

DESEMPENHO E CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS SUBMETIDAS A ACÇÕES SÍSMICAS: UMA REVISÃO

Performance and conception of underground structures subjected to seismic actions: a review

R. Carrilho Gomes*

C. Sousa Oliveira**

A. Gomes Correia***

RESUMO - No dimensionamento de estruturas subterrâneas a componente sísmica não é geralmente tida em consideração, mesmo em regiões de elevada sismicidade. Neste trabalho apresenta-se uma revisão da literatura, em que se analisam os mecanismos de rotura, se descrevem as conclusões de relatos sobre o desempenho sísmico, se estuda a resposta sísmica de túneis e se ilustram os danos característicos no seu suporte. Dada a relevância que a fase de concepção tem na qualidade final do projecto, faz-se uma abordagem aos conceitos de dimensionamento de estruturas subterrâneas. Incluem-se também referências à filosofia da regulamentação europeia para zonas sísmicas, à forma de incorporar a componente sísmica nas várias etapas de projecto, bem como a recomendações, regras de boa prática e resultados mais significativos de um método simplificado de análise sísmica da secção transversal de cavidades subterrâneas.

SYNOPSIS - The design of underground structures usually does not consider the seismic component, even in regions of high seismicity. A literature review is presented in this work, which includes the analysis of damage mechanisms, conclusions drawn from seismic performance observations, seismic response of tunnels and illustration of typical support damage. Since the conception plays a very important role in the final quality of the project, design concepts are reviewed. The philosophy presented in the European code for seismic regions, design steps, recommendations and good practice rules, as well as simple expressions to estimate the concentrations of stresses in the cross-section, are also included.

1 – INTRODUÇÃO

É unanimemente reconhecido pela comunidade científica que a generalidade das estruturas subterrâneas exhibe níveis satisfatórios de segurança sob a acção dos sismos, principalmente quando comparadas com as estruturas superficiais. Esta constatação é baseada, fundamentalmente, em observações e descrições relativas ao comportamento de túneis atingidos por sismos de diversas intensidades.

Por estas razões, pouca atenção tem sido dispensada ao estudo sísmico de estruturas subterrâneas, sendo os progressos na metodologia de análise e dimensionamento deste tipo de estruturas pouco significativos nas últimas décadas.

O presente artigo procura contribuir para esclarecer o comportamento sísmico de estruturas subterrâneas, de forma a sensibilizar os Projectistas e os Donos de Obra para a necessidade de

* Bolseiro de Investigação da FCT. Email: ruigomes@civil.ist.utl.pt

** Professor Catedrático do IST. Email: csoliv@civil.ist.utl.pt

*** Professor Associado com Agregação do IST. Email: acorreia@civil.ist.utl.pt

considerar a acção sísmica na fase de projecto e de analisar a vulnerabilidade e risco sísmico deste tipo de estruturas.

2 – DESEMPENHO SÍSMICO DE ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS

2.1 - Dados estatísticos existentes e observações em sismos recentes

Os estudos existentes com dados estatísticos sobre a vulnerabilidade sísmica de túneis, minas e outras obras subterrâneas são em número muito reduzido, destacando-se as compilações de Dowding e Rozen (1978), Owen e Scholl (1981) e Sharma e Judd (1991) que servem de referência ao presente trabalho. Até à data, não existe compilação sistemática que inclua observações de sismos recentes: Northridge 1994 (E.U.A.), Hyogoken-Nanbu 1995 (Kobe, Japão), Chi Chi 1999 (Taiwan) e Kocaeli 1999 (Turquia).

Após a análise dos trabalhos anteriormente citados, verifica-se que as estruturas sem suporte são as mais frequentemente referidas, sendo lícito afirmar que os dados apresentados representam apenas uma parcela do total de estruturas subterrâneas atingidas por abalos sísmicos. Poderão existir outras estruturas subterrâneas que não foram alvo de estudo porque os danos ocorridos teriam sido muito ligeiros ou inexistentes. Consequentemente, os dados estatísticos apresentados sobre a vulnerabilidade sísmica das estruturas subterrâneas devem ser considerados apenas como indicativos, constituindo uma contribuição para avaliar a segurança global destas estruturas.

Hashash *et al.* (2000) comenta os danos observados em algumas estruturas subterrâneas ocorridos em eventos sísmicos recentes, onde se registaram diferenças ao nível do desempenho sísmico:

- i) O sistema BART (*Bay Area Rapid Transit*), S. Francisco, E.U.A., constituído por estações subterrâneas e túneis, não foi danificado devido à acção do sismo Loma Prieta 1989. As juntas sísmicas flexíveis, dimensionadas para acomodar deslocamentos diferenciais nas estruturas de ventilação e assegurar a estanquidade, permaneceram sem danos. No entanto, não foi possível avaliar o patamar de deslocamento a que junta sísmica foi solicitada durante o sismo.
- ii) Um par de túneis submersos que ligam a ilha de Alameda a Oakland, S. Francisco, E.U.A., construídos sem considerar a acção sísmica, registaram fendilhação na estrutura de ventilação provocada pela acção do sismo Loma Prieta 1989. Ocorreu também liquefacção no aterro sobre o emboque e uma quantidade limitada de fugas de água para o interior dos túneis.
- iii) Os túneis realizados por escavação subterrânea do Metropolitano de Los Angeles, E.U.A., mantiveram-se totalmente operacionais após o sismo Northridge 1994. O revestimento destes túneis permaneceu intacto, ao contrário, por exemplo, de condutas adutoras de água.
- iv) A estação de metropolitano de Dakai, Kobe, Japão, colapsou durante o sismo Hyogoken-Nanbu 1995. A rotura por corte da coluna central, seguida do colapso da laje de cobertura por ausência de apoio, provocou assentamentos à superfície da ordem de 2,0 m. Danos similares na coluna central ocorreram no túnel Shinkansen. Registaram-se fendas longitudinais em condutas de betão com diâmetro entre 2,0 e 2,4 m, construídas quer pelo processo de cravação quer pelo processo de escavação a céu aberto.
- v) Diversos túneis viários em maciços rochosos, localizados na zona fortemente afectada pelo sismo Chi Chi 1999, Taiwan, não apresentaram sinais visíveis de danos. Ocorreu um escorregamento de terras sobre o emboquilhamento de um dos túneis, sendo este o dano mais significativo.

2.2 - A contribuição de Sharma e Judd (1991)

Sharma e Judd (1991) ampliaram o trabalho de compilação efectuado por Dowding e Rozen (1978) e Owen e Scholl (1981), documentando um total de 192 casos relativos a 85 eventos sísmicos ocorridos um pouco por todo o mundo. Nele, os autores relacionaram a vulnerabilidade da estrutura com os seguintes seis factores: a espessura do recobrimento, as propriedades do maciço envolvente, a aceleração de pico à superfície do terreno (PGA - *peak ground acceleration*), a magnitude do sismo, a distância epicentral e o tipo de suporte.

De realçar que a informação recolhida resultou, maioritariamente, de abalos sísmicos intensos (de magnitude igual ou superior a 7 na escala de Richter), sendo portanto de esperar que a percentagem de danos seja, naturalmente, elevada para estes casos.

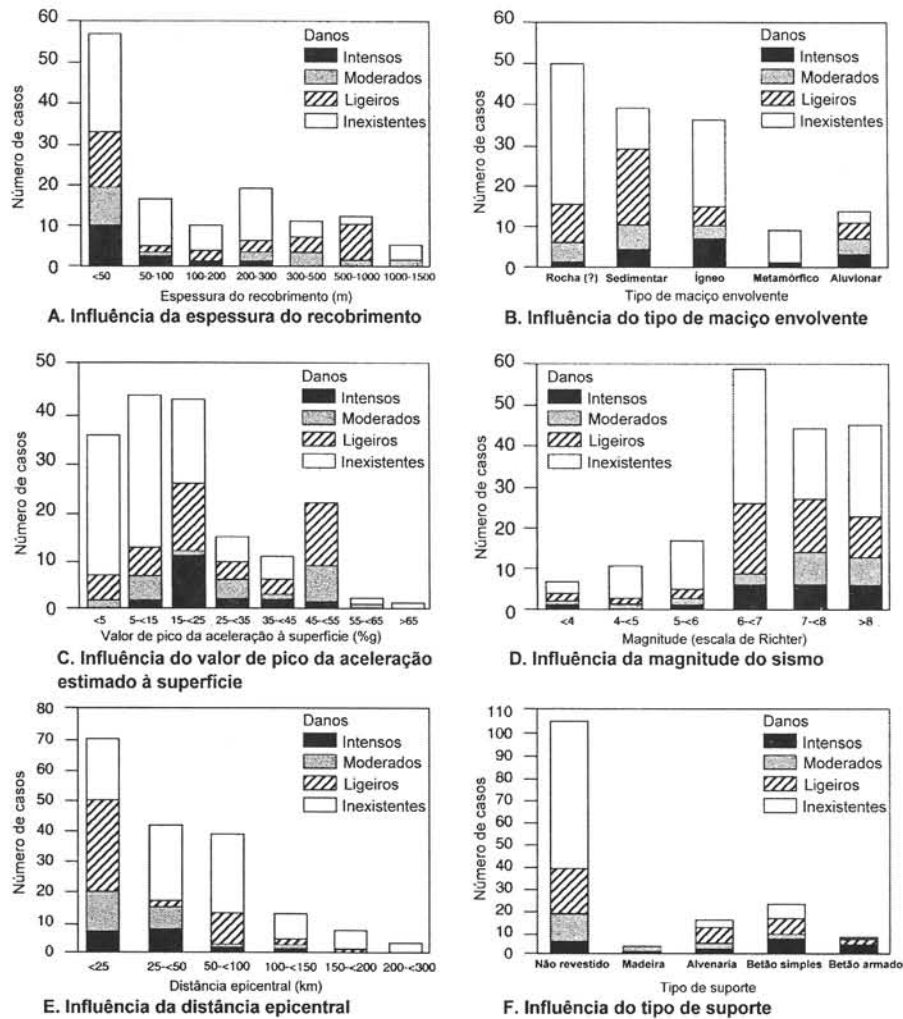


Fig. 1 - Estatísticas de danos (adaptada de Wang, 1991).

A partir da Fig. 1, constata-se que:

- a) influência da espessura de recobrimento (Fig. 1A): os danos relatados exibem uma tendência de diminuição com o aumento da espessura de recobrimento; não há registo de danos importantes para profundidades superiores a 300 m, enquanto que nos casos estudados com espessura de recobrimento inferior a 50 m há danos em cerca de 58% dos casos;
- b) influência do tipo de maciço envolvente (Fig. 1B): há indícios da ocorrência de mais danos nas situações em que o maciço envolvente é menos competente; a informação incluída sob a designação rocha(?) inclui dados relativos a minas profundas, cujo maciço não foi identificado, mas supõe-se ser material rochoso competente; nas restantes designações indicou-se a génese do material encontrado no maciço envolvente;
- c) influência do valor de pico da aceleração à superfície (Fig. 1C): para valores inferiores a 0,15g existem 20 casos relatados com danos, num total de 80 (25%); a relação sobe para 65 em 94 (79%) para PGA superiores a 0,15g; note-se ainda que para PGA entre 0,45g e 0,55g há danos em todos os casos;
- d) influência da magnitude do abalo (Fig. 1D): mais de metade das estruturas subterrâneas atingidas por abalos sísmicos de magnitude superior 7 graus na escala Richter apresentaram danos;
- e) influência da distância epicentral (Fig. 1E): a distribuição de danos tem tendência a crescer para menores distâncias ao epicentro, considerando a mesma magnitude; em cerca de 75% das estruturas situadas a uma distância ao epicentro inferior a 50 km houve registo de danos;
- f) influência do tipo de suporte (Fig. 1F): a relação entre túneis danificados e túneis analisados é de 40 em 106 (38%), em túneis sem suporte, e de 54 em 86 (63%), em túneis com suporte; estas proporções não surpreendem uma vez que a existência de suporte revela uma maior preocupação com a estabilidade da cavidade; a relação de rigidez do suporte e do terreno pode também ter conduzido, por efeito de interacção terreno-estrutura, ao desenvolvimento de deformações excessivas; a maior facilidade de identificar fissuras, lasqueamento ou outro tipo de danos em cavidades com suporte pode também justificar a diferença de valores apresentada.

Dos parâmetros analisados, a magnitude do sismo, a distância epicentral e a espessura de recobrimento revelaram ser os factores predominantes na avaliação da vulnerabilidade sísmica da estrutura subterrânea.

2.3 - Mecanismos de danos

Segundo Owen e Scholl (1981), os parâmetros que condicionam o comportamento sísmico de estruturas subterrâneas são (i) a forma, a dimensão e o desenvolvimento da secção transversal, (ii) a espessura de recobrimento, (iii) as características de resistência e de deformabilidade do maciço envolvente, (iv) as propriedades do suporte e (v) as propriedades da acção sísmica. Os mesmos autores identificaram os seguintes quatro mecanismos de danos: o movimento de falha, o colapso do terreno, a variação abrupta de rigidez da estrutura ou das características do terreno e o movimento vibratório.

Os danos provocados por movimento de falha ocorrem, obviamente, no caso da estrutura intersectar uma falha com deslocamento durante o sismo. A extensão da zona danificada é limitada à área de atravessamento da falha, dependendo a severidade dos danos do deslocamento relativo entre as paredes da falha e das propriedades mecânicas do meio. Os danos observados variam desde pequenas fissuras e fendas na parede do suporte até ao completo colapso do suporte e encerramento da cavidade.

O mecanismo de danos designado por colapso do terreno está associado a fenómenos de deslizamento de massa de terreno, esmagamento, liquefacção, subsidência ou qualquer outro activado pelo movimento do terreno. Este mecanismo é particularmente relevante na zona envolvente aos emboquilhamentos e em estruturas subterrâneas pouco profundas. Portanto, uma parte significativa da campanha de prospecção geológico-geotécnica do terreno deve ser orientada para o reconhecimento das zonas que apresentam maior potencial para o colapso.

O mecanismo de danos associado à variação abrupta da rigidez estrutural ou das características do terreno engloba as seguintes situações: a transição da secção corrente de túnel para uma estação, a ligação ao sistema de ventilação, as juntas da secção corrente de túneis, o afloramento do substrato rochoso, o atravessamento de uma zona com elevado contraste de rigidez.

Os danos associados à vibração do terreno observados em túneis foram resumidos por StJohn e Zahrah (1987) da seguinte forma: fendilhação mais ou menos distribuída, esmagamento do betão de recobrimento e/ou colapso total ou parcial do suporte, quedas de blocos, fissuração e lasqueamento do maciço e/ou a abertura de descontinuidades.

2.4 - Resposta de estruturas subterrâneas com pendor linear à passagem de ondas sísmicas

A resposta de estruturas subterrâneas com pendor linear quando accionadas pela passagem de ondas sísmicas pode ser decomposta em três tipos de deformação:

- deformação axial (Fig. 2) - formam-se zonas alternadas de compressão e tracção na direcção longitudinal da estrutura, originadas pela propagação de ondas (P ou S) paralelas ou oblíquas em relação ao eixo longitudinal;

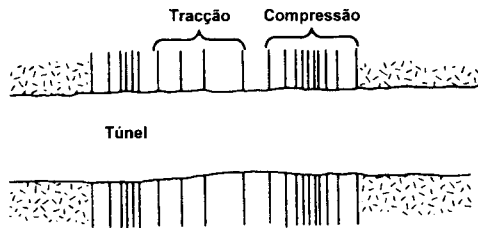


Fig. 2 - Deformação axial (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

- curvatura (Fig. 3) - formam-se zonas alternadas de curvatura positiva e negativa, ao longo do eixo longitudinal do túnel;

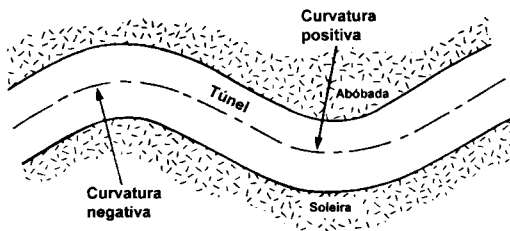


Fig. 3 - Curvatura longitudinal (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

c) distorção da secção transversal (ovalização no caso de secções circulares) (Fig. 4) - resulta da incidência de ondas perpendiculares ao eixo longitudinal do túnel, gerando dois efeitos (Owen *et al.*, 1979): i) a distorção da secção, observável para túneis de diâmetro comparável a metade do comprimento de onda da onda sísmica mais relevante; ii) a circulação e não dissipação de energia das ondas sísmicas em redor do túnel, o que ocorre apenas para comprimentos de onda inferiores ao raio do túnel.

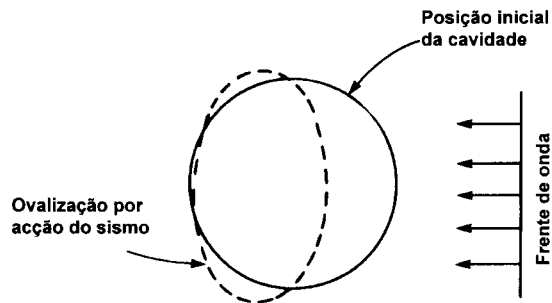


Fig. 4 - Ovalização da secção transversal (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

As relações apresentadas para secções circulares sujeitas a distorção foram desenvolvidas por meio de métodos analíticos, sendo a sua influência ilustrada no Quadro 1 para dois exemplos.

Quadro 1 - Cálculo do menor comprimento de onda característico em dois tipo de maciços.

Tipo de maciço	rochoso	terroso (brando)
Velocidade mínima característica das ondas S	1000 ms ⁻¹	100 ms ⁻¹
Frequência máxima com energia num sismo característico	f _{máx} = 15 Hz	
Mínimo comprimento de onda característico	67 m	7 m

Com base nos valores apresentados no Quadro 1, constata-se que a ovalização não tem grande expressão uma vez que o comprimento de onda determinado é significativamente superior ao diâmetro de túneis correntes (2 a 10 m). Contudo, nos maciços terrosos brandos verifica-se que o comprimento de onda calculado já se encontra dentro da gama de diâmetros, por exemplo, de túneis rodoviários e de metropolitano.

Asakura e Sato (1996) especularam sobre a génese dos danos observados em maciços rochosos, tendo concluído que as duas situações mais críticas correspondem a:

- a) o movimento de compressão e tracção do maciço na direcção longitudinal da cavidade origina fendas em anel e/ou acções repetidas de choque em juntas construtivas (Fig. 5a);
- b) o movimento no plano perpendicular ao eixo da estrutura provoca a distorção da secção transversal e o aparecimento de fendas diagonais (Fig. 5b).

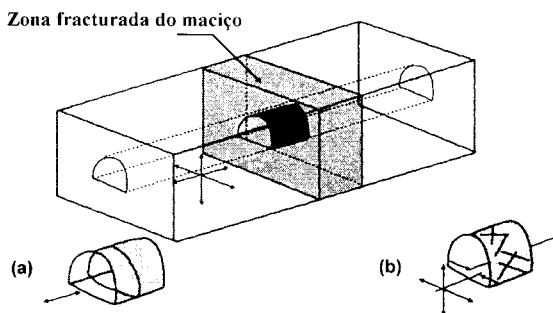


Fig. 5 - Danos de origem sísmica em cavidades em maciços rochosos (adaptada de Ishihara, 1998).

Ishihara (1998) apresenta três modos de rotura da secção transversal de estruturas subterrâneas sujeitas a esforços transversais de origem sísmica, que a seguir se descrevem:

- a) a rotura por compressão na abóbada (Fig. 6a) pode ocorrer se a componente horizontal da resultante das acções impostas for mais intensa do que a componente vertical;
- b) o descasque do betão na zona dos hasteais (Fig. 6b) pode ocorrer se a componente vertical da resultante for a mais intensa;
- c) a rotura por distorção da secção transversal, que origina zonas de tracção e compressão no suporte (Fig. 6c), pode acontecer se as tensões principais estiverem rodadas cerca de 45° em relação à direcção vertical.

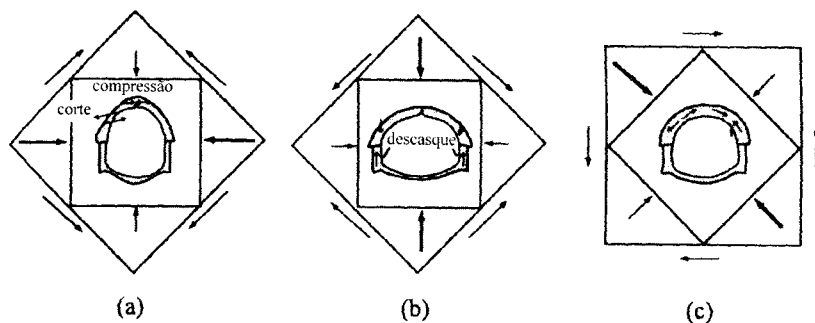


Fig. 6 - Modos de rotura do suporte associados à secção transversal (adaptada de Ishihara, 1998).

Os modos de rotura descritos surgem da combinação dos esforços instalados no suporte (ou no maciço rochoso, no caso de cavidades sem suporte) de origem geostática com os esforços induzidos pela passagem de ondas sísmicas.

3 - CONCEPÇÃO E PROJECTO SÍSMICO DE ESTRUTURA SUBTERRÂNEAS

3.1 - Níveis de desempenho

No EC8 (1994), está prevista a possibilidade de estabelecer uma diferenciação de fiabilidade mediante a classificação das obras em diferentes classes de importância, estando

associado a cada uma delas um valor do coeficiente de importância que deverá ser multiplicado pela acção sísmica de referência.

No que diz respeito a edifícios, são definidas as classes de importância, assim como os respectivos valores recomendados dos coeficientes de importância. No entanto, o EC8 reconhece explicitamente que, devido às incertezas associadas à engenharia sísmica geotécnica, a utilização adequada dos preceitos e disposições regulamentares pode exigir especialização e experiência adequada.

Na prática do projecto de estruturas subterrâneas cabe ao Dono de Obra definir o nível de desempenho pretendido para a estrutura em função do tipo, da importância da obra e das consequências dos danos que possam ocorrer. Neste sentido, Ingerslev e Kiyomiya (1997) propõem três níveis de desempenho para a resposta de estruturas subterrâneas:

- a) nível mínimo de desempenho - danos importantes, eventualmente reparáveis, implicando o encerramento temporário ou definitivo da obra;
- b) nível médio de desempenho - danos importantes mas reparáveis, por exemplo, no espaço de 12 meses, ficando limitada a funcionalidade da estrutura;
- c) nível máximo de desempenho - danos ligeiros e reparações ligeiras, mantendo-se a funcionalidade da estrutura sem limitações.

3.2 - Etapas do projecto de escavações subterrâneas

Entre as obras subterrâneas é corrente distinguir dois grupos em função do processo construtivo: obras com escavação a céu aberto e obras com escavação subterrânea.

A escavação a céu aberto é adoptada, geralmente, para realizar estruturas subterrâneas com pequena espessura de recobrimento. As acções estáticas são definidas a partir da mecânica dos solos clássica e o dimensionamento estrutural segue a metodologia desenvolvida para as estruturas de edifícios e pontes, sem reconhecer que a estrutura se encontra confinada pelo maciço.

Na escavação subterrânea o comportamento do terreno tem um peso significativo na resposta global da estrutura, pelo que as etapas de projecto diferem das etapas seguidas noutros tipos de estruturas, nomeadamente de edifícios. No dimensionamento para as acções estáticas predominam os métodos empíricos (experiência acumulada) e as formulações simplificadas. Em alternativa pode recorrer-se a ferramentas numéricas embora estas estejam geralmente condicionadas pela falta de uma caracterização geológico-geotécnica aprofundada para permitir elaborar um modelo mais sofisticado com leis constitutivas apropriadas.

Na fase construtiva, mesmo aprofundando-se o conhecimento geológico-geotécnico do maciço, os métodos empíricos e simplificados ganham uma vez mais vantagem, dada a falta de tempo para realizar análises complexas, justificando-se assim o recurso a métodos expeditos.

Face a esta especificidade, a International Tunnelling Association (ITA, 1988), após uma extensa recolha de informação junto dos projectistas, sistematizou num documento as etapas do projecto de túneis. A estas etapas acrescentou-se a componente de dimensionamento sísmico, uma vez que esta não está incluída no referido documento:

- a) prospecção geológica - confirmação do traçado, da profundidade e da orientação das estruturas geológicas do local;
- b) prospecção geotécnica - caracterização das propriedades do terreno e definição dos respectivos valores de projecto de grandezas tais como o estado de tensão instalado, a resistência e a deformabilidade dos materiais sob acções estáticas e cíclicas, a existência de falhas e o nível freático;
- c) definição das acções de projecto e caracterização do movimento sísmico do terreno;

- d) estudo prévio - realizado com base na experiência acumulada e em métodos expeditos, incluindo a definição da secção transversal tipo, das características do suporte e da sequência construtiva;
- e) definição do modelo estrutural com base no tipo e na importância da estrutura a projectar, no faseamento construtivo e na qualidade dos dados geotécnicos disponíveis ou ainda possíveis de obter; aplicação das acções, das condições de compatibilidade e análise estrutural, incluindo a análise sísmica;
- f) definição dos critérios de segurança (estáticos e sísmicos) a partir das configurações de rotura e verificações de segurança;
- g) avaliação do risco - negociação entre o Dono de Obra e o Projectista sobre os aspectos contratuais relacionados com o risco financeiro e com a perda de funcionalidade ou de colapso da estrutura, devendo ficar definida contratualmente a divisão do risco e das responsabilidades mútuas;
- h) monitorização das deformações no contorno do túnel durante e após a construção - quando as deformações estabilizam assume-se que a estrutura foi dimensionada com segurança.

O dimensionamento do suporte é realizado, em primeiro lugar, apenas para as acções estáticas de projecto, mas tendo em conta os conceitos de boa concepção sísmica. Em seguida, analisa-se o seu desempenho sísmico e, se necessário, introduzem-se as necessárias alterações e/ou reforço até que sejam cumpridas as verificações de segurança definidas por regulamentação aplicável ou pelo Dono de Obra.

3.3 - Concepção sísmica

Para a generalidade das estruturas subterrâneas accionadas pelo sismo, a inércia do maciço envolvente é bastante superior à inércia da estrutura. Desta forma, a resposta da estrutura subterrânea é dominada pela resposta sísmica do maciço e pela sua interacção com a estrutura.

O efeito da rigidez do suporte na sua deformação pode ser observado em duas situações limites, que balizam a situação real:

- a) um suporte circular idealmente flexível, portanto sem resistência à flexão, sujeito a um campo de tensões não homogéneo, deforma-se até que as tensões actuantes no suporte sejam uniformes;
- b) um suporte circular infinitamente rígido, portanto indeformável, suporta o campo de tensões inicial sem que haja qualquer redistribuição de esforços; isto é, não há alteração do campo de tensões iniciais e geram-se momentos flectores elevados no suporte.

De referir ainda que a interacção suporte-terreno é significativamente afectada pela transmissão de tensões tangenciais na interface. A forma corrente de abordar este problema consiste em estudar as duas situações limites:

- a) condição de aderência perfeita na interface - não há deslocamento tangencial relativo entre o suporte e o terreno e existe compatibilização de deslocamentos;
- b) condição de inexistência de aderência na interface - não há transmissão de tensões tangenciais.

Na realidade, ocorre uma transmissão parcial das tensões tangenciais do terreno para o suporte, que corresponde a uma situação intermédia entre a aderência perfeita e a inexistência de aderência.

A solução de rigidez relativa baseia-se em dois parâmetros adimensionais, propostos por Einstein e Schwartz (1979) que reflectem os dois principais modos de deformação:

- a) C - índice de compressibilidade (ver Fig. 7a)) - é uma medida da rigidez relativa do sistema terreno-suporte sob acção de uma condição de carga simétrica, constituindo um indicador da resistência à deformação radial:

$$C = \frac{ER(1-\nu_b^2)}{E_b A_b (1-\nu^2)} \quad (1)$$

- b) F - índice de flexibilidade (ver Fig. 7b)) - é uma medida da rigidez relativa do sistema terreno-suporte sob acção de uma condição de carga antissimétrica, constituindo um indicador da resistência à distorção:

$$F = \frac{ER^3(1-\nu_b^2)}{E_b I_b (1-\nu^2)} \quad (2)$$

Nas equações anteriores E e ν são constantes elásticas do terreno, E_b e ν_b são constantes elásticas do suporte, A_b é a área média da secção transversal do suporte por unidade de comprimento do túnel, I_b é o momento de inércia do suporte por unidade de comprimento do túnel e R o raio da cavidade.

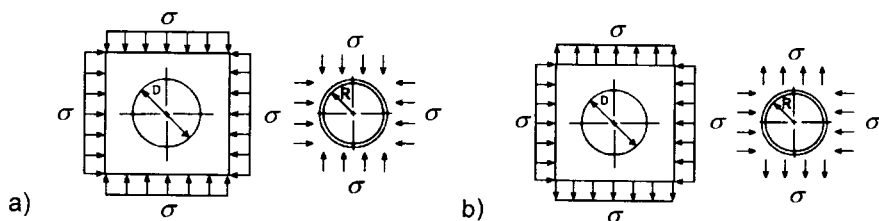


Fig. 7 - Condições de carga do sistema terreno-suporte.

Análise estática qualitativa

Einstein e Schwartz (1979) desenvolveram uma solução analítica para a interação terreno-suporte sob acções estáticas, em estado plano de deformação, sendo esta uma hipótese restritiva por não considerar efeitos tridimensionais. Note-se que esta hipótese corresponde a considerar o suporte como contínuo, pelo que a existência de juntas de ligação flexíveis ou de articulações pode alterar as implicações práticas deste estudo. Esta solução, apresentada em função dos parâmetros C e F, assume a massa de terreno como um meio infinito, elástico, homogêneo e isotrópico submetido a um campo de tensões inicial caracterizado por uma tensão vertical, σ_v , e por uma tensão horizontal, $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$. O suporte do túnel é tratado como uma casca circular elástica em que se consideram as deformações radiais e de flexão.

O trabalho em referência demonstra, dentro das hipóteses definidas anteriormente, o efeito da rigidez relativa do sistema terreno-suporte nos esforços induzidos ao suporte. Verifica-se que quanto maior for a rigidez relativa do suporte, seja por diminuição da relação E/E_b seja por aumento da relação t/R (t é a espessura do suporte), maiores serão os esforços no suporte. Esta tendência é intuitiva, uma vez que, com o aumento da rigidez do suporte em relação à rigidez do terreno, se reduz a capacidade de deformação do suporte.

Constata-se ainda que quando a rigidez do suporte é baixa face à rigidez do terreno, $E/E_b > 0,1$, a cavidade, em termos práticos, responde como se não tivesse suporte. Nesta situação o suporte fica sujeito a níveis baixos de momentos flectores mesmo nulos. Esta condição verifica-se nas cavidades realizadas em maciço rochoso de razoável ou a muito boa qualidade (Bieniawski, 1984). Como exemplo, refira-se que se $E_b = 29$ GPa, a condição anterior é verificada para módulos de elasticidade do terreno superiores a 2,9 GPa.

Na situação oposta, suporte rígido, ocorrem pequenos deslocamentos na direcção do interior da cavidade e registam-se esforços elevados.

Ao assumir que a secção transversal de uma estrutura subterrânea distorce de acordo com as deformações impostas pelo meio envolvente, está-se a considerar que a rigidez transversal do suporte é desprezável. Esta hipótese é razoável, em regra, para estruturas construídas em maciços competentes, uma vez que a rigidez transversal do suporte é relativamente baixa face à rigidez do maciço.

Na prática, o suporte flexível é fácil de conseguir quando o maciço é competente. Nesta situação o suporte pode combinar pregagens com betão projectado e eventualmente com um revestimento em betão armado.

Porém, em maciços menos competentes, onde o suporte tem uma espessura significativa, é possível e desejável definir um suporte do tipo flexível.

Análise sísmica qualitativa

As constatações provenientes da análise estática, concordam com a experiência de Owen *et al.* (1979) obtida em sistemas de estabilização de túneis em maciços rochosos para acções sísmicas. Anote-se que a experiência adquirida em túneis reforçados com cambotas e pregagens associadas a betão projectado expostos a acções sísmicas, permite estabelecer o seguinte conceito de dimensionamento: não existe vantagem em aumentar a rigidez do suporte para resistir à acção sísmica, uma vez que provoca a redução da flexibilidade do suporte. Em contrapartida, deve promover-se a qualidade de execução do sistema de suporte definido para as cargas estáticas e, se necessário, reforçar com elementos dúcteis. Em regra, é preferível um sistema de estabilização flexível cuidadosamente executado em vez de um sistema rígido. A execução do suporte deve procurar conseguir um sistema suporte-terreno solidário, de forma a aumentar as possibilidades de redistribuição de esforços entre o suporte e o maciço e mesmo entre os elementos do suporte.

A experiência adquirida em situações de baixa intensidade sísmica e/ou elevada rigidez do terreno mostra que, regra geral, não há necessidade de alterar a solução obtida para a acção estática (Wang, 1991).

Em caso de incumprimento dos critérios de segurança sísmica estabelecidos, Wang (1991) propõe o aumento de ductilidade nas zonas críticas do suporte de forma a que este possa acomodar as deformações induzidas pelo terreno, procurando-se, desta forma, assegurar a manutenção da capacidade resistente durante a actuação de vários de ciclos de carga alternada.

Para concluir a abordagem realizada à concepção sísmica de estruturas subterrâneas julga-se importante referir ainda os seguintes aspectos.

Apesar do comportamento não linear que os terrenos exibem, os resultados obtidos em regime linear permitem identificar com clareza os parâmetros mais relevantes do comportamento da estrutura, informando os projectistas sobre os aspectos mais importantes a ter em consideração.

Desta forma, os projectistas conseguem (i) aperceber-se quais as características que devem ser exploradas com maior detalhe, (ii) avaliar a necessidade de monitorizar o desempenho da estrutura e (iii) definir eventuais adaptações do projecto.

Assim, o projectista dispõe de liberdade suficiente para conceber uma estrutura que exiba um bom comportamento sísmico, dado que o julgamento do engenheiro é indispensável na prática de engenharia geotécnica, em que há uma forte necessidade de manter simples a gestão da segurança.

3.4 - Recomendações de projecto e regras de boa prática

A generalidade das estruturas subterrâneas em maciços rochosos exhibe comportamento flexível, isto é, acomoda a deformação imposta pelo maciço.

Esta classe de maciços é caracterizada por possuir razoáveis a boas características resistentes, o que permite a realização de cavidades de grandes dimensões e a aplicação de suportes ligeiros ou mesmo inexistentes.

Os danos potenciais estão associados a quedas de blocos, originadas pela abertura das descontinuidades durante o sismo, e/ou ao lasqueamento e fendilhação, provocados por concentração localizada de tensões elevadas.

O suporte é frequentemente composto por pregagens, ancoragens, betão projectado, rede metálica e/ou cambotas metálicas. Em túneis rodoviários ou outros reveste-se a parede da cavidade por razões de durabilidade, estanquidade e acabamento, mas não necessariamente para a estabilização do maciço.

O bom comportamento sísmico generalizado das obras em maciços rochosos tem conduzido a que a acção sísmica seja ignorada na fase de projecto.

Nos maciços terrosos existem situações, geralmente relacionadas com elevados contrastes de rigidez, mais ou menos localizados no espaço, que justificam uma análise mais detalhada, nomeadamente:

- a) a intercalação de material rochoso no maciço terroso - a zona mais resistente pode funcionar como um ponto de apoio da estrutura subterrânea durante o sismo, promovendo o desenvolvimento de movimentos diferenciais importantes - nessas zonas de material rocha, Kuesel (1969) sugere que se proceda a sobreescavação, numa espessura mínima de 0,60 m, posteriormente preenchida com material deformável evitando a betonagem do suporte directamente contra o terreno;
- b) o interface solo-rocha - se a obra intersectar zonas com acentuadas diferenças ao nível das características mecânicas, sugere-se a inclusão de uma junta de ligação flexível ao movimento sísmico nos locais de transição;
- c) a variação abrupta da secção transversal - a zona de transição constitui uma zona de descontinuidade no comportamento sísmico da estrutura, pelo que está sujeita a movimentos diferenciais significativos - Kuesel (1969) recomenda a realização de juntas de ligação flexíveis capazes de absorver os movimentos diferenciais, em lugar de conexões monolíticas.

A solução para os referidos problemas de contraste de rigidez elevados passa por assumir uma das seguintes filosofias (Wang, 1991):

- a) projectar uma interface flexível que absorva o movimento diferencial;
- b) projectar uma conexão rígida com resistência e ductilidade adequadas;

A adopção de juntas de ligação flexíveis tem sido utilizada com eficácia, com particular incidência em condutas e túneis submersos sob solicitação sísmica (Kawashima, 1999). O projecto deste tipo de juntas deve procurar acomodar o movimento diferencial expectável segundo as direcções principais da estrutura, suportar quer a pressão de terras (estática e

dinâmica) quer a pressão da água e assegurar a estanquidade durante e após o evento sísmico (Hashash *et al.*, 2000).

Nas zonas em que se verifique uma acentuada variação na rigidez do maciço pode adoptar-se a solução de isolamento sísmico (Kawashima, 1999). Esta solução consiste em colocar uma camada de material compressível (por exemplo, silicone ou betuminoso) envolvendo a estrutura na zona de transição de rigidez do maciço (Fig. 8), evitando a transmissão directa das deformações sísmicas do maciço para a estrutura.

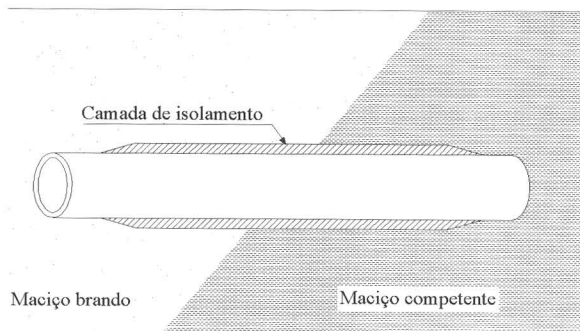


Fig. 8 - Isolamento sísmico de um túnel (adaptada de Kawashima, 1999).

3.5 - Sistemas de reforço do suporte (Owen e Scholl, 1981)

Nas situações em que ocorra incumprimento das verificações de segurança regulamentares ou definidas pelo Dono de Obra, a solução pode passar pelo reforço do sistema de suporte, numa primeira fase, ou pela alteração da solução, numa segunda fase, se o reforço não for exequível.

O reforço pode ocorrer, por exemplo, por via do aumento da espessura da camada de betão armado. No entanto, desta forma está-se a aumentar a rigidez do suporte.

O reforço com elementos metálicos, tais como cambotas, chapas ou pregagens, constitui uma alternativa viável, por conferir maior capacidade resistente e ductilidade ao suporte.

Contudo, só é possível tirar total partido das características destes elementos se a execução do reforço for realizada tendo em atenção determinados detalhes construtivos, como seguidamente se exemplifica:

- a) a ligação entre os elementos que constituem as cambotas deve ser bem executada, a fim de solidarizar os vários elementos e assegurar o bom comportamento transversal do sistema;
- b) a ligação contínua das cambotas ao maciço, por exemplo, através do enchimento das zonas de descontinuidade com betão projectado, garante o aumento da superfície de contacto;
- c) a introdução de travamentos longitudinais entre cambotas reforça a continuidade longitudinal do suporte;
- d) a colocação de betão projectado nas zonas entre cambotas sucessivas confere uma certa continuidade longitudinal do sistema de suporte.

As pregagens ou ancoragens definidas para sustentar as acções estáticas são dispostas sobretudo na zona da abóbada e na zona superior dos hasteais. Para resistir à acção sísmica, sugere-se que a zona de influência das pregagens/ancoragens se estenda à zona inferior dos hasteais e, eventualmente, à soleira, para evitar o desenvolvimento de fenómenos de

lasqueamento e de queda de blocos. O lasqueamento entre pregagens, originado por desconfinamento do maciço, pode prevenir-se através da aplicação de uma camada de betão projectado sobre uma rede metálica.

Em forma de conclusão, pode dizer-se que a solução para resistir ao incremento de esforço sísmico pode passar simplesmente por executar cuidadosamente determinados detalhes construtivos do sistema de suporte definido para as cargas estáticas, uma vez que é preferível um sistema de suporte flexível cuidadosamente executado, em vez de um sistema rígido.

3.6 - Movimento de falha

Em termos de projecto, é impraticável dimensionar uma estrutura subterrânea para resistir ao movimento relativo de uma falha activa. A única forma eficaz de prevenir este mecanismo consiste em não intersectar falhas activas ou potencialmente activas. Contudo, caso não exista alternativa viável, deve-se procurar mitigar os efeitos do movimento da falha e facilitar a reparação após o sismo como preconizam StJohn e Zahrah (1987):

- a) dimensionar a estrutura subterrânea para acomodar os deslocamentos diferenciais expectáveis sem perda de funcionalidade;
- b) elaborar planos emergência e de reparação que possam ser postos em prática imediatamente após a ocorrência do abalo sísmico.

Face a estas orientações, referem-se três soluções tipo a introduzir na zona da falha:

- a) definir um sistema de suporte com elevada ductilidade e flexibilidade;
- b) sobreescavar e, posteriormente, preencher com material que ao acompanhar as deformações impostas actue como uma almofada durante o sismo;
- c) incorporar juntas de ligação flexíveis.

A adopção ou não de qualquer destas soluções, isoladamente ou combinadas entre si, deve depender dos custos e riscos que acarreta para o Dono de Obra e para o Projectista. Por exemplo, no caso de existirem incertezas na localização da falha e/ou se estime que os deslocamentos relativos entre paredes da falha são significativos, a realização da obra pode ficar comprometida devido a custos elevados e a dificuldades técnicas. Nesta situação, torna-se imperativo que o Projectista e o Dono de Obra façam o balanço entre os riscos e os custos e reavaliem os objectivos a cumprir pela estrutura.

Apresentam-se, de seguida, dois exemplos concretos de soluções adoptadas em túneis (Wang, 1991) em que a localização da falha era razoavelmente conhecida e o deslocamento relativo de cálculo era inferior a 30 cm, tornando viável, técnica e economicamente, as soluções a seguir descritas:

a) um túnel, que faz parte do empreendimento North Outfall Replacement Sewer de Los Angeles, Estados Unidos da América, intersecta uma falha considerada activa, cujo deslocamento relativo de cálculo foi estimado em 20 cm para um sismo de intensidade $M=6,5$ na escala de Richter; o projecto definiu uma zona de sobreescavação, no local da falha, preenchida depois com material cujas características permitem acomodar os deslocamentos sísmicos e suportar as acções estáticas de projecto;

b) o suporte do túnel de Berkeley Hills em S. Francisco, Estados Unidos da América, compõe-se de betão armado envolvendo cambotas metálicas. Assim, garante-se um sistema de suporte com ductilidade suficiente para resistir às deformações expectáveis sem perda significativa da capacidade resistente.

3.7 - Emboquilhamentos, estruturas subterrâneas superficiais e liquefacção

Os emboquilhamentos e as zonas com menor espessura de recobrimento das estruturas subterrâneas estão entre as mais vulneráveis à acção sísmica (Dowding, 1977 e Owen e School, 1981). Portanto, alerta-se uma vez mais para a necessidade de realizar uma campanha exaustiva de reconhecimento da situação geotécnica destas zonas, a fim de identificar eventuais mecanismos de rotura.

A solução pode passar por estabilizar, reforçar, remover e/ou substituir a massa de terreno potencialmente instável ou ainda por alterar o traçado em planta ou em perfil da estrutura, contornando a zona problemática.

Outra forma de abordar o problema consiste em intervir no projecto da estrutura, aumentando a flexibilidade do suporte. Por exemplo, a instalação de cambotas metálicas com pequeno espaçamento nas zonas sensíveis constitui uma solução possível (StJohn e Zahrah, 1987).

Estruturas subterrâneas localizadas abaixo do nível freático em depósitos de material susceptível de liquefazer podem sofrer (i) aumento da pressão lateral, (ii) perda confinamento lateral, (iii) flutuação ou afundamento no solo liquefeito, (iv) deslocamento lateral originado por movimento lateral do solo e (v) assentamentos permanentes e rotura por compressão ou tracção após a dissipação das pressões intersticiais e consolidação do solo (Hashash *et al.*, 2000).

3.8 - Métodos simplificados de análise sísmica

Os poucos trabalhos publicados que fazem referência a métodos simplificados para análise sísmica de estruturas subterrâneas (Kuesel, 1969; Seed e Whitman, 1970; Mow e Pao, 1971; Owen e Scholl, 1981; StJohn e Zahara, 1987; Wang, 1991; Gomes *et al.*, 1999 e 2000; Koyama, 2001) concentram-se essencialmente no estudo da secção transversal de estruturas com pendor linear.

A partir destes métodos é possível estimar a concentração de tensões ou esforços no contorno da cavidade e no suporte devido à vibração sísmica.

De entre os trabalhos analisados, o de Mow e Pao (1971) destaca-se por ser a extensão ao caso dinâmico de uma abordagem aplicada ao caso estático e por permitir analisar de forma simples a sensibilidade aos parâmetros do modelo.

Cavidades sem suporte

Mow e Pao (1971) estudaram a resposta de cavidades de secção circular em meio homogéneo, elástico, linear, contínuo e isotrópico em estado plano de deformação. Investigaram a interacção de ondas P e S com cavidades circulares em regime forçado e estimaram a concentração máxima de tensões no contorno da cavidade definida pela relação σ_θ / σ_o , em que σ_θ é a tensão tangencial na face da cavidade e σ_o é a tensão vertical em repouso.

A concentração de tensões dinâmicas gerada pela propagação de ondas P na direcção normal ao eixo longitudinal da cavidade está ilustrada na Fig. 9, em que Ω é uma frequência adimensional definida por:

$$\Omega = \frac{\omega R}{V_p} \quad (3)$$

Nesta equação ω é a frequência de excitação, R o raio da cavidade e V_p a velocidade de propagação das ondas P.

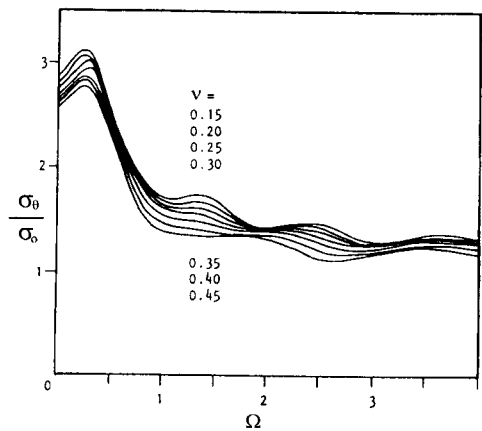


Fig. 9 - Concentração de tensões de origem dinâmica gerada pela propagação de ondas P incidentes na direcção perpendicular ao eixo longitudinal da cavidade sem suporte (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

Da análise da Fig. 9, verifica-se que o pico de concentração de tensões dinâmicas ocorre para $\Omega \cong 0,25$.

Em paralelo, Mow e Pao (1971) compararam os resultados do seu trabalho com a analogia estática deste problema que corresponde à solução de Kirsch (Owen e Scholl, 1981). Segundo esta solução, a máxima concentração de tensões no contorno da cavidade provocada por um campo de tensões biaxial definido por σ_0 e por $\sigma_h = \sigma_0 \frac{\nu}{1-\nu}$ é a dada por:

$$K_1^{equivalente\ estatico} = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_0} = 3 - \frac{\nu}{1-\nu} \tag{4}$$

A Fig. 10 reúne os valores máximos do factor de concentração de tensões dinâmicas e estáticas, K_1 , em função de ν .

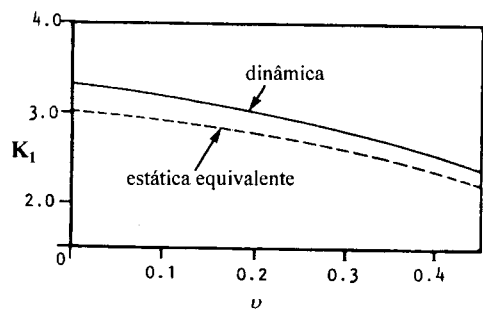


Fig. 10 - Máximo factor de concentração de tensões dinâmicas em função de ν para ondas P incidentes normalmente ao eixo da cavidade circular (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

Constata-se que K_1 é superior em cerca de 5 a 11 % relativamente ao valor máximo estático.

Idêntica análise foi realizada para ondas S incidentes na direcção vertical provocando distorções no plano da secção transversal (Fig. 11). Nesta situação, o factor de concentração estático, $K_2^{equivalente\ estatico}$, toma o valor 4, independentemente do valor de ν .

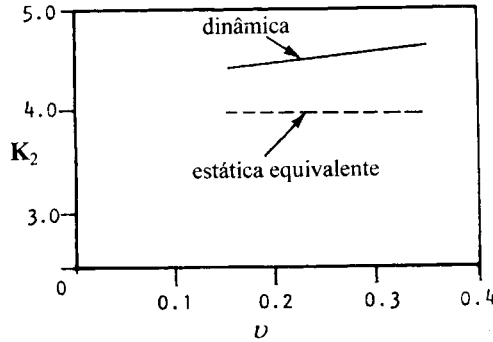


Fig. 11 - Máximo factor de concentração de tensões dinâmicas em função de ν para ondas S incidentes normalmente ao eixo da cavidade circular (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

A partir da figura anterior constata-se que K_2 do caso dinâmico é superior entre cerca de 10 a 16% em relação ao valor máximo correspondente ao caso estático. As referidas concentrações de tensão ocorrem para comprimentos de onda cerca de 25 vezes o diâmetro da cavidade, à semelhança do que se verificou no estudo similar realizado para as ondas P.

Com base nos factores de concentração de tensões é possível estimar o nível de tensões desenvolvido no maciço.

A tensão normal máxima, σ_{max} , e a tensão tangencial máxima, τ_{max} , na zona envolvente da cavidade podem ser estimadas através das expressões (5) e (6).

$$\sigma_{max} = \pm K_1 \cdot \rho \cdot V_P \cdot |v_{max}| \quad (5)$$

$$\tau_{max} = \pm K_2 \cdot \rho \cdot V_S \cdot |v_{t,max}| \quad (6)$$

em que K_1 e K_2 são dados pelas Figs 10 e 11, respectivamente, v_{max} e $v_{t,max}$ representam as velocidades máximas absolutas da partícula na direcção longitudinal e transversal e ρ representa a massa volúmica do terreno.

Na prática, existe alguma dificuldade em estimar a velocidade máxima da partícula em duas direcções ortogonais.

Cavidades com suporte

A abordagem apresentada para túneis circulares sem suporte em meio elástico isotrópico foi estendida por Mow e Pao (1971) para o caso de túneis com suporte circular de espessura arbitrária para o caso de ondas P. A solução é apresentada em função (i) dos módulos de distorção do terreno, G , e do suporte, G_b , (ii) da velocidade de propagação de ondas P do

terreno, V_P , e do suporte, $V_{P,b}$, (iii) da espessura do suporte e (iv) do diâmetro da cavidade, por meio de três parâmetros adimensionais:

- a) $\bar{g} = G/G_b$
- b) $\bar{V} = V_P/V_{P,b}$
- c) $\bar{r} = r_{\text{exterior}}/r_{\text{interior}}$

As Figs. 12 e 13 resumem os principais resultados obtidos por Mow e Pao (1971), em termos do máximo factor de concentração de tensões no terreno, K_T , e no suporte, K_L , respectivamente, função dos 3 parâmetros adimensionais atrás referidos.

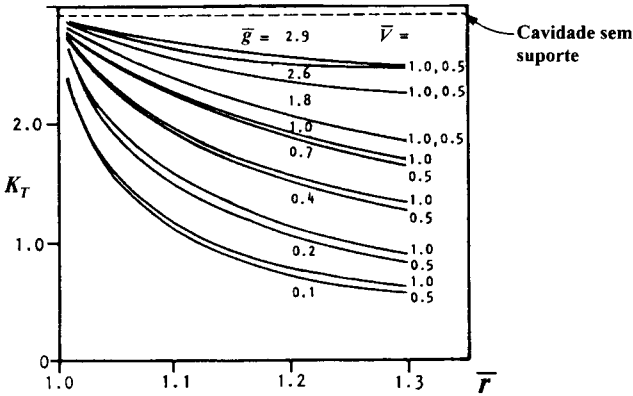


Fig. 12 - Máximo factor de concentração de tensões dinâmicas no terreno, K_T , função de $\bar{r}$ para diversos valores de $\bar{g}$ e $\bar{V}$ com $\nu = \nu_b = 0,25$ (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

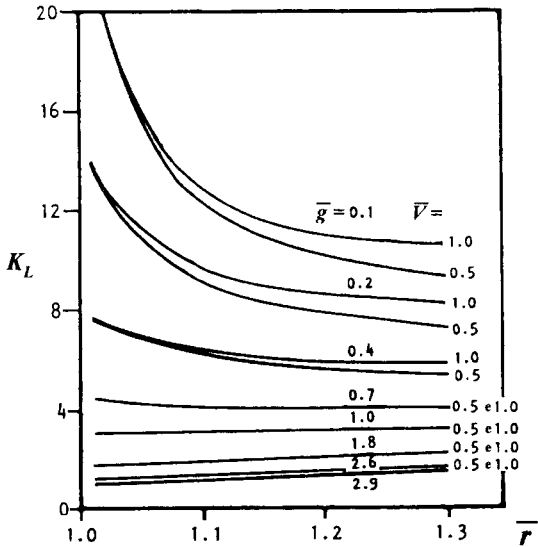


Fig. 13 - Máximo factor de concentração de tensões dinâmicas no suporte, K_L , em função de $\bar{r}$ para diversos valores de $\bar{g}$ e $\bar{V}$ com $\nu = \nu_b = 0,25$ (adaptada de Owen e Scholl, 1981).

Com base nas figuras anteriores, constata-se que:

- a) a concentração de tensões no terreno é inferior em relação à situação de túnel sem suporte final e reduz-se com o crescimento da rigidez do suporte, quer por aumento de $\bar{r}$ quer por diminuição de $\bar{g}$;
- b) inversamente, a concentração de tensões no suporte é tanto maior quanto maior for a rigidez do suporte;
- c) se $G > G_b$, isto é $\bar{g} > 1$, a concentração de tensões no suporte decresce ligeiramente com a diminuição da espessura do suporte;
- d) se $G < G_b$, isto é $\bar{g} < 1$, a concentração de tensões no suporte cresce com a diminuição da espessura do suporte; contudo, tal não significa que em solos brandos seja preferível um suporte mais rígido, uma vez que a tensão varia com o momento, mas também com o inverso do quadrado da espessura.

À semelhança das expressões apresentadas para cavidades sem suporte, o nível de tensões desenvolvido no maciço e no suporte pode ser estimado a partir dos factores de concentração de tensões das Fig.s 12 e 13, respectivamente, através das seguintes expressões (Chen *et al.*, 1979):

$$\sigma_{\max}^{\text{suporte}} = \pm K_L \cdot \rho \cdot V_P \cdot |v_{\max}| \quad (7)$$

$$\sigma_{\max}^{\text{terreno}} = \pm K_T \cdot \rho \cdot V_P \cdot |v_{\max}| \quad (8)$$

4 - CONCLUSÕES

A primeira conclusão vai no sentido de que, face aos danos observados em estruturas subterrâneas atingidas por sismos, estas podem ser vulneráveis à acção sísmica, pelo que esta acção deve ser considerada no dimensionamento.

Da revisão dos relatos de danos em estruturas subterrâneas, emergem como parâmetros predominantes na avaliação da vulnerabilidade sísmica a magnitude do sismo, a distância epicentral, a espessura de recobrimento e as características mecânicas do maciço encaixante.

Do ponto de vista sísmico, é favorável conceber estruturas subterrâneas com boa ductilidade e flexibilidade, com capacidade de acomodar os deslocamentos impostos pelo terreno, a par da execução cuidada e com qualidade dos detalhes construtivos, de forma a assegurar um conjunto suporte-terreno mais solidário e a favorecer a redistribuição de esforços entre o suporte e o maciço e entre os elementos estruturais do suporte. Se necessário, deve ainda acrescentar-se elementos de reforço com boa ductilidade.

O método simplificado apresentado embora constitua uma aproximação elementar ao problema da análise sísmica de estruturas subterrâneas, permite identificar algumas situações críticas. No entanto, julga-se necessário evoluir para análises mais detalhadas, nomeadamente com recurso à modelação numérica bi- e tri-dimensional.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor foi subsidiado pelo Subprograma para a Ciência e Tecnologia do 2º Quadro Comunitário de Apoio, através da bolsa PRAXIS XXI/BD/16096/98.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Asakura, T. e Sato, Y. *Damage to mountain tunnels in hazard area*. Soils and Foundations, Special Issue, pp. 301-310, 1996.
- Bieniawski, Z. T. *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. Balkema, 1984.
- Chen, P. C., Deng, D. Z. F. e Birkmyer, A. J. *Considerations of dynamic stress concentrations in seismic analysis of buried structures*. Proc. 2nd U.S. National Conference Earthquake Engineering, Stanford University, California, 1979.
- Dowding, C. H., *Seismic stability of underground openings*. International Symposium Rockstore 77 on Storage in Excavated Caverns, Stocholm, pp. 231-238, 1977.
- Dowding, C. H. e Rozen, A. *Damage to rock tunnels from earthquake shaking*. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, No. GT2, Vol. 104, pp. 175-191, 1978.
- EC8, *Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures* - ENV 1998-1-1: 1994. CEN, DOC. TC250/SC8/N, 1994.
- Part 1-1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures.*
- Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.*
- Einstein, H. H., Schwartz, C. W. *Simplified analysis for tunnels supports*. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, No. GT4, Vol. 105, pp. 499-518, 1979.
- Gomes, R. C., Oliveira, C. S. E Gomes Correia, A. *Uma contribuição para o estudo do comportamento sísmico de estruturas subterrâneas*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, FEUP, Porto, 2000.
- Gomes, R. C., Oliveira, C. S., Gomes Correia, A. *Modelação expedita de estruturas subterrâneas pouco profundas submetidas a acções sísmicas. Aplicação ao caso de túneis*. 4º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Universidade do Algarve, Faro, 1999.
- Hashash, Y. M. A., Hook, J. J. e Schmidt, B. *Seismic design and analysis of underground structures*. A state-of-the-art Report Sponsored by the International Tunnelling Association, Working Group No. 2, Draft Copy, 2000.
- Ingerslev, C., Kiyomiya, O. *Earthquake analysis*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.12, No.2, pp. 157-162, 1997.
- Ishihara, K. *Performance of tunnels and underground structures during earthquakes*. International conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Darmstadt Geotechnics, No. 4, Institute and Laboratory of Geotechnics, 1998.
- ITA, International Tunnelling Association - Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels, *Guidelines for the design of tunnels*. Feature Report, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.3, No.3, pp. 237-249, 1988.
- Kawashima, K. *Seismic design of underground structures in soft ground - a review*. Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Editors Kusakabe, Fujita, Miyazaki, Balkema, pp. 3-20, 1999.
- Koyama, Y. *Seismic design of urban tunnels in Japan*. Curso Sobre Túneis em Meios Urbanos, SPG, 11p., 2001.
- Kuesel, T. R. *Earthquake design criteria for subways*. Journal of the Structural Divisions, ASCE, No. ST6, Vol. 95, pp. 1213-1231, 1969.
- Mow, C. C. e Pao, Y. H., 1971, *The diffraction of elastic waves and dynamic stress concentrations*. R-482-PR, Report for U.S. Air Force Project Rand, 1971, (Citado por Owen e Scholl, 1981).
- Owen, G. N. e Scholl, R. E. *Earthquake engineering of large underground structures*. Prepared for the Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195, 1981.

- Owen, G. N.; Scholl, R. E. e Brekke, T. L. *Earthquake engineering of tunnels*. RETC Proceedings, Vol.1, pp. 709-721, 1979.
- Seed, H. B. e Whitman, R. V. *Design of earth retaining structures for dynamic loads*. Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, 1970.
- Sharma, S. e Judd, W. R. *Underground opening damage from earthquakes*. Engineering Geology, Vol.30, pp. 263-276, 1991.
- Stjohn, C. M. e Zahrah, T. F. *Aseismic design of underground structures*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 2, pp. 165-197, 1987.
- Wang, J. N. *Seismic design of tunnels. A simple State-of-the-art design approach*. William Barclay Parsons Fellowship, Parsons Brinckerhoff Monograph 7, 1991.