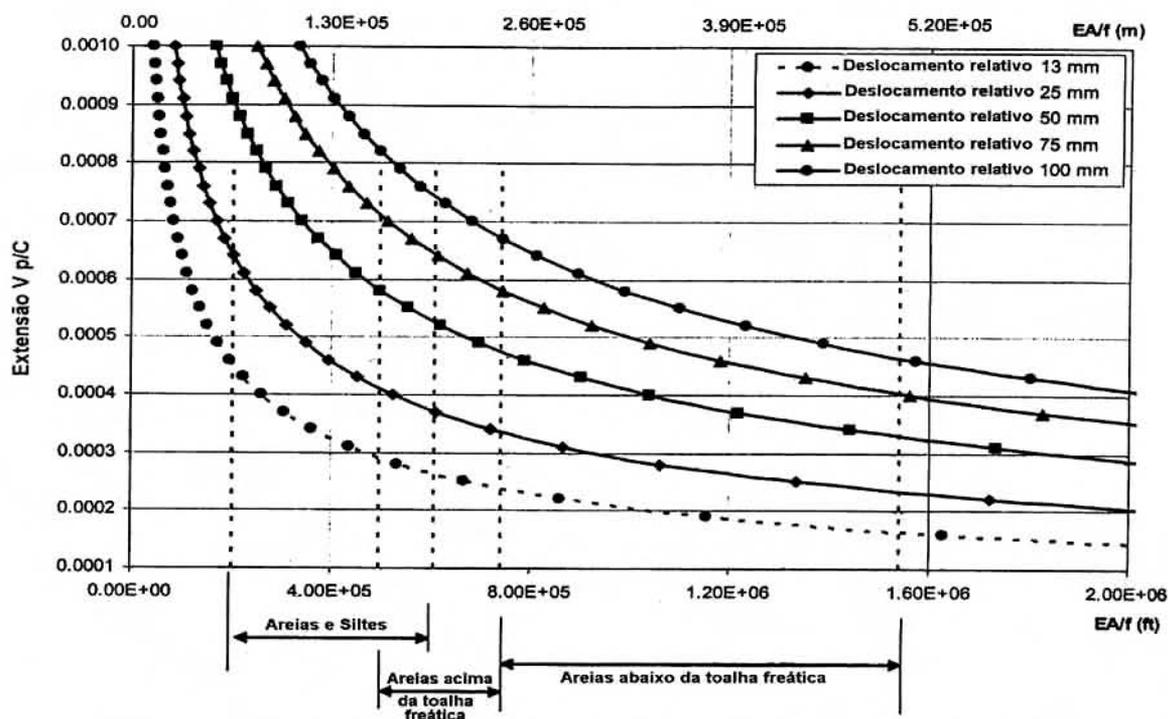


Fig. 35 – Deslocamentos axiais das juntas ds condutas, em função de Vp/C e da rigidez relativa da conduta e do terreno EA/f .

definido no Anexo Nacional. O coeficiente de segurança global foi substituído pelos coeficientes de segurança parciais a serem aplicados às acções e aos materiais. Por ocasião da 2ª Conferência Internacional de Engenharia Sísmica Geotécnica que teve lugar em Lisboa, de 21 a 25 de Junho de 1999, decorreu uma Sessão sobre Códigos e Análise de Segurança, com o objectivo de rever e analisar as semelhanças entre os diferentes códigos sísmicos geotécnicos adoptados em diferentes regiões. O Quadro 12 apresenta uma síntese dos diferentes códigos.

A segurança das pessoas foi a motivação para o desenvolvimento dos códigos para o dimensionamento das estruturas (Finn, 1999).

Os códigos são importantes, mas devem ser utilizados com cuidado. Segundo Pecker (1999), “Embora a segurança das construções não dependa somente dos códigos que são adoptados no dimensionamento e na construção, estes documentos contribuem significativamente para a minimização das causas relacionadas com as deficiências e falácias em zonas sísmicas.”

Interessa ainda sublinhar que as lições do comportamento sísmico das estruturas geotécnicas são importantes na revisão dos códigos.

14 - CASOS DE OBRA

Um estudo cuidadoso dos casos de obra proporciona uma melhor compreensão das lições apreendidas com os sismos recentes e possibilita um melhor dimensionamento das estruturas geotécnicas.

As lições apreendidas com os sismos recentes designadamente o sismo de Mexico (1985), o sismo de Armenia (1988), o sismo de Loma Prieta (1989), o sismo de Filipinas (1990), o sismo de Manjil (1990), o sismo de Teleri-Limon (1991), o sismo de Erzican (1992), o sismo de Latur (1992), o sismo de Northridge (1994), o sismo de Kobe (1995), os sismos de Marmara e de Duzce (1999), o sismo de Atenas (1999), o sismo de Chi-Chi Taiwan (1999), o sismo de Tokachi-Oki (2003), para citar somente alguns, têm proporcionado importantes dados observacionais relacionados com o comportamento sísmico de estruturas geotécnicas.

Um caso de obra, para ser útil, deve incluir, como mínimo, a seguinte informação:

- Geologia do local;
- Sismicidade da zona;
- Objectivos da caracterização geotécnica;
- Procedimentos para amostragem;
- Descrição do equipamento de campo;
- Variações temporais do nível freático;
- Resultados dos ensaios de campo e de laboratório;
- Parâmetros geotécnicos de projecto;
- Metodologia de dimensionamento;
- Procedimentos construtivos;
- Comportamento da estrutura durante e após a construção;
- Descrição de acidentes e incidentes;
- Investigações para uma melhor compreensão do problema;
- Descrição do tratamento do terreno ou reforço da estrutura.

Os casos de obra fornecem uma boa oportunidade para interligar a teoria com a prática.

O Quadro 13 apresenta uma síntese de alguns exemplos de casos de obra.

15 - REGISTOS DE SISMOS RECENTES

15.1 - Introdução

Faz-se referência ao registo de alguns sismos recentes, procurando-se analisar as suas características mais significativas.

15.2 - Os sismos de Marches e Umbria (1997)

Dois sismos com magnitudes $M_s = 5,5$ e $M_s = 5,9$ ocorreram em 26 de Setembro de 1997, no centro de Itália, provocando danos consideráveis numa zona situada entre Marches e Umbria. Os dois abalos ocorreram às 2.33 a.m e 11.40 a.m, e foram seguidos, nos meses subsequentes, por um grande número de outros abalos (Crespellani et al., 1999).

As estações localizadas no centro da Itália registaram estes eventos, mas nenhuma estação estava situada na cidade de Fabriano.

Quadro 12 - Códigos

Códigos	Tópicos	Referências
Eurocódigo nº8	Movimentos de terreno, liquefacção, estabilidade de taludes, estruturas de suporte, interacção solo-estrutura	Pecker (1999) Cuellar (1999) Sêco e Pinto (1999b)
Códigos de América do Norte	Movimentos de terreno, liquefacção, fundações, interacção solo-estrutura, barragens de aterro, aterros de resíduos	Finn (1999) Seed e Moss (1999)
Códigos de Ásia	Movimentos de terreno, liquefacção, fundações, reservatórios, condutas técnicas, barragens de estêreis, estruturas portuárias	Yasuda (1999)
Códigos de Nova Zelândia	Movimentos de terreno, liquefacção, fundações, estruturas de suporte	Pender (1999)

Quadro 13 - Exemplos de casos de obras

Campo de aplicação	Sumário	Metodologia	País	Características dos sismos	Referências
Barragens de aterro	Rotura da barragem de S. Fernando	Análise dinâmica com modelo linear equivalente, programa Quad 4	EUA	S. Fernando (1971) M=6,6	Seed et al. (1973 ; 1989)
Barragens de estêreis	Rotura da barragem de estêreis de Cerro Negro CN4 em virtude da resistência de pico de areias saturadas e siltes ter sido sobrestimada conduzindo a uma redução da resistência para o valor de estado estacionário não drenado	Boa aderência entre os valores previstos pelos modelos e as observações das roturas	Chile	Chile (1985) M=7,8	Troncoso (1995)
Aterros de resíduos sólidos	O aterro de Chiquita sofreu danos significativos exibindo dois rasgos nas geomembranas do revestimento, sendo um com 3 m de comprimento e outro com 23 m de comprimento	Observação visual, análise ID com modelo linear equivalente	EUA	Northridge (1994) M = 6,7	Anderson e Kavazanjian (1995)
Muros cais	As estruturas analisadas integram muros cais de caixões, caixões pneumáticos e quebra-mares	Análise em tensões efectivas, ensaios de campo e de laboratório	Japão	Kobe (1995) M =7,2	Iai et al. (1998)
Estruturas subterâneas	Várias colunas sofreram colapso na estação de metro de Daikai devido ao deslocamento relativo do terreno entre a laje superior e inferior	Análise não linear 2D com elementos finitos, medições de deslocamentos	Japão	Kobe (1995) M =7,2	Yoshida (1997)
Condutas técnicas	Num dreno longitudinal com 116 m de comprimento e 2,4 m de diâmetro, cerca de 76 m sofreram colapso e 23 m intensa deformação	Observação visual e medições de deformações	EUA	Northridge (1994) M = 6,7	Bardet (1999)
Estruturas de suporte reforçadas	Uma estrutura de suporte com geosintéticos com 305 m de comprimento e 6 m de altura sofreu um deslocamento na base de 5 cm, os carris acima da zona reforçada do aterro sofreram um assentamento de 15 cm.	Observação visual, análise de estabilidade considerando o método de cunhas	Japão	Kobe (1995) M =7,2	Tatsuoka et al (1995)
Fundações em estacas	Em complemento das forças horizontais e momentos derrubadores impostos à cabeça das estacas pelas superestruturas, as forças cinemáticas induzidas pelas deformações do terreno devido à liquefacção e deformação lateral tiveram um impacte significativo nos danos das estacas	Observações de campo, métodos analíticos	Japão	Kobe (1995) M =7,2	Tokimatsu (1999)
Liquefacção	Algumas roturas foram atribuídas à liquefacção	Ensaio de campo e de laboratório	Japão	Niigata (1964) M =7,5	Kawasami (1964)
Amplificação do local	Valores de aceleração de pico muito elevados, períodos de longa duração e efeitos locais significativos	Registo de valores de aceleração	EUA	Northridge (1994) M = 6,7	Celebi (1996)

Acelerógrafos Kinematics (DHE) 3D “down-hole” foram instalados após o sismo para retroanálises dos edifícios e preservação dos monumentos. O sistema registou muitos danos com magnitudes entre 2,5 a 4. Os registos obtidos e a modelação geotécnica mostraram que as condições do terreno tiveram um papel importante.

15.3– O sismo de Vancrea (1977)

O sismo de Vancrea ocorreu em Roménia, em 4 de Março de 1977, com uma magnitude $M = 7,2$, tendo consistido num choque inicial seguido de três choques principais.

Os registos dos movimentos dos terrenos foram obtidos através de sismógrafos e acelerómetros.

15.4 - Os sismos de Faial, Pico e São Jorge (1998)

As ilhas de Faial, Pico e São Jorge do arquipélago dos Açores sofreram um sismo com magnitude 6, na manhã de 9 de Julho de 1998, com o epicentro localizado a nordeste do canal que separa Pico de Faial. O choque principal ocorreu às 5.19 h e foi seguido por um grande número de pós-sismos, sendo o mais elevado com $M_d = 4,2$, quase dois dias após o choque principal (Oliveira e Malheiro, 1999).

O sismo provocou 8 mortes, 150 feridos e deixou cerca de 1500 pessoas sem casa.

15.5 - Sismo de Izmit (1999)

O sismo de Izmit de 17 de Agosto de 1999 ocorreu num segmento da falha de Anatólia com um valor de magnitude $M_s = 7,4$ e o epicentro localizado a $40,8^\circ$ N de latitude e 30° E de longitude e uma distância focal cerca de 17 km. Provocou mais de 18 000 mortes e cerca de 25 000 feridos.

A superfície de rotura ocorreu ao longo de 126 km e consistiu numa falha de desligamento horizontal, que exibiu um deslocamento horizontal máximo de 5,5 m, em termos médios de 3 a 4 m, com um deslocamento vertical de 2,4 m.

Foram registados valores de pós-sismos com magnitudes M_d de 5,0 a 5,8.

Foram obtidos cerca de 38 registos por 4 das 5 instituições responsáveis pelas redes ou pequenos "arrays" instalados na Turquia. Da análise de 24 grandes registos interessa referir que os elevados valores das acelerações de pico registados (SKR com uma componente horizontal de 0,41g e em Duzce com uma componente vertical de 0,48g) não foram os mais elevados, pois o pós-sismo, que ocorreu em 13 Setembro de 1999, registou um valor de aceleração de pico de 0,6g na estação de Tepetarla e um valor de aceleração de pico de 0,8g na estação de Bolu (Celebi *et al.*, 2000).

15.6 - Sismo de Parnitha (1999)

O sismo de Parnitha (Atenas) que ocorreu em 7 de Setembro de 1999, com uma magnitude $M_m = 5,9$, provocou 145 mortes e o colapso de 30 edifícios. Foi considerado o 3º sismo mais violento que sacudiu a Grécia, no século XX, após o sismo de Cefalonia em 1953, com 480 mortes e $M = 7,2$ e o sismo de Ierissos em 1932, com 180 mortes e $M = 7$.

O conhecimento existente ao longo de dois milénios foi insuficiente (Figura 36), em virtude de não ter sido registado nenhum sismo até 1999, próximo da falha sismogénica (Gazetas, 2001). Para a zona sismogénica da Atenas, considerada afectada somente por falhas distantes, eram adoptados

valores de aceleração de 0,04g a 0,06g até 1995 e após esta data valores de 0,16g.

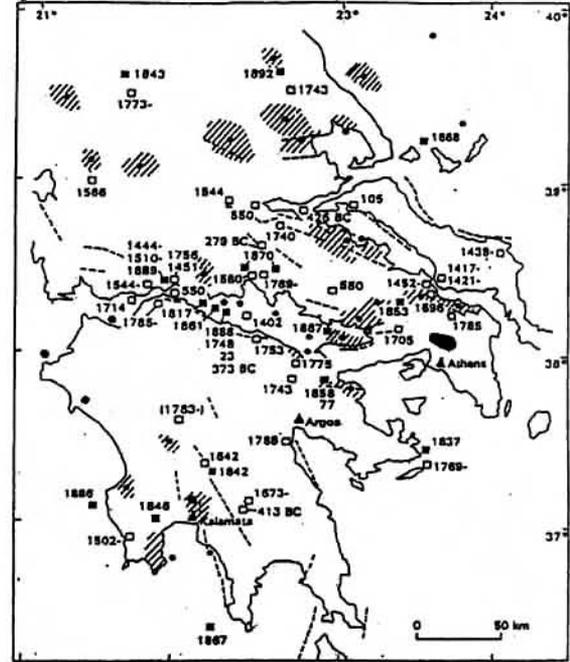


Fig. 36 - Sismos históricos na Grécia (segundo Gazetas, 2001)

A maior parte das estações localizava-se próximo da cidade e três estações SPLB, MNSA e KEDE registaram movimentos intensos.

Do sismo principal e dos pós-sismos foram retiradas as seguintes conclusões: (i) o plano da falha mergulha cerca de 55° na direcção SSW; (ii) a rotura localizada a uma profundidade cerca de 8-15 km propagou-se na direcção nascente e superior; (iii) os movimentos do terreno foram localizados em locais situados a Este da zona de rotura; e (iv) a rotura foi interrompida na zona da montanha de Aegaleo.

Cerca de 15 estações com acelerógrafos, localizadas numa zona a cerca de 25 km da falha, registaram o sismo principal. O Quadro 14 apresenta uma síntese das características registadas nas estações mais importantes.

O sismo de Parnitha mostrou que: (i) solos compactos com valores de V_s superiores a 400m/s podem ampliar os movimentos para períodos de 0,10-0,30 segundos; (ii) os efeitos topográficos (taludes com 40 m e inclinações de 2H: 1V podem ampliar as acelerações a uma distância de 10-30 m do coroamento, cerca de 25%; (iii) uma boa correlação entre as análises 1D e 2D, a distribuição dos danos e a importância das características dos terrenos.

15.7 - O sismo de Northridge (1994)

O sismo de Northridge ocorreu às 4.31 de manhã de 17 de Janeiro de 1994, com uma

magnitude de 6,7. A libertação de energia teve origem numa falha “cega” que mergulha na direcção sul do vale de São Fernando. A duração do sismo foi de 10 segundos.

Quadro 14 - Estações com registo de acelerógrafos

Estação	Valores de aceleração de pico	Períodos dominantes (seg)	Distância (km)
Monastiraki (MNSA)	0,51 g	0,16 a 0,08	10
Sepolia B (SPLB)	0,36g	0,27 a 0,14	8
Laboratório de Trabalhos Públicos (KEDE)	0,30g	0,22	12

Os registos dos movimentos (para acelerações superiores a 0,05 g) variaram de 5 a 15 segundos.

Não foi possível correlacionar o sismo de Northridge e os pós-sismos com o mapeamento das falhas geológicas.

Não tendo havido registos de sismos intensos na região, desde 1800, a energia acumulada libertada foi imensa.

A grande duração dos impulsos produziu velocidades elevadas e conseqüentemente transmitiu uma percentagem significativa da sua energia aos impulsos.

As coordenadas do hipocentro, localizado a 14 km de profundidade, foram 34° 13' N e 118° 32' W.

Os registos dos movimentos mostraram valores muito elevados de acelerações de pico e impulsos de longa duração, com variação de 1 a 4 segundos.

A rotura iniciou-se a 19 km de profundidade e terminou a 7 km, não tendo atingido a superfície. O hipocentro do sismo principal foi muito profundo.

Foram registados valores de aceleração de pico horizontal de 0,94g e valores de aceleração de pico vertical de 0,63 g.

Os valores das acelerações horizontais foram superiores aos valores previstos por Joyner e Boore (1988).

O sismo de Northridge produziu mais de 250 registos em terrenos, 400 registos em edifícios e 50 registos noutra estruturas.

Foram recuperados registos de 193 estações do Programa de Registos de Sismos da Califórnia que incluíram registos de 116 locais e 77 estruturas que envolveram 57 edifícios, 12 barragens, 5 viadutos, uma praça de portagem, uma torre de controlo de um aeroporto e uma central.

Foram registados valores de acelerações de pico elevados (horizontal e vertical) próximos de 1g em muitos locais devidos aos impulsos da falha.

Os registos pós-sismos mostraram efeitos locais significativos devidos à geologia e à topografia.

Os movimentos do sismo de Northridge foram considerados singulares e com grandes implicações no domínio de engenharia.

15.8 - O sismo de Kobe (1995)

O sismo de “Great Hanshin” (sismo de Kobe) ocorreu às 5.46 de manhã de 17 de Janeiro de 1995, com uma magnitude de 7,2.

As coordenadas do hipocentro, localizado a 14 km de profundidade, foram 34° 36' N (latitude) e 135° E (longitude). Os registos revelaram que a duração dos movimentos significativos foi de 8 a 12 segundos.

O acelerograma mostrou uma componente NS de 818 gal e uma componente EW de 617 gal, com um valor significativo de aceleração horizontal. A componente da aceleração vertical foi superior a 332 gal (EERI, 1995).

A rotura da falha de Nojima provocou um deslocamento horizontal de 1 a 1,5 m.

Os valores das acelerações horizontais registadas mostraram uma boa correspondência com as relações de atenuação.

A energia libertada pela rotura da falha provocou efeitos de directividade.

As ondas SV e a amplificação das camadas superficiais provocaram um movimento vertical superior aos registos anteriores.

Para movimentos fracos foi observado uma de-amplificação devido às características não lineares e para movimentos intensos as acelerações dos terrenos foram ampliadas de um factor 2-3.

A distribuição dos danos está relacionada com as condições do terreno e diminuiu com a distância da falha.

16 - DANOS PROVOCADOS NAS ESTRUTURAS

16.1 - Os sismos de Marches e Umbria (1997)

Os sismos de Marches e Umbria provocaram danos em mais de 600 igrejas, tendo-se observado danos ligeiros e concentrados em determinadas zonas da cidade de Fabriano, na sequência dos efeitos locais (Crespellani *et al.*, 1999).

16.2 - Os sismos de Faial, Pico e São Jorge (1998)

Na ilha de Faial, das 3950 casas existentes, 54 % não tiveram problemas, 10% sofreram colapso e 36 % exibiram danos (Oliveira e Malheiro, 1999).

Na ilha de Pico os danos foram menores, mas exibiram a mesma tendência.

Foram também observados danos ligeiros em taludes, danos em pontes, aquedutos e aterros e colapso de estruturas de suporte.

16.3 - Sismo de Izmit (1999)

Foi observado o colapso de cerca de 75 000 edifícios, localizados nas cidades de Adapazari, Izmit, Yalova, Istanbul e Bolu, na vizinhança da zona de rotura.

A cidade de Adapazari registou o mais elevado nível de danos e dos 5078 edifícios existentes, cerca de 27% exibiram danos elevados ou ficaram destruídos. Do reconhecimento efectuado constatou-se que cerca de 20 % dos edifícios de betão armado e 56% dos edifícios de madeira/tijolo sofreram danos ou ficaram destruídos. Muitos edifícios sofreram assentamentos ou rotações devidos à liquefacção, com valores máximos dos assentamentos e das rotações de 60 cm e 2,3°, respectivamente.

A topografia do fundo dos mares sofreu alterações, após a ocorrência do sismo, nas zonas em que ocorreram tsunamis (Towhata *et al.*, 2001).

16.4 - Sismo de Parnitha (1999)

Registou-se o colapso de cerca de 70 edifícios, com efeitos fatais em 20 edifícios.

Na cidade de Ano Liosia existem edifícios de betão armado com paredes resistentes de 2 a 5 andares, construídos nos últimos 35 anos; edifícios de alvenaria com 1 a 2 andares. Nos dois tipos de edificação os danos foram elevados, embora tenha sido registado colapso em edificações de 2-4 andares.

Na cidade de Adams o registo de danos elevados em edifícios de 2-4 andares de betão armado, construídos nos anos 70-80, foi uma surpresa.

A percentagem dos edifícios que sofreu colapso ou que tiveram de ser demolidos foi superior a 50%.

16.5 - O sismo de Duzce de 12 Novembro de 1999

Um viaduto de betão pré-esforçado com 2400 m de comprimento (59 vãos) e 119 pilares com 50 m de altura, na auto-estrada Istanbul - Ankara resistiu a uma vibração sísmica excepcional, durante o sismo de Duzce de 12 de Novembro de 1999, com uma magnitude de 7,1. O viaduto foi projectado para uma aceleração de pico de 0,40g e um período de retorno de 500 anos.

O sismo de Duzce, com o epicentro localizado a 5 km do viaduto, exibiu valores de aceleração de pico de 0,8g, em 2 direcções horizontais perpendiculares, e a rotura à superfície numa

extensão de 40 km interceptou o alinhamento do viaduto, com uma inclinação de 15°.

Os pilares do viaduto foram fundados em estacas moldadas com 1,8 m de diâmetro e 20-30 m de comprimento.

Para uma análise dos danos das fundações foram efectuadas as seguintes investigações (Pane, 2001): (i) reconhecimentos topográficos com técnicas GPS e técnicas topográficas; (ii) colheita de “carottes” das estacas, (iii) ensaios não destrutivos sónicos para identificar os danos das estacas, (iv) um número limitado de ensaios de “downhole” e “crosshole” nas estacas em que os ensaios sónicos indicaram danos, (v) ensaios de permeabilidade de água nos furos efectuados nas estacas, e (vi) inspecções visuais das cabeças das estacas.

Apresenta-se no Quadro 15 uma classificação dos danos.

Quadro 15 - Classificação dos danos das estacas

Nível de danos	Descrição
0	Sem sinais de danos estruturais.
1	Uma-duas fendas com 1 mm de largura sem perda de recobrimento de betão.
2	Danos estruturais pequenos com várias fendas de 1-4 mm de largura. As fendas com um desenvolvimento limitado não ocupam a secção da estaca.
3	Danos estruturais significativos com fendas horizontais inclinadas com 4-8 mm de largura. A maior parte das fendas atravessam toda a secção da estaca.
4	Danos estruturais severos. As cabeças das estacas sofreram rotações. Perda de recobrimento de betão, com exposição da armadura e esmagamento de betão.

Os danos observados foram limitados, com 7 pilares, representando 6% das fundações, a exibirem danos significativos e o comportamento do viaduto foi considerado satisfatório, o que irá permitir a sua reparação com custos baixos.

16.6 - Sismo de Northridge (1994)

Foram documentados numerosos deslizamentos de rochas e taludes. Cerca de 12 barragens exibiram pequenas fendas e movimentos. A liquefacção teve pequeno impacto no comportamento das estruturas (EERI, 1994).

O sismo provocou danos nas 6 maiores condutas do abastecimento de água localizadas à Nordeste de Califórnia.

O sistema de transporte da área metropolitana de Los Angeles registou um mínimo de danos. Foram no entanto observados danos significativos ou colapsos de pontes, após o sismo.

16.7 - Sismo de Kobe - 1995

Ficaram destruídos cerca de 20000 edifícios e cerca de 35000 edifícios sofreram danos significativos (EERI, 1995).

Os danos mais sérios ocorreram devido a roturas por corte ou flexão, por deficiências nos reforços.

As pontes modernas exibiram um melhor comportamento mas tiveram problemas com movimentos excessivos da superestrutura e roturas das fundações.

As condutas de electricidade comportaram-se bem durante o sismo.

As condutas subterrâneas de água exibiram elevados danos durante o sismo.

A distribuição de gás sofreu inúmeros cortes.

As linhas de caminhos-de-ferro apresentaram danos durante o sismo, devido à roturas dos aterros, colapsos e distorções da linha e outros danos severos.

O Porto de Kobe exibiu danos devidos à liquefacção e a movimentos laterais provocando roturas nos caixões e danos nas estacas.

17 - PLANOS DE EMERGÊNCIA E O PAPEL DAS AUTORIDADES

17.1 - Introdução

Aborda-se de uma forma sucinta os planos de aviso, o programa de assistência durante desastres, tendo como pano de fundo os sismos de Northridge e de Kobe.

Faz-se referência às experiências para analisar o comportamento humano nas situações de emergência.

17.2 - Sismo de Northridge (1994)

Após o sismo foram emitidas declarações de emergência, tendo o governador de Califórnia solicitado ao Presidente uma declaração de calamidade.

Foi implementado, após a calamidade, um programa inovador para o registo dos danos e projecções de perdas com a elaboração de mapas contendo toda a informação relacionada com o acidente.

17.3 - Sismo de Kobe (1995)

As estações de televisão regional fizeram uma cobertura contínua durante os primeiros dias.

Foi no entanto difícil obter um panorama verdadeiro da extensão dos danos. Muitos sistemas

de comunicação ficaram inoperacionais e os esforços foram concentrados nas áreas danificadas, no combate aos incêndios e nas operações de busca de sobreviventes. Nestas actividades foram envolvidas cerca de 36 000 pessoas.

18.4 - Comportamento humano

No sentido de coleccionar dados sobre o comportamento humano foi efectuada uma experiência num recinto fechado com muitas portas e paredes amovíveis. Existiam dispositivos para entrada controlada de luz e fumo e sensores para a localização das pessoas (Yokoyama e Nagata, 1992). Foram conduzidas duas experiências com 40 pessoas que forneceram as seguintes conclusões: (i) quando uma pessoa perdia a referência levava algum tempo para recuperar a sua orientação; (ii) o fumo e a ausência de luz afectava o comportamento das pessoas; (iii) o comportamento das pessoas foi classificado em 3 categorias: pessoas que encontraram a saída, pessoas que perderam o seu caminho devido à escuridão mas conservaram o seu sentido de orientação e pessoas que perderam o seu caminho e o sentido de orientação.

O estudo conduzido por Saito *et al.* (1992) para analisar as medidas mais eficazes para reduzir o grau de ansiedade das pessoas, nos espaços urbanos subterrâneos utilizados durante os sismos, apontou para a necessidade de treinar guias, construir saídas de emergência e treinar situações de prevenção de desastres.

17.5 - Papel das Autoridades

Desde 1994 o Gás de Tóquio opera o programa SIGNAL (Seismic Information Gathering & Network Alert System) com a instalação de 356 sensores sísmicos na área de serviço, que permite a avaliação dos danos das condutas pela combinação dos dados sísmicos com os dados do terreno e informação sobre a conduta (Shimizu e Yamazaki, 1997). A avaliação dos danos pode ser efectuada em 10 minutos, após a ocorrência do sismo, possibilitando a decisão de fechar o abastecimento de gás nas zonas mais afectadas. O plano de reabilitação pode ser implementado num curto espaço de tempo, após a ocorrência do sismo.

18 - IMPACTES SOCIO-ECONÓMICOS

18.1 - Introdução

Procura-se analisar os impactes sócio-económicos dos sismos com base nos seguintes factores: (i) número de mortes; (ii) número de pessoas afectadas; (iii) impactes no sistema de saúde; (iv) custos económicos directos; (v) custos indirectos dos danos; (vi) reabilitação dos serviços

de água, gás e electricidade; (vii) deslocação dos residentes; (viii) incêndios e aspectos relacionados; (ix) esforço de reabilitação; (x) danos ecológicos; e (xii) seguros.

A título de exemplo apresentam-se os casos dos sismos de Northridge e de Kobe.

18.2 - Sismo de Northridge (1994)

O custo dos danos deste desastre nos Estados Unidos foi estimado em \$ 20 biliões de dólares.

O número de mortes foi de 55.

A Cruz Vermelha estimou em 11 846 feridos e cerca de 20 000 pessoas que tiveram de deixar as suas residências e ocupar parques e espaços livres.

Dos edifícios residenciais inspeccionados cerca de 1608 foram considerados não seguros e 7374 de utilização limitada (Earthquake Spectra, 1995).

Cerca de 10 edifícios de escritórios exibiram danos devidos ao sismo.

O Programa de Alojamentos aos Desastres recebeu 215343 pedidos de alojamento temporário, de pessoas que não puderam ocupar as suas casas.

18.3 - Sismo de Kobe (1995)

O sismo de Kobe foi o que provocou maiores danos em zonas urbanas, nos últimos 50 anos.

Segundo as estimativas da Prefeitura, uma semana após o evento, os custos de reconstrução foram avaliados em 64,2 biliões de dólares americanos (EERI, 1995).

O número de mortes excedeu os 5 000 e o número de feridos situou-se em 25 000.

O número de pessoas que ficaram sem casa foi de 300 000.

Cerca de 80 000 edifícios foram danificados ou destruídos e adicionalmente cerca de 200 000 edifícios residenciais foram danificados e considerados impróprios para ocupação.

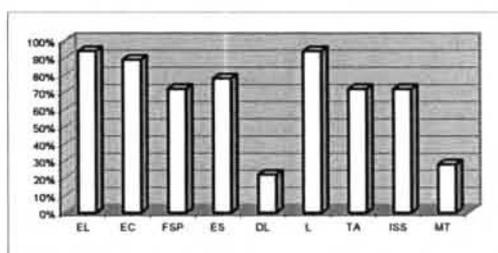
Os danos económicos foram distribuídos por diversos sectores, designadamente: donos de obra, instituições financeiras e governamentais. As perdas cobertas pelos seguros constituem uma pequena proporção das perdas directas.

19 - EDUCAÇÃO EM ENGENHARIA SÍSMICA

19.1 – Curriculum académico

O curriculum de educação em engenharia sísmica deve incluir a física dos sismos, a casualidade sísmica, a vulnerabilidade sísmica, o risco sísmico, a construção e a retroanálise.

Em geral, com algumas excepções (Universidade de São Diego e Universidade de Canterbury) os assuntos relacionados com sismos são cobertos em cursos de pós-graduação e estão listados na Figura 37 (Sêco e Pinto, 2000).



EL= Ensaio de Laboratório
 EC= Ensaio de Campo
 FSP= Fundações Superficiais e Profundas
 ES=Estruturas de Suporte
 DL = Dimensionamento de “Lifelines”
 L= Liquefacção
 TA= Taludes e Aterros
 ISS = Interação Solo-Estrutura
 MT = Movimentos de Terreno

Fig. 37 - Distribuição dos assuntos (segundo Sêco e Pinto, 2000)

Os livros de texto que cobrem a dinâmica de solos e engenharia sísmica são instrumentos úteis para os professores e para os alunos e os mais populares são: Clough e Penzien (1975), Prakash (1981), Das (1983), Wolf (1985), Humar (1990), Lay e Wallace (1995), Kramer (1995), Ishihara (1996) e Bolt (1999).

Das lições apreendidas com os sismos recentes muito progressos foram efectuados nos últimos anos relativamente à uma melhor compreensão do comportamento sísmico de estruturas geotécnicas (Sêco e Pinto, 1996).

Resulta assim que os livros de texto necessitam de ser complementados com elementos adicionais. Esta situação obriga aos professores um esforço contínuo para que as aulas possam contemplar os últimos desenvolvimentos da engenharia sísmica.

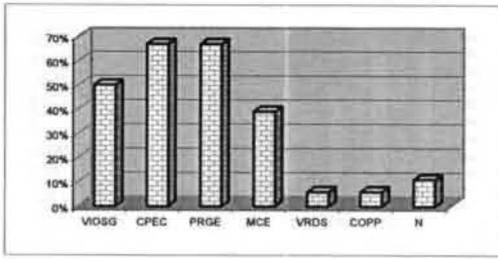
Torna-se também importante diminuir o fosso existente entre a universidade e a prática profissional, pelo que não podendo um professor ser especialista em todos os tópicos é desejável o recurso a profissionais de elevada craveira.

A Figura 38 sintetiza os resultados de um inquérito sobre a educação contínua (Sêco e Pinto, 2000)

19.2 - Educação para prevenção

A educação para prevenção deve ser gradual, permanente e o conhecimento básico deve proporcionar regras seguras e de comportamento para todas as pessoas que residem em zonas sísmicas.

No caso de sismos as recomendações gerais são: conservar a calma, não utilizar os elevadores e ficar no exterior dos edifícios.



- VIOSG = Visita a Importantes Obras Sísmicas Geotécnicas
- CPEC = Conferências de Profissionais de Elevada Craveira
- PRGE = Projectos Realizados por Grupos de Estudantes
- MCE = Melhoria de Comunicação com Estudantes
- VRDS = Visita a Regiões Devastadas por Sismos
- COPP = Comunicação com Profissionais de Elevada Craveira
- N = Nenhum

Figura 38 – Educação contínua (segundo Sêco e Pinto, 2000)

Os habitantes de aldeias que foram danificadas pelos sismos são aconselhados a: (i) não efectuar obras de reparação não autorizadas; (ii) não demolir as casas danificadas sem autorização; (iii) não construir novas casas sem autorização; e (iv) não residir em casas danificadas.

O manual de prevenção sísmica para autoridades e agentes de segurança deve incluir: (i) conhecimentos de sismologia; (ii) informação geral sobre zonamento sísmico; (iii) técnicas de microzonagem; (iv) actividade pós-sísmica das principais fontes; (v) planeamento pré-acidente e actividades de gestão; (vi) informação disponível sobre a segurança sísmica dos edifícios; (vii) fábricas e produtos industriais perigosos; (viii) informação sobre a desactivação automática das condutas técnicas de electricidade, gás e água; (ix) orientações sobre a importância de conservação, reparação e reforço de edifícios; (x) comportamento humano durante os sismos; (xi) planeamento de actividades de emergência, procura, evacuação, transporte e comunicação; (xii) ajuda de emergência de saúde, abrigos, água, comida e outras necessidades; e (xiii) planeamento de actividades pós-acidente, para alívio da situação, reinstalação, reabilitação, desenvolvimento e restabelecimento.

19.3 - Centros de Informação Sísmica Geotécnica

O Centro Nacional de Investigação em Engenharia Sísmica (NCEER) foi estabelecido em 1986 e desempenhou um papel importante na transferência de tecnologia através da publicação de relatórios de investigação, boletins técnicos,

brochuras, jornais, organização de workshops, seminários e actividades educacionais, apresentação de resultados sobre investigação em encontros nacionais e internacionais. A informação publicada por NCEER consta de mais de 15 000 registos da base de dados QUAKELINE (Coty e Tao, 1992).

A Agência Federal de Gestão de Emergência (FEMA) publica monografias e impressos sobre edifícios, segurança de sistemas de condutas técnicas, estratégias de mitigação de sismos, educação sísmica e informação tecnológica.

Os Serviços Geológicos dos Estados Unidos (USGS) produzem e distribuem livros, mapas, fotografias e jornais.

O Centro Nacional de Dados Geofísicos (NGDC) colecciona os dados da América do Norte sobre a sismicidade, tsunamis, topografia e imagens de satélite.

O Centro de Investigação de Engenharia Sísmica (EERC) da Universidade de Califórnia (Berkeley) publica um jornal sobre sismos e relatórios técnicos.

É importante sublinhar as actividades do Instituto de Investigação de Engenharia Sísmica (EERI), fundado em 1948, que incluiu investigações sobre sismos destrutivos, workshops e co-ordenação de problemas de investigação sísmica. O EERI produz uma grande variedade de publicações, incluindo monografias técnicas, relatórios sobre sismos, actas de conferência, seminários, bem como um conjunto de slides, vídeos e CD-ROMs. Publica um jornal mensal e uma revista quadrianual para os seus membros.

Foram preparados vídeos e slides dos sismos de Kobe (1995), Northridge (1994), Loma Prieta (1989) e Armenia (1988). Existem também slides dos sismos de Umbria-Marche (1997), Erzincan (1993), Costa Rica (1991), Filipinas (1990), Irão (1990) e México (1985).

Uma série de conferências sobre a resposta dos terrenos e estruturas durante a ocorrência de sismos, apresentadas por alguns “gurus” de engenharia sísmica, está disponível em vídeo:

Conferência 1: “Understanding and Predicting Soil Behavior” pelo Prof. H.Bolton Seed;

Conferência 2: “Introduction to Structural Dynamics” pelo Prof. A. K. Chopra;

Conferência 3: “Understanding and Predicting Structural Behavior” pelo Prof. P.C. Jennings;

Conferência 4: “Soil-Structure Interaction” pelo Prof. A.S. Veletsos.

O Centro de Investigação sobre Acidentes (DRC) promove projectos de investigação em grupo e respostas para organizações em situações de emergência e mantém uma base de dados sobre a resposta dos materiais e os comportamentos sociais durante acidentes.

20 - DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apontam-se alguns tópicos que irão merecer maior desenvolvimento nos próximos tempos:

Taludes

- (i) Determinação da resistência residual dos solos;
- (ii) Análise de estabilidade de taludes rochosos.

Liquefacção

- (i) Utilização do martelo de Becker e dos ensaios geofísicos na avaliação de liquefacção de solos com cascalho;
- (ii) Determinação da resistência pós-liquefacção dos terrenos;
- (iii) Avaliação das consequências de liquefacção;
- (iv) Métodos de mitigação.

Estruturas de suporte

- (i) Métodos de cálculo de deslocamentos permanentes para situações de movimentos conjuntos de rotação e translação;
- (ii) Correlação dos deslocamentos permanentes com a altura do muro;
- (iii) Uma maior utilização de muros de suporte reforçados com geosintéticos, em face do seu superior comportamento, em relação aos muros de betão armado, durante a ocorrência dos sismos.

Interacção solo-estrutura

- (i) Incorporação do comportamento não linear dos materiais nos métodos de análise;
- (ii) Instrumentação das estacas para efeitos de dimensionamento;
- (iii) Influência do maciço de encabeçamento das estacas;
- (iv) Análise do efeito de grupo de estacas.

Remediação

Exploração das técnicas de drenagem (drenos de cascalheira e estacas metálicas), injeções, utilização de bactérias para os terrenos e reforço das fundações com microestacas.

Aterros de resíduos sólidos

- (i) Uma melhor caracterização das propriedades dinâmicas dos aterros de resíduos sólidos;
- (ii) Uma adequada compreensão da interacção aterro-estrutura, visando uma previsão de deslocamentos.

Estruturas subterrâneas

- (i) Localização e tipo de juntas das condutas técnicas, para minimizar o efeito dos movimentos do terreno.

Património existente

- (i) Levantamentos dos edifícios projectados pelos regulamentos antigos e modernos;
- (ii) Custos das retroanálises;
- (iii) Custos de reabilitação dos edifícios históricos;
- (iv) Implementação de mapas de “geohazards” visando a minimização de danos.

21 - CONCLUSÕES

Não obstante os extraordinários progressos efectuados no domínio de engenharia sísmica, visando uma melhor compreensão do comportamento das estruturas geotécnicas, existem ainda zonas de penumbra que carecem de uma melhor clarificação.

A investigação tem-se desenvolvido através de uma exploração racional e equilibrada de uma rede de correlações que procura interligar os resultados dos ensaios de laboratório e de campo, visando a obtenção de valores previstos fiáveis pelos modelos computacionais e sua posterior calibragem, através de registos dos “arrays” instalados, utilização de ensaios com centrifugadora e observação do comportamento das estruturas durante os sismos.

Procura-se diminuir o fosso entre a teoria e a prática e obter uma maior adequação do arquétipo ao real.

Uma melhoria da segurança das pessoas, a diminuição dos danos provocados nas estruturas construídas e a minimização dos impactes constituem uma tarefa imensa que envolve Investigadores, Projectistas, Construtores, Donos de Obra e Público.

Torna-se necessário estabelecer uma comunicação simétrica entre os protagonistas, criar um juízo crítico entre os intervenientes e implementar uma dinâmica própria que explore as interacções, as transformações e as condições estruturais que possibilitem um melhor desenvolvimento da investigação, tornando esta uma aventura fecunda.

Uma exegese sobre o passado mostra que ainda não foram colhidos todos os ensinamentos das lições sobre os sismos, o que obriga um trabalho no sentido de se evitar a repetição dos erros cometidos e de uma optimização dos recursos financeiros disponíveis, em face das suas inevitáveis limitações.

A visão dos ensinamentos e a mais profunda compreensão da ciência apontam para o sentido da nossa responsabilidade para com todos, e para nós mesmos, e para a necessidade de usarmos essa responsabilidade de modo urgente e com vasto alcance para proteger a família global, apoiar os seus

membros mais fracos, bem como preservar e cuidar do nosso património.

Uma nova atitude irá contribuir para o despertar desta consciência e mostrar que o progresso do conhecimento no domínio de engenharia sísmica geotécnica só pode ser alcançado através de um esforço contínuo e permanente.

Gostaria de recordar o poema de Charles Mackay, "Clear the Way":

"There's a fount about to stress
 There's a light about to beam,
 There's a flower about to blow,
 There's a warmth about to glow;
 There's a midnight darkness changing
 Into grey,
 Men of thought and men of action,
 Clear the way"

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrahamson, N. A. (2000) *State of the practice of seismic hazard evaluation*, Vol. 1, pp. 659-685. GEOENG 2000, Melbourne.
- Abrahamson, N. A. e Silva, W. J. (1997) *Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes*. Sei. Res. Lett. 68, nº 1, pp. 94-127.
- Allampalli, S. e Elgamal, A. W. (1991) *Retaining Walls. Computation of Seismically Induced Deformations*. Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Paper nº 4.10.
- Alba, P. (2004) *Residual strength after liquefaction: a reological approach*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D. Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed e I.Towhata, Vol. 1 pp.740-746.
- Ambraseys, N. N. (1998) *Engineering Seismology. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 17, pp. 1-105.
- Amini, F. e Qi, G. Z. (2000). *Liquefaction testing of stratified silty sands*. J.G.G.E., Vol. 126, nº: 3, pp. 208-217.
- Anastassopoulos, I., Gazetas, G e Psarroulos, P. N. (2004) *On the seismic response of flexible retaining structures*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D. Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed e I.Towhata, Vol. 1 pp. 96-103.
- Anderson, D. G. e Jr. Kavazanjian, E. (1995) *Performance of landfills under seismic loading* Proceedings of Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. State of the Art. St. Louis, vol. III, pp. 1557-1587.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., II e Chung, R. M. (1999) *Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures*. NISTIR 6277, NIST, Gaithersburg, 121 p.
- Arulanandan, K. e Scott, R. F. (eds.) (1993, 1994) *Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*. Proc. Of Int. Conf. Davis, Vols. 1 e 2, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Ashord, S. A., Sitar, N., Lysmer, J., e Deng, N. (1997) *Topographic effects on the seismic response of steep slopes*. Bulletin of the Seismological Society of America, 87(3).
- Baba, K. e Nagai, M. (1998) *Dynamic failure test model embankment*. International Symposium on Earthquakes and Dams, China, Vol. 1, pp.271-385.
- Bardet, J. P. e Davis, C. A.. (1999) *Responses of large-diameter buried pipes to earthquakes*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp. 973-986. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Bazant, Z. P. e Krizek, R. J. (1976) *Endochronic constitutive law for liquefaction of sand*. JEMD, ASCE, Vol. 102, EM2, pp. 225-238.
- Booker, J. R., Rahmon, M. S. e Seed, H. B. (1976) *GADFLEA - A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading*. Report nº EERC 76-24. University of California, Berkeley.
- Bray, J. D., Augello, A., Leonards, J., G. A. Repetto, P. C. e Byrne R. J. (1995) *Seismic stability procedures for solid waste landfills*. JGE, Vol. 121, Nº 2, pp 139-151.
- Bray, J., Sancio, R. B., Riemer, M. e Durgunoglu, H. T. (2004) *Liquefaction susceptibility of fine grained soils*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I.Towhata, Vol. 1, pp.665-662.
- Byrne, P .M. e Beaty, M. H. (1999) *Assessment residual strength for embankments*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Edited by Pedro S. Sêco e Pinto. Published by Balkema. Vol. 3, pp. 1069-1075.
- Carter, J. P., Booker, J. R. e Wroth, C. P. (1982) *A critical state soil model for cyclic loading*. Soil Mechanics Transient and Cyclic Loads. Constitutive Relations and Numerical Treatment. John Wiley & Sons, pp. 219-252.
- Celebi, M. (1996) *Unique ground motions recorded during the Northridge (California) earthquake and implications*. Special Session on "Lessons learned from Northridge and Kobe earthquakes. Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering, Mexico.

- Celebi, M., Toprak, S. e Holzer, T. (2000) *Strong-Motion, Site-Effects and Hazard Issues in Rebuilding Turkey: in Ligth of the 17 August, 1999 Earthquake and its Aftershocks*, Istanbul Technical University. The 1999 Izmit and Duzce Earthquakes: Preliminary Results, Editors Aykut Barka, Ozgur Kozaci, Serdar Akyuz and Erhan Altunel., pp 247-263.
- Cetin, K. O e Seed, R. B. (2001) *Nonlinear shear mass participation factor (r_s) for cyclic shear stress ratio evaluation*. Research Report nº UCB/GT-2000/08, University of California, Berkeley.
- Cetin, K. O. e Seed, R. B. e Kiureghian. (2001) *Reliability based assessment of seismic soil liquefaction initiation*. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp 327-332. Edited by Atilla Ansal.
- Clough, R. W. e Penzien, J. (1975) *Dynamic of Structures*. McGraw-Hill.
- Coelho, A. G. (1993) *Falhas activas e casualidade sísmica em Portugal*. Simpósio sobre Catástrofes Naturais, Lisboa, pp. 1-1-1-31.
- Correia, R. M. (2003) *Efeitos de amplificação sísmica pelos solos*. XVII Lição Manuel Rocha, Geotecnia nº 97, pp. 5-44.
- Coty, P. A. e Tao, D. (1992) *Provision of Earthquake Engineering Information in the US*. 10 th World Conference, Earthquake Engineering, Madrid, pp 6105-6109.
- Crespellani, T., De Franco, R., Marcellin, A e Maugeri, M. (1999) *A down-hole experiment and geotechnical investigations at Fabriano, Italy*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol.31, pp. 771 – 778. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Cuellar, V. (1999) *Codes and standards for Europe*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 1, pp. 443 - 439. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Cundall, P. A. e Board, M.. (1988) *A micro-computer program for modeling large-strain plasticity problems*. Proc. 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, pp 2101.2108.
- Das, B. M. (1983) *Fundamentals of Soil Dynamics*. Elsevier.
- EARTHQUAKE SPECTRA. (1995) *Northridge Earthquake Reconnaissance Report*. Vol. 1.
- EERI. (1995) *Northridge Earthquake January 17, 1994*. Preliminary Reconnaissance Report.
- EERI (1995) *The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake*. Great Hanshin Earthquake Disaster January 17.
- Endo, O. e Komanobe, K. (1995) *Single and multi-directional shaking table tests of sand liquefaction*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 675 - 680. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema.
- Elms, D. (2000) *Refinements to the Newmark sliding block model*. Paper nº 2132. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- Eurocódigo 8. (ENV 1998). *Design of structures for earthquake resistance*.
- Eurocódigo 8. (ENV1998) *Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects*.
- Finn, W. D. L. (1999) *Codes, standards and seismic safety evaluation of earth structures*. Theme Lecture. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol.31, pp. 1091 – 1106. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Finn, W. D. L., Yogendrakumar, M., Yoshida N. e Yoshida., H. (1986) *TARA- 3: a program to compute the response of 2D embankments and soil- structure interaction systems to seismic loadings*. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada.
- Fu, P. C., Wang, G., Zhang, J. M. (2004) *Analytical Approaches for underground structures subjected to longitudinally propagation shear waves*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D. Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R. B. Seed and I.Towhata, Vol. 1, pp.264-271.
- Furuta e Yamamoto. (2000) *Liquefaction assessment by shear wave crosshole tomography tests*. Paper nº 831. 12 th WCEE, Auckland, New Zealand.
- Garnier, J. e Pecker, A.. (1999). *Use of centrifuge tests for the validation of innovative concepts in foundation engineering*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 1, pp. 443 - 439. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Gazetas, G. (2001) *The 1999 Parnitha (Athens) Earthquake. Soil effects on distribution of damage*. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp. 5-19.
- Gazetas, G. e Mylonakis, G. (1998) *Seismic soil structure interaction: new evidence and emerging issues*. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE II, pp 1119 - 1174.
- Hibbit, Karlsson e Sorensen. (2001) *ABAQUS, Explicit User Manual*.
- Humar, J. L. (1990) *Dynamic of Structures*. Prentice Hall.
- Huo, H, Bobet, A., Fernandez, G e Ramirez, J. (2004) *Seismic Evaluation of the failure of the Daikai station during the Kobe earthquake*. Proc. of 3rd International Conference on

- Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I. Towhata, Vol. 2 pp.758-765.
- IAEE (International Association of Earthquake Engineering). (1996) *Earthquake Resistant Regulations*. A World List-1992.
- Iai, S., Chi, K. I., Liu, H. e.Morila, T. (1998) *Effective stress analyses of port structures*. Special Issue of Soil and Foundations. 97-1124. pp. 97-114.
- Idriss, I. M. (1968) *Finite element analysis for seismic response of earth banks*. J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94 (SM3), 617-636.
- Idriss, I. M. (1990) *Response of soft soil during soil earthquakes*. Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, pp.273-290.
- Idriss, I. M. (1995) *An overview of earthquake ground motions pertinent to seismic zonation*. Proc. 5 th Int. Conf. Seismic Zonation, Nice, pp. 2111-2126.
- Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R. e Seed, H. B. (1973) *Quad-4. A Computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite elements*. Report n° UCB/EERC 73-16, University of California, Berkeley.
- Idriss, I. M. e Sun, J. L. (1992) *User's manual for SHAKE 91*. Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA.
- INA (International Navigation Association). (2001) *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. A.A. Balkema Publishers.
- Ishihara, K. (1993) *Liquefaction and flow failure during earthquakes*, 33rd Rankine Lecture. Geotechnique 43(3), pp 351-415.
- Ishihara, K. (1996) *Soil behaviour in earthquakes geotechnics*. Clarendon Press. Oxford.
- Ishihara, K., Yasudfa, S. e Yoshida, Y. (1990) *Liquefaction induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands*. SF, Vol. 30, n° 3, pp. 69-80.
- Iwasaki, Y. (1995) *Geological and geotechnical characteristics of Kobe area and strong ground motion records by 1995 Kobe Earthquake, Tsuchi-to-Kiso*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 43, N° 6, 15-20.
- Joyner, W. B. e Boore, D. M. (1988) *Measurement, characterization and prediction of strong motion*. Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Geotechnical Special Publication N° 20, ASCE, pp 937-942.
- Kawaga, T. Minowa, C., Abe, A e Oda, S. (1995) *Shaking- table tests on and analyses of piles in liquefying sand*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 699 - 704. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema.
- Kawai, T. (1985) *Summary report on the development of the computer program DIANA - Dynamic interaction approach and nonlinear analysis*. Science University of Tokyo.
- Kawasumi, H. (1964) *General report on the Niigata Earthquake*. Tokyo Electrical Engineering, Colleague Press.
- Kochel. R. , Konig , D. e Syllwasschy, O. (1997) *Three Basic Topics Mechanics on Waste Mechanics*. Proc. 14 th ICSMFE, Vol.3, pp 1831-1837.
- Kokusho, T. e Matsumoto, M. (1997) *Nonlinear site response during the Hyogoken-Nanbu earthquake recorded by vertical arrays in view of seismic zonation methodology*. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, Edited by Pedro S.Sêco e Pinto. Published by Balkema., pp. 61-69.
- Kramer, S. L. (1995) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Kramer, S. e Paulsen, S.B. (2004) *The prediction of reinforced slope performance during earthquakes*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R. B. Seed and I. Towhata, Vol. 2 pp.275-282.
- Lay, T. e Wallace, C. (1995) *Modern Global Seismology*. Academic Press.
- Lee, M. K e Finn, W. L. L.. (1978) *DESRA 2, dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential*. Soil Mechanics series n° 38. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Lysmer, J., Udaka, T., Seed, H. B. e Hwang, R.. (1974) *LUSH 2- A computer program for complex response analysis of soil-structure systems*. Report n° UCB/EERC 75-30. University of California, Berkeley.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F e Seed, H. B. (1975) *FLUSH 2 - A computer program for approximate 3-D analysis of soil structure interaction problems*. Report N° UCB/EERC 75-30. University of California, Berkeley.
- Lysmer, J., Raissi, M. T., Tajirian, F., Vahdini, S. e Ostadan, F. (1981) *SASSI - A system for analysis of soil-structure interaction*. Department of Civil Engineering. University of California, Berkeley.
- Makdisi, F. I. e Seed, H. B. (1977) *A simplified procedure for estimating earthquake induced deformations in dams and embankments*. Report n° EERC 79-19. University of California, Berkeley.
- Martin, P. P. e Seed, H. B. (1978) *MASH A computer program for the non linear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered*

- deposits*. Report nº EERC 78-23. University of California, Berkeley.
- Matsui, T., Kituzawa, M., Nanjo, A e Yasuda, F. (1997) *Investigation of damaged foundations in the Great Hanshin earthquakes*. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, pp. 125-134. Edited by Pedro S. Sêco e Pinto. Published by Balkema, pp 235-242.
- Mineiro, A. (2000) *A importância das propriedades dinâmicas dos materiais geotécnicos no comportamento sísmico de estruturas. Alguns aspectos críticos*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. III pp 1431-1447.
- Modaressi, H. Foerster, E. e Mellal, A. (1997) *Computer Aided Seismic Analysis of Soils*. Proc. 6 th Symp. On Numerical Models in Geomech., Montreal, Canada, pp.427-432.
- Mora, S. e Vahrson, W. (1993). *Macrozonation methodology for landslide hazard determination*. Bull. Int.Ass. Eng. Geology.
- Mroz, Z., Norris, V. A. e Zienkiewicz, O.C. (1979) *Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils*. Advanced Topics and New Developments in Finite Element Analysis, Portoroz, pp. 18-22.
- Muraleetharan, K. K., Misch, K. D., Yogachandran, C. e Arulanandan, K. (1991) *User' manual for DYSAC2: dynamic soil analysis code for 2-dimensional problems*. Report, Department of Civil Engineering, University of California, Davis.
- NCEER. (1997) *Proc. NCCER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil*, Summary Report, Edited by T. Leslie Youd and I. M. Idriss, National Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, Technical Report NCEER-97-0022.
- Newmark, N. M. (1965). *Effects of earthquakes on dams and embankments*. Geotechnique, Vol 15, nº2, pp. 139-160.
- Oka, A. H., Okamura, M., Takemura, J. e Kimura, T. (1995) *Dynamic behavior of compacted sands surrounded by liquefied loose sands*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 681 - 686. Edited by Kenji Ishihara. Published by A. Balkema.
- Oliveira, C. S e Malheiro, A. M. (1999) *The Faial, Pico, São Jorge Azores earthquake of July 9, 1998*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp. 779- 784. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Oliveira, J. B., Gomes, J. P., Sêco e Pinto, P. S. e Pina, C.A. (1996) *Dynamic tests performed on large piles*. 11 WCEE. Acapulco, Mexico.
- O'Rourke, M. J e Liu, X. (1999) *Response of buried pipelines subject to earthquake effects*. MCEER Monograph nº 3, 250 pp.
- O'Rourke, T. D., Wang, Y., Shi, P. e Jones, S. (2004) *Seismic wave on water trunk and transmission lines*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I. Towhata, Vol. 2, pp.420-428.
- Pane, V. (2001) *The November 1999 Duzce Earthquake. Assessment of the Foundation Damage of Viaduct nº 1 of the Anatolian Motorway*. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp. 5-19.
- Paolucci, R. e Rimoldi, A. (2002) *Seismic amplification for 3D steep topographic irregularities*. Paper 87, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
- Pecker, A. (1997) *Analytical formulae for seismic bearing capacity of shallow strip foundations*. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, pp. 262-268. Edited by Pedro S. Sêco e Pinto. Published by Balkema.
- Pecker, A. (1999) *Session: Codes, standards and safety evaluation. General Report*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1107 - 1109. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Pender, M .J. (1999) *Geotechnical earthquake engineering design practice in New Zealand*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1091 - 1106. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Pitilakis, K. D., Makra, K. A. e Raptakis, D. G. (2001) *2D vs 1D effects with potential applications to seismic norms: The cases of EUROSEISTEST and Thessaloniki*. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp 123- 133. Edited by Atilla Ansal.
- Prakash, S. (1976) *Soil dynamics in engineering practice*. Sarita Prakashan, Meerut.
- Prevost, J. H. (1981) *Dynaflow: a nonlinear transient finite element analysis program*. Princeton University, Department of Civil Engineering, Princeton.
- Prevost, J. H. (1993) *Nonlinear dynamic response analysis of soil and soil-structures interacting systems*. Proc. of the Seminar on Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Lisbon, Sêco e Pinto, Editor. Publisher A. Balkema.
- Richards, R. Jr. e Elms, D. G. (1979) *Seismic behaviour of gravity retaining walls*. Journal of the

- Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, N° GT4, April.
- Roberston, P. K., Woeller, D. J. e Finn, W. D. L. (1992). *Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction under cyclic loading*, Canadian Geotechnical Journal, Vol, 29, pp.686-695.
- Roberston, P. K, List, B. R e Hofmann, B.A. (1995) *CANLEX (Canadian Liquefaction Experiment): A One Year Update*, Special Presentation, Proc. 3rd. Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash (ed.) St. Louis, Mo., Vol. II, pp.815-823.
- Roessig, L. N. e Sitar, N. (1999) *Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 2, pp.679 - 684. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Romo, M. P. O., Chen, J. H., Lysmer, J. e Seed, H. B. (1980). *PLUSH - A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction*. Report n° UCB/EERC 77/01. University of California, Berkeley.
- Romo, M. P., Garcia, S. R. e Merlos, J. (1999) *Dynamic analysis of tunnel-shaft-soil systems using FEM and ANN*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp. 993-997. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Sadigh, K., Chang, C.Y., Egan, J.A., Makdisi, F. e Youngs, R. R. (1997) *Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data*. Seis. Res. Lett. 68, n° 1, pp 180-189.
- Saito, E., Ikemi, H., Nakano, H. e Nakamura, M. (1992) *Estimation on How Much Anxiety People Feel in Underground Urban Space during Earthquakes*. 10 th World Conference, Earthquake Engineering, Madrid, pp. 6105-6109.
- Santos, J. (1999) *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo de comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa.
- Sargent, R. C. (1990) *Validation of mathematical models*. Proc. Geoval.-90, Conf. Stockholm Francisco. Preprint.
- Sarma, S. H. (1975) *Seismic stability of earth dams and embankments* Geotechnique, Vol 25, n° 4, pp. 743-76.
- Sarma, S. H. e Chowdhury, R. (1996) *Simulation of pore pressure in earth structures during earthquakes*. 11th WCEE, Acapulco, Mexico.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. e Seed, H. B. (1972). *"SHAKE" A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report N° UCB/EERC 72-12. University of California, Berkeley.
- Sêco e Pinto, P. S. (1995) *Seismic behavior of gravity retaining structures*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 1165 - 1170. Edited by Kenji Ishihara. Published by A. Balkema.
- Sêco e Pinto, P. S. (1996) *Considerations on the geotechnical behavior of structures during earthquakes*. Key Note. Special Session on "Lessons learned from Northridge and Kobe earthquakes". Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering, Mexico.
- Sêco e Pinto, P. S. (1997) *Dimensionamento de Fundações segundo o EUROCÓDIGO 7*. Sociedade Portuguesa de Geotecnia (25° aniversário), pp II-1-II-67.
- Sêco e Pinto, P. S. (1998) *Dynamic analysis of solid waste landfills and lining systems*. Proc. of 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, pp. 1125-1159. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Sêco e Pinto, P. S. (1999a) *Slopes and embankments*. General Report. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1059 - 1068. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Sêco e Pinto, P. S. (1999b) *The relation between Eurocode 8 and Eurocode 7*. Proc. of the 12 th. European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam, Vol.3, pp.2223-2228. Edited by F.B.J. Barends, J. Lindenberg, H.J. Luger, L. de Quelerit and A. Verruit. Publisher A. A. Balkema.
- Sêco e Pinto, P. S. (2000). *Education in earthquake geotechnical engineering*. Practice and needs. Special Lecture. Proceedings of the First International Conference on Geotechnical engineering education and Training, Sinaia, Edited by I.Manoliu, I. Antonescu and N. Radulescu, pp-33- 45.
- Sêco e Pinto, P. S. (2001) *Dam engineering-earthquake analysis*. Special Lecture. Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, CD-ROM, San Diego.
- Sêco e Pinto, P. S. (2002). *Eurocode 8 – Design provisions for geotechnical structures*. Special Lecture. 3rd Croatian Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Conference, CD-ROM, Hvar.
- Sêco e Pinto, P. S. (2003) *Seismic behaviour of geotechnical structures*. Inaugural lecture. Proc. 13 th Regional African Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering pp 3-

- 24., Marrakech, Edited by M.Sahli, L.Bahi & R.Khalid.
- Sêco e Pinto, P. S., Correia, J. e Vieira, A. (1997) *Evaluation of liquefaction potential of a site located in the South of Portugal*. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, pp. 113-124. Edited by Pedro S. Sêco e Pinto. Published by Balkema.
- Sêco e Pinto, P. S., Lopes, L., Agostinho, e Vieira, A. (1998) *Seismic analysis of solid waste landfills*. Proc. of 3rd. International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Sêco e Pinto, P. S. e Oliveira, R. (1998) *A recent difficult foundation problem. The case of the New Tagus bridge*. Special Lecture. Proc. 4th International Conference on Cases Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, USA.
- Seed, H. B. e Harder, L. F. (1990) *SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*. Proc. of Memorial Symposium of H. B. Seed, Vol. 2, pp. 351-376.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1982) *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Seed H. B., Idriss, I., M. e Arango, I. (1983) *Evaluation of liquefaction potential using field performance data*. JGE, ASCE, Vol. 109, n° 3, pp 458-482.
- Seed, H. B., Lee, K.L., Idriss, I. M. e Makdisi, F. I. (1973) *Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971*. Rep. N° EERC 73-2 Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.
- Seed, H. B., Seed, R.B., Harder, L.F. e Long, H.L. (1989) *Reevaluation of the Lower San Fernando Dam*. Rep. N° 2 Contract Rept. GL-89-2 U.S. Army Corps Of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. e Chung, R. M. (1985) *Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. JGED, ASCE, Vol. 111, n° 12, pp. 1425-1445.
- Seed, R. B., Cetin, K. O. e Moss, R. F. S. (2001) *Recent advances in soil liquefaction hazard assessment*. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, Istanbul, pp. 319-326. Edited by Atilla Ansal.
- Seed, R. B e Moss, R. F. S. (1999) *Most Recent advance in US codes and policy with regard to seismic geotechnics*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1111 - 1116. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E. e Bray, J. B. (1997) *Site dependent seismic response including recent strong motion data*. Proc of the Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering during 14th ICSMFE, Hamburg, pp. 125-134. Edited by Pedro S.Sêco e Pinto. Published by Balkema.
- Serra, J. B. (1989) *Análise sísmica de estruturas geotécnicas através de processos estocásticos*. Relatório interno.
- Shamoto, Y., Zhang, J. M. e Tokimatsu, K. (1998) *Methods for evaluating residual post-liquefaction ground settlements and horizontal displacement*. Soils and Foundation, Special Issue, pp. 69-83.
- Shimizu, Y. e Yamazaki, F. (1997) *Early earthquake warning system for city gas network*. Proc. Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering, 14 ICSMFE, Hamburg, pp. 317-322. Edited by Pedro Sêco e Pinto.
- Siddharthan, R. e Norris, G. M. (1991) *On the Seismic Displacement Response of Rigid Retaining Walls*. Soils and Foundations, Vol. 31, N°2, p.p. 51 - 64.
- Siddharthan, R., Prakash, K. G. e Norris, G. M. (1991) *Displacement Based Design of Retaining Walls*. Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri.
- Simonelli, A., Carafa, P., Feolo, A., Crewe, A. e Taylor, C. (2000) *Retaining Walls under Seismic Actions: Shaking Table Testing and Numerical Approachs*, 12 WCEE, Auckland, Paper 1885.
- Sittar, N e Roessig, L. .N. (1999) *A review of experiments studies of seismic behavior of reinforced structures*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp.1083 - 1088. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Sittar, N., Roessig, L. N., Ashford, S. e Stewart, J. (1997) *Seismic response of steep natural slopes, structural fills and reinforced soil slopes and walls*. Proc. Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering, 14 ICSMFE, Hamburg, pp. 341-350. Edited by Pedro Sêco e Pinto.
- Somerville (1998) *Engineering art: earthquake ground motion*. Proc. Geotechnical Earthquake Engineering in Soil Dynamics III, Edited by P. Dakoulas, M. Yegian and R. D. Holtz, Geotechnical Special Publication. N° 75, ASCE, Vol.1, pp 1-38.
- Stadler, A. T., Dewoolkar, M. M., Ko, H.Y. e Pak, R. Y. S. (1995) *Seismic earth pressure studies on a cantilever retaining wall by centrifuge modeling*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 723 - 728. Edited by Kenji Ishihara. Published by A. Balkema.

- Stokoe, K. H. II, Darendeli, M. B., Andrus, R. D. e Brown, L. T. (1999). *Dynamic soil properties: Laboratory, field and correlation studies*. Theme Lecture. Proc. of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema, Vol.3, pp. 811-845.
- Stokoe, K. H. II, Darendeli, M. B., Menk, F. Y. e Choi, W. K. (2004) *Comparison of the Linear and Nonlinear Dynamics properties of Gravels, sands and Clays*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed e I.Towhata, Vol. 1 pp.1-4.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B. e Richart, F.E. (1973) *Soil motion computation by characteristics method*. ASCE National Structural Engineer Meeting, San.
- Takaaki, K., Mejia, L. H., Seed, H. B. e Lysmer, J. (1981) *TLUSH. A computer program for three-dimensional dynamics analysis of earth dams*. Report n° UCB/EERC- 81/14. University of California, Berkeley.
- Takahashi, T., Mimoto, K. e Hayakawa, T. (1997) *Present state of applications of geophysical methods to characterization of active faults*. Journal of Japan Society of Engineering Geology, 38, pp.118-129.
- Tamura, C., Kanyo, S., Uesaka, T., Nagayama, I. e Wakizaka, Y. (2000). *Survey and evaluation of active faults on dam construction in Japan*. Paper n° 2493. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- Tang, H. T. (1987). *Large scale soil structure interaction*. Report n° NP-5513-Sr, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Tatsuoka, F, Koseki, J. e Tateyama, M. (1995) *Performance of geo-grid- reinforced soil retaining wall during the Great Hanshin- Awaji earthquake, January 17, 1995*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp.55 - 62. Edited by Kenji Ishihara. Published by A. Balkema.
- TC4 (ISSMGE). (1993) *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards*. Published by the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- TC4 (ISSMGE). (2001) *Case Histories of Post-Liquefaction Remediation*. Committee on Earthquake Geotechnical Engineering.
- Thusyanthan, N., Madabhishi, S. P. G. e Singh, S. (2004) *Modelling the seismic behaviour of municipal solid waste*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D. Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I.Towhata, Vol. 2 pp.283-290.
- Todorovska, M. I. e Trifunac, M. D. (1999) *Liquefaction opportunity mapping via seismic wave energy*. J. G. G. E., Vol. 125, n° 12, pp. 1032-1042.
- Tohda, J., Li, L., Hamada, T., Law, H. e Ko, H.Y. (1995) *Measurement of strain distributions along a buried pipeline under seismic loading in centrifuge models*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol 2, pp.785-790. Edited by Kenji Ishihara Vol 2. Published by A. Balkema.
- Tokimatsu, K. (1999) *Performance of pile foundations in laterally spreading soils*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp. 957 - 964. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Tokimatsu, K. e Seed, H. B. (1984) *Simplified procedure for the evaluation of settlements in clean sands*. Report n° UCB/EERC 84/16. University of California.
- Tokimatsu, K. e Seed, H. B. (1987) *Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking*. JGE, ASCE, 113, pp. 861-878.
- Tokimatsu, K., Kuwayama, S. e Tamura, S. (1991) *Liquefaction potential evaluation based on Rayleigh wave investigation and its comparison with field behavior*. Proceedings 2nd Int. Conf. On Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. And Soil Dynamics, March 11-15, St. Louis, Vol. I, pp. 357-364.
- Towhata, I., Ishihara, K., Shimizu, H., Horie, Y. e Irisawi, T. (2001) *Submarine slides and land settlements in coastal areas during Kocaeli earthquakes*. XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, Istanbul, pp. 71-76. Edited by Atilla Ansal.
- Towhata, I., Kawano, Y., e Koelsch, F. (2004) *Laboratory tests on Dynamic properties of municipal wastes*. Proc. of 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, Editors D.Doolin, A. Kammerer, T. Nogami, R.B. Seed and I.Towhata, Vol. 1 pp.688-693.
- TRISEE. (1999) *3D site effects and soil-foundation interaction in earthquake and vibration risk evaluation*. Edited by Faccioli, E., Paolucci, R. and Vanni, M., European Commission, Directorate General XII for Science, Research and Development.
- Troncoso, J. H. (1995) *Mitigation of environmental damages caused by seismic failures of tailings*. Proc. of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp. 455 - 458. Edited by Kenji Ishihara. Published by A.Balkema.

- UBC (Uniform Building Code) (1997) *International Conference of Building Officials*, Whittier, California, Vol. II.
- Yasuda, S. (1999) *Seismic design codes for liquefaction in Asia*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp. 1117 - 1121. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A.Balkema.
- Yegian, M. K., e Lahlaf, A. M. (1992) *Dynamic interface shear strength properties of geomembranes and geotextiles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, Nº. 5, pp. 760-779.
- Yokoyama, H. e Nagata, S. (1992) *A Maze Experiment on Human Behavior during Evacuation*, 10 th World Conference, Earthquake Engineering, Madrid, 1992, pp 6091-6096.
- Yoshida, N. (1999) *Underground and buried structures*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 3, pp. 987-992. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Yoshida, N. Nakamura, S., Suetomi, I e Esaki, J. (1997) *Validation of analytical procedure on Daikai Subway station damaged during the 1995 Hyogoken-nambu earthquake*. Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structure, pp. 381-388, Editor Pedro Sêco e Pinto, Publisher A. Balkema.
- Youd, T. L. e Gilstrap, S. D. (1999) *Liquefaction and deformation of silty and fine-grained soils*. General Report. Proc. of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, Vol. 3, pp. 1013-1020. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Youd, Y. L. e Wicczorek, G. F. (1984) *Liquefaction during 1981 and previous earthquakes near Westmorland California*. U.S. Geological Survey Open-File Report 84-680.
- Watanabe, K. Y. Kobayashi e I, Towhata. (1999). *Shaking table on seismic earth pressure exerted on retaining wall model*. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 1, pp.297 - 302. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- Wolf, J. P. (1985) *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall.