

# Acidentes e danos associados a obras subterrâneas

## *Accidents and damage associated to underground works*

**Luis Ribeiro e Sousa\***

**RESUMO** - Apesar da ocorrência de acidentes ou incidentes em obras subterrâneas não ser tão pouco frequente como em outras estruturas geotécnicas, a disseminação destes eventos não é comum dados os problemas legais envolvidos. Em geral, existe a tendência para minimizar a divulgação dos danos envolvidos e das causas que os originaram. Neste artigo, é feita uma revisão dos aspectos de segurança em estruturas subterrâneas, nomeadamente dos diferentes tipos de acidentes e as suas consequências. As causas principais de acidentes e outras deteriorações são descritas e classificadas. São apresentados casos de acidentes e incidentes ocorridos em projectos hidroeléctricos subterrâneos, em túneis de redes de transporte e de metropolitanos em meio urbano. Mencionam-se, ainda, aspectos relacionados com a interacção dos túneis urbanos com as infraestruturas existentes à superfície e no interior do próprio maciço e dos danos associados.

**SYNOPSIS** - While the occurrence of accidents and failures in underground structures is not as unusual as in other geotechnical structures, the dissemination of these events are not common due to the legal problems involved. In general the tendency to minimize the dissemination of the involved hazards and their causes exist. A review of general safety aspects in underground structures is analyzed in this article, namely different types of accidents and their consequences. The main causes of accidents are described and typified. Accidents and incidents in underground hydroelectric projects, in transportation tunnels and in urban metros are described. The interaction of urban tunnels on the existing surface infrastructures or inside the ground is mentioned, as well as the damage associated.

\* Investigador Coordenador  
do LNEC, Professor  
Catedrático Convidado da  
FEUP, E-mail:  
lsousa@lneec.pt

**Palavras-chave** – Obras subterrâneas; acidentes; incidentes; danos.

## 1 - ACIDENTES EM OBRAS SUBTERRÂNEAS E SUAS CONSEQUÊNCIAS

A maioria dos acidentes e de outros problemas associados ocorre durante a construção das obras geotécnicas, sendo muitas vezes relacionadas com as incertezas associadas à caracterização do terreno. Torna-se, então, importante desenvolver sistemas de análise de risco e evitar a sua ocorrência. O risco associado é de natureza complexa resultando da combinação de dois conjuntos de factores, os eventos e as respectivas consequências, e de factores de vulnerabilidade que determinam a probabilidade de um evento vir a ter determinadas consequências. A análise de risco reflecte o facto de que as decisões têm que ser tomadas sob uma certa incerteza (Einstein, 2002; Caldeira, 2002; Sousa *et al.*, 2004). A análise de risco constitui uma parte do ciclo de decisão conforme se ilustra na Figura 1.

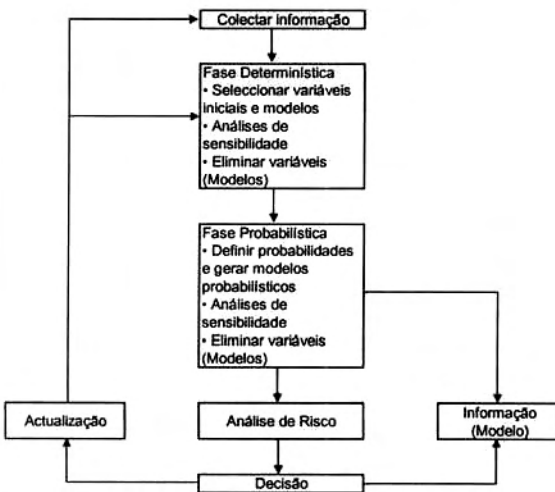


Fig. 1 - Ciclo da análise de decisão (Einstein, 2002)

As incertezas são determinantes em engenharia geotécnica, pelo que podem ser estabelecidas diversas categorias, nomeadamente na variabilidade espacial e no tempo dos factores geológicos, nos erros introduzidos pelas medidas e nas estimativas dos parâmetros geomecânicos, incluindo a sua descrição estatística, nas incertezas dos modelos e das acções, e em omissões (Einstein, 2002).

O uso do espaço subterrâneo tem vindo a aumentar por razões de desenvolvimento sustentado. A ocorrência de acidentes ou incidentes em obras subterrâneas não é tão pouco frequente como em outras estruturas geotécnicas. No entanto, a disseminação destes eventos não é comum, dados os problemas legais e sociológicos envolvidos. Em geral, existe a tendência para minimizar a divulgação dos danos envolvidos e das causas existentes.

A avaliação e a análise de risco não têm sido muito utilizadas em projectos recorrendo ao uso do espaço subterrâneo. No entanto, a situação está a

mudar e são já conhecidos estudos de grandes projectos nos Estados Unidos e Suíça e *software* comercial e de investigação para análise de risco. Destaque vai para o sistema DAT - Decision Aids for Tunnelling, desenvolvido no MIT (USA) em colaboração com a EPFL - Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Dudt *et al.*, 2000). Trata-se de um programa interactivo baseado em modelações probabilísticas que permite, na fase actual, analisar o efeito das incertezas geotécnicas e construtivas no custo e no tempo de execução das obras (Einstein *et al.*, 1999; Sousa *et al.*, 2004).

A identificação do risco geotécnico pretende avaliar todas as causas que podem originar um processo capaz de conduzir a um acidente. Procura-se, assim, neste artigo, proceder a um estudo sintético das causas de acidente em estruturas subterrâneas utilizando as várias metodologias construtivas, mormente o método SEM (*Sequential Excavation Method*), também habitualmente designado de NATM, e recorrendo ao uso de tuneladoras ou de explosivos, e, também durante a exploração ou devido à ocorrência de acções excepcionais. Referem-se, ainda, os danos associados às infraestruturas existentes à superfície ou no interior do próprio maciço devido à execução das obras, ou ao próprio túnel devido a vários factores, entre os quais os derivados do envelhecimento das obras.

O estudo de acidentes em estruturas subterrâneas constitui um instrumento muito valioso para a compreensão dos fenómenos e dos mecanismos instabilizadores que se geram e, por consequência, permite uma escolha de processos construtivos mais adequados em futuros projectos.

Apesar de ocorrências de acidentes e incidentes em obras subterrâneas ser relativamente comum, pelos riscos envolvidos na sua execução, nem sempre a sua divulgação é habitual, existindo a tendência para minimizar a sua divulgação e as suas causas. A consequência desta atitude dificulta a aprendizagem pelo meio técnico, o que pode possibilitar a repetição de erros anteriores por parte dos projectistas e construtores. Assim, o número de relatos de colapsos em obras subterrâneas é relativamente limitado.

Mais recentemente, com o colapso de três túneis paralelos, em construção na proximidade do aeroporto de Heathrow, Londres, que ocorreu no dia 21 de Outubro de 1994 e dias seguintes, a organização HSC (*Health and Safety Commission*) iniciou uma investigação destinada, por um lado, a estudar as implicações sobre o uso do método SEM (ou NATM) na construção de túneis e proceder à sua comparação com outros métodos construtivos e, por outro, à averiguação das causas dos acidentes ocorridos em Heathrow e publicar um relatório contendo as conclusões a que chegaram (HSE, 1996; ICE, 1996).

Para além dos relatórios publicados, foi promovido um profundo debate sobre a segurança da construção de obras subterrâneas utilizando o método SEM mormente com a incorporação de betão projectado e de técnicas de escavação junto à frente.

As principais conclusões a que chegaram sobre o uso do método SEM foram, entre outras, as seguintes (HSE, 1996):

- Acidentes na construção de túneis usando o método SEM têm ocorrido em todo o mundo. No entanto, nem sempre os aspectos mais críticos no que respeita à segurança foram devidamente compreendidos pela comunidade técnica.
- Os colapsos ocorridos com túneis em áreas urbanas seguindo o método SEM podem resultar em graves consequências não só para os trabalhadores da obra, como para as infra-estruturas à superfície, e para o meio ambiente. Existem soluções estruturais cujas consequências de colapso são inaceitáveis, pelo que, nesses casos, devem ser encontradas soluções alternativas.
- As investigações geomecânicas conduzidas para a obra devem assegurar que não existe a possibilidade de se encontrarem condições não expectáveis e que sejam críticas para a segurança da estrutura. Será, pois, necessário um projecto suficientemente rigoroso, devendo o projecto de cada elemento estrutural ser efectuado antes da sua construção.
- Deve ser desenvolvido um processo integrado que considere o projecto conjunto dos suportes provisórios e definitivos. O projecto deve considerar todo o processo desenvolvido pela construção de túneis segundo o método SEM.
- Os túneis construídos com suportes projectados segundo o método SEM, quando completos, são tão seguros como os construídos utilizando outros métodos construtivos.

Uma análise detalhada dos riscos associados ao método SEM e a sua comparação com outros métodos não foi ainda levada a cabo. No entanto, cada metodologia de cálculo introduz os seus próprios riscos de acidente, que dependem muito da localização da estrutura subterrânea.

A escavação com tuneladoras, e em particular de escudo do tipo EPB (*Earth Pressure Balance*), é muito frequente por ser relativamente rápida, sendo necessário garantir a estabilidade da frente de escavação e controlar com rigor os assentamentos à superfície no caso de túneis urbanos (Babendererde, 1999; Barton, 2000; Vlasov *et al.*, 2001).

Em terrenos heterogéneos e para túneis urbanos pouco profundos, estes aspectos são de realização difícil. As campanhas de prospecção geotécnica e hidrogeológica são sempre insuficientes e não podem fornecer com pormenor e rigor as

características de resistência e permeabilidade ao longo do eixo do túnel e zonas laterais de influência e em profundidade. A existência de edifícios e de infraestruturas várias não permite a realização de sondagens e outras acções de prospecção à superfície em todos os locais adequados, sendo, por isso, necessário actuar ao nível da escavação. A esse nível realizam-se sondagens à frente da face de escavação, controlam-se com o rigor possível as pressões e densidades dos terrenos escavados na câmara de escavação e os volumes dos materiais escavados, estabelecendo limites superiores e inferiores em cada etapa de escavação (Martins *et al.*, 2003).

No caso dos túneis em exploração, podem acontecer também acidentes com deterioração parcial ou total das estruturas e equipamentos, devido à ocorrência de fogos, explosões e inundações e durante obras de reabilitação de túneis antigos, como aconteceu no túnel de Viérzy em França (Silva, 2001). De acordo com a experiência, durante os primeiros 15 anos, não ocorrem usualmente problemas estruturais graves. No entanto, alguns acidentes importantes têm ocorrido em túneis devido a desastres naturais, avalanches, deslizamento de taludes, inundações e não observância dos requisitos de segurança (Vlasov *et al.*, 2001).

Outras deteriorações podem ocorrer (considerando no conceito da deterioração os próprios acidentes, conforme metodologia seguida pela ICOLD) nos túneis antigos e mais recentes, sobretudo relacionadas com o maciço e o suporte. No caso dos túneis antigos, as anomalias estão associadas a uma certa descompressão em redor das cavidades devido ao uso dos métodos construtivos então seguidos, particularmente gravosas para as estruturas subterrâneas ao degradarem os hasteais e a abóbada, e a deteriorações no suporte devido à ocorrência de vazios na zona do extradorso, juntas ocas, à presença da água, à erosão eólica no caso dos túneis ferroviários e, naturalmente, por acções transmitidas pelo maciço ao suporte (Freitas *et al.*, 2003). Nos túneis mais recentes, as principais deteriorações estão relacionadas com o processo construtivo, nomeadamente do tipo SEM, por escavação por tuneladoras TBM ou pelo processo *cut-and-cover*. Os suportes utilizam materiais como betão moldado, betão projectado com e sem fibras, pregagens e suportes metálicos. Outras deficiências relacionadas com o projecto, com erros de cálculo e de planificação podem, também, justificar as deteriorações que ocorrem com uma certa frequência.

O número de incidentes e acidentes tem aumentado sensivelmente nos últimos anos por motivos variados, que se podem, sobretudo, relacionar com o aumento sensível da construção de túneis e com o facto dos riscos inerentes não serem

devidamente conhecidos e controlados e, por vezes, com a excessiva confiança nos métodos construtivos. Pelo facto de muitos acidentes ou incidentes não serem reportados, não é possível definir uma estatística adequada sobre as causas principais de ocorrência destas situações, pelo que apenas é possível efectuar uma descrição dos eventos ocorridos e sumarizar as principais causas de acidentes ou incidentes neste tipo de obras subterrâneas.

## 2 – REVISÃO DE ACIDENTES E PRINCIPAIS CAUSAS

Os acidentes durante a construção dos túneis são eventos descontrolados que podem originar graves consequências. A frequência de situações acidentais é elevada, bem como a sua gravidade relativamente a outras obras geotécnicas.

Tal como referido anteriormente, a HSE (1996) levou a cabo uma pesquisa intensa na literatura no sentido de analisar incidentes e acidentes que têm ocorrido em estruturas subterrâneas. Uma análise preliminar destes dados permite afirmar o seguinte:

- i) O número de colapsos em meios urbanos é cerca de duas vezes superior ao de meios rurais.
- ii) Os casos relatados não dizem apenas respeito a países com pouca experiência do método SEM, verificando-se que o maior número de casos relatados diz respeito à Alemanha.
- iii) A grande maioria dos casos relatados relaciona-se com túneis ferroviários ou de metropolitanos.
- iv) As consequências dos colapsos verificados quanto ao meio ambiente (público, infra-estruturas e edificações) são muito elevadas.

Outros casos de incidentes e acidentes têm sido relatados, nomeadamente no Japão em 65 túneis (Inokuma *et al.*, 1994). Destes casos, 15 envolvem aluimentos de terras entre 50-500m<sup>3</sup>, enquanto que apenas 3 são superiores a 1 000m<sup>3</sup>. Ocorreram somente 2 situações com crateras à superfície.

Uma compilação de acidentes em túneis verificados na cidade de São Paulo foi efectuada por Negro *et al.* (1992). Como conclusões importantes a retirar destes casos, cita-se:

- i) O facto de terem ocorrido acidentes em solos variegados argilosos (solos heterogéneos com grande variação na coloração) e argilas cinzas que se apresentavam bastante fissuradas. As fissuras conduzem, pois, a resistência dos maciços claramente inferiores às do maciço intacto. No caso do túnel da extensão norte do Metrô de São Paulo, observou-se que a resistência do maciço era oito vezes inferior à resistência do solo intacto.
- ii) As roturas em maciços terrosos de maior rigidez não são antecipadas por deformações muito excessivas, pelo que podem causar maiores

surpresas, sobretudo se os sistemas de monitoração não forem muito rigorosos.

Estes incidentes e acidentes relatados podem ser atribuídos a vários factores, como seja o facto de que o método SEM ser usado em condições cada vez mais difíceis em meios urbanos e ao desconhecimento da técnica por parte dos projectistas e construtores.

No entanto, são poucas as publicações e artigos técnicos sobre acidentes em túneis. Salienta-se, porém, o livro publicado por Vlasov *et al.* (2001) e o artigo de Neto e Kochen (2002). Desta última publicação, ilustra-se, na Figura 2, um caso de um acidente ocorrido em São Paulo. O Quadro 1 apresenta um resumo de casos de acidentes em túneis ocorridos por todo o mundo.



Fig. 2 - Colapso de túnel em São Paulo (Neto e Kochen, 2000)

No caso dos túneis efectuados segundo o método SEM, a grande maioria dos casos reportados diz respeito a colapsos junto à frente de escavação. Pode ser por colapso do maciço formando-se um buraco acima do túnel, que, no caso de obras superficiais, pode atingir a superfície e ter consequências desastrosas, especialmente em estruturas subterrâneas de grande vão, para os trabalhadores da obra, para o público em geral, para as infra-estruturas existentes à superfície e para o meio ambiente. Por vezes, atribui-se o colapso da frente a condições de instabilidade do maciço, quando, na realidade, as verdadeiras razões do colapso são devidas à utilização de um método construtivo errado para as condições existentes no terreno.

Mecanismos de colapso junto à frente estão indicados nas Figuras 3 e 4, respectivamente para maciços muito fracos ou para determinadas condições específicas. Outras situações de colapso estão associadas à rotura do suporte de betão projectado quando este está completo. A Figura 5 ilustra situações típicas de rotura no suporte antes e após o fecho do anel de betão.

**Quadro 1 – Acidentes em túneis (adaptado de Neto e Kochen, 2002)**

Ano	Local	Tipo de acidente
73	Paris	Túnel ferroviário, colapso
81	São Paulo	Metro, instabilidade
84	Landrücken	Túnel, colapso
	Bochum	Metro, colapso
85	Richthof	Túnel, colapso
	Kaiserau	Túnel, colapso
	Bochum	Metro, colapso
86	Kriebberg	Túnel (Alemanha), colapso
87	Munique	Metro, 5 colapsos
	Weltkugel	Túnel (Alemanha), <i>cave-in</i>
	Karawanken	Túnel (Áustria/Eslóvenia), grande afluência e deformações severas
88	Kehrenberg	Túnel (Alemanha), sérios assentamentos à superfície
	Michels	Túnel (Alemanha), colapso (túnel piloto e alargamento)
89	Karawanken	Túnel (Alemanha), colapso
	São Paulo	Metro Itaquera, colapso
91	Kwachon	Túnel (Coreia), colapso
	Seul	Metro (Coreia), 2 colapsos
92	Funagata	Túnel (Japão), colapso
	Seul	Metro (Coreia), 2 colapsos
93	Seul	Metro (Coreia), 4 colapsos
	Taipei	Taiwan, colapso
	Tribunal da Justiça	Túnel, São Paulo, colapso
	Toscana	Itália, deformações severas (colapso)
94	Carvalho Pinto	Brasil, rotura do emboque durante construção
	Montemor	Túnel (Portugal), 2 colapsos
	Galgenburg	Túnel (Áustria), colapso
	Munique	Metro, colapso
	Heathrow	Aeroporto, Londres, colapso
	Storebaelt	Dinamarca, incêndio em TBM
95	Túnel de autoestrada	Turquia, colapso
96	Túnel de autoestrada	Turquia, colapso
	Los Angeles	USA, colapso
	Atenas	Metro (Grécia), colapso
	Adler	Túnel (Suíça), colapso
	Toulon	Túnel (França), colapso
	Eidsvoll	Noruega, colapso
97	Atenas	Metro (Grécia), colapso
	São Paulo	Metro, colapso
	Carvalho Pinto	Túnel (Brasil), colapso
98	Rússia	Colapso

Podem ser tipificadas como causas responsáveis pelas situações ocorridas as seguintes (HSE, 1996):

**i) Colapso junto à frente de escavação:**

- Colapso de maciço instável junto à frente de escavação
- Colapso da frente de escavação com inclusão de obras executadas, como furos, poços ou soleiras
- Colapso da frente parcialmente suportada devido a assentamentos excessivos ou convergências
- Colapso da calote na direcção longitudinal
- Colapso da calote durante a escavação na direcção do centro do túnel

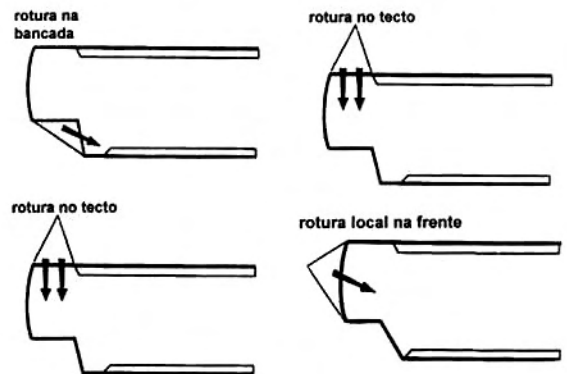
- Colapso da 'viga' longitudinal aquando do avanço da primeira secção completa do anel
- Colapso devido ao facto de que a escavação do tecto estava muito desfasada em relação ao fecho do anel
- Colapso devido à rotura da soleira temporária na secção do tecto
- Colapso devido a rotura em forma de chaminé na secção do tecto
- Colapso devido a rotura estrutural do suporte - por exemplo devido a compressões locais ou movimento de juntas

**ii) Colapso do suporte de betão:**

- Colapso devido a excessivo assentamento ou convergência
- Colapso devido a uma compressão excessiva localizada, provocada por cargas antecipadas ou não permitidas
- Colapsos devidos a defeitos no material de suporte ou defeitos construtivos
- Colapso devido a paragem dos trabalhos relativos a junções entre as partes antigas e mais recentes dos suportes
- Colapsos devidos a reparações, alterações ou correcção no perfil do suporte primário

**iii) Outras causas**

- Colapso da entrada do túnel, em regra associado à má qualidade geotécnica do maciço ou à sua deterioração
- Colapso em poços verticais, em regra associado com maciço de má qualidade geotécnica e(ou) presença da água fora da construção do poço.



**Fig. 3 – Colapso de túneis na frente de escavação em maciços muito fracos (HSE, 1996)**

No caso de túneis escavados por recurso a tuneladoras, o colapso junto à frente pode conduzir a danos severos e à destruição dos sistemas de corte da TBM, o que obriga a trabalhos de acesso adicionais e, conseqüentemente, a custos consideráveis e ao prolongamento dos prazos. Na Figura 6, mostra-se um diagrama dos trabalhos efectuados num túnel referente a esgotos no Canadá, com cerca de 45 km, na proximidade da cidade de Montreal. Diferentes casos de colapso em tuneladoras são ilustrados na Figura 7.

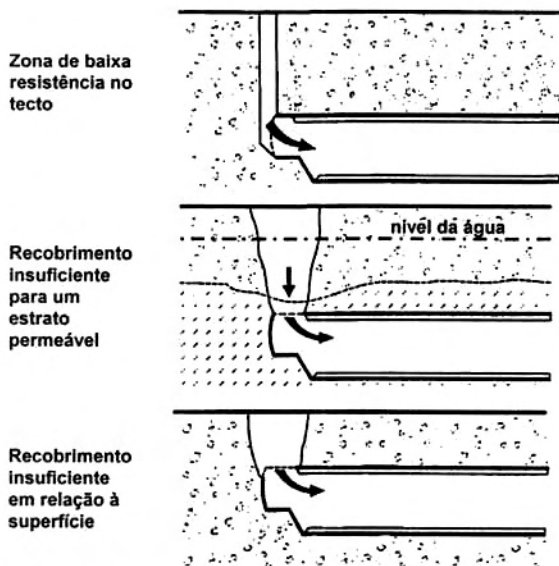


Fig. 4 – Colapso de túneis na frente de escavação devido a condições específicas (HSE, 1996)

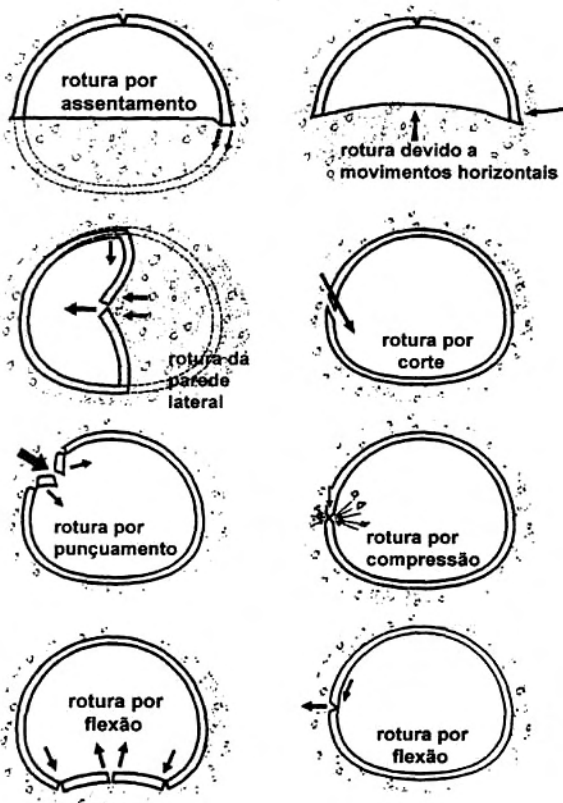


Fig 5 – Mecanismos de rotura antes e após o fecho do arco (adaptado de HSE, 1996)

Finalmente, para efeitos de revisão das causas que originaram colapso podem ser consideradas várias categorias principais (HSE, 1996; Vlasov *et al.*, 2001):

i) Condições geotécnicas não previstas

Está associada a uma deficiente caracterização geotécnica, causada por uma redução dos trabalhos

de prospecção geotécnica. Uma situação comum não prevista está relacionada com lavagem ou erosão do solo. É, pois, boa prática continuar as investigações geotécnicas durante a construção e proceder a uma análise da frente de escavação por técnicos qualificados. Constitui uma das causas mais frequentemente relatadas em muitas situações de colapso.

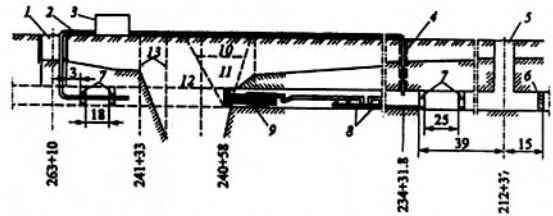


Fig. 6 – Trabalhos efectuados para situação de emergência devida a colapso da frente (Vlasov *et al.*, 2001)

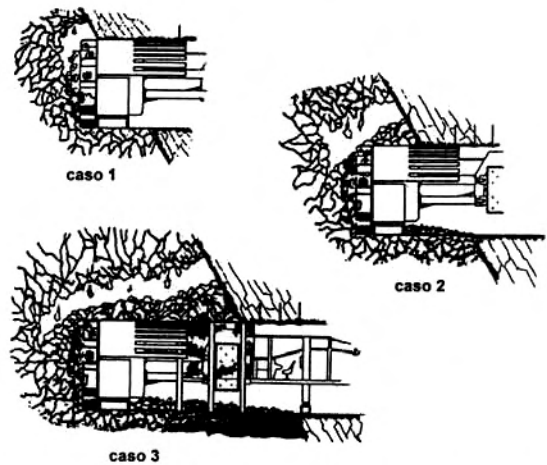


Fig. 7 – Casos de rotura para túneis em rocha (Barton, 2000).

ii) Erros na planificação e nas especificações

As roturas têm ocorrido por um mau planeamento na localização nas estruturas subterrâneas de poços, soleiras e das sondagens que permitem a caracterização dos maciços envolvidos. Outras causas que são referidas estão relacionadas com um maciço inadequado no tecto do túnel, com as medidas de escavação e suporte especificadas sem ter em consideração o tipo de formações envolvidas, com a utilização de um sistema classificativo que conduziu a suportes pouco adequados e, ainda, com especificações inadequadas dos materiais construtivos.

iii) Erros de cálculo e numéricos

Consideram-se os erros de cálculo efectuados no projecto e mesmo na observação, estes últimos relacionados com a qualidade dos dados da observação. Outras situações a considerar estão relacionadas com a adopção de valores de cálculo incorrectos no projecto, com a insuficiência na consideração do efeito da água e com o uso de

programas de cálculo não adequados ou não validados.

#### iv) Erros de construção

Situa-se nesta categoria um grande número de tipos erros de difícil listagem, sendo porém os mais comuns:

- suporte sem a espessura especificada;
- instalação inadequada de pregagens ou ancoragens e de arcos portantes
- instalação inadequada de tubos para efeitos de congelação do solo;
- incorporação de material escavado no betão da soleira;
- perfil inadequado da soleira.

#### v) Erros de controlo e de gestão

Incluem, entre outros, a existência de projectistas inexperientes e de empreiteiros pouco experientes e não adequadamente competentes, a não retirada de conclusões adequadas após a ocorrência de situações que prenunciavam já a existência de um projecto estrutural pouco adequado, uma má fiscalização da obra e o permitir uma sequência não adequada de construção de várias estruturas subterrâneas.

Em conclusão, existem, essencialmente, factores naturais e tecnológicos responsáveis pelos acidentes em túneis. Os factores naturais compreendem a estrutura das formações geotécnicas, terrosas, rochosas ou heterogéneas, e as condições em que ocorrem, a presença da água e processos físico-geológicos, incluindo eventos sísmicos, erosão cársica e geotermal. Os factores tecnológicos estão relacionados com as actividades de engenharia promovidas pelo homem, como seja, a alteração do estado de tensão e o movimento deformacional induzido devido ao processo de escavação, a interacção com as infra-estruturas existentes à superfície e no interior do próprio maciço, abaixamento ou elevação dos níveis freáticos, violação dos critérios construtivos, assim como das condições operacionais em serviço (Vlasov et al., 2001).

### 3 – EMPREENDIMENTOS HIDROELÉCTRICOS

Um aproveitamento hidroeléctrico subterrâneo compreende um conjunto de obras, sendo, via de regra, uma barragem para captação da água, a tomada de água, o circuito hidráulico (entre outras obras, túnel de acesso, condutas forçadas, chaminés de equilíbrio e túnel descarga), de que se diferencia a parte a alta e a baixa pressão, e o complexo da central, equipado com turbino-alternadores, transformadores e equipamentos complementares (Martins, 1985; Sousa, 1993).

A utilização de um complexo subterrâneo para a central oferece consideráveis vantagens do ponto de

vista da segurança e ambiental. Pode ser constituído por um conjunto de grandes obras subterrâneas, assumindo um papel determinante no projecto e concretização destas obras. Os critérios de segurança habitualmente utilizados consistem na limitação de deslocamentos, o que limita indirectamente as deformações, podendo também ser estabelecidos critérios para os suportes, considerando tensões de segurança ou dimensionados em relação à rotura (Sousa *et al.*, 1994).

Um dos principais requisitos para uma escavação de sucesso está num conhecimento rigoroso das estruturas geológicas específicas, tais como a ocorrência de superfícies de baixa resistência. Acidentes ou roturas podem ocorrer devido a roturas em cunha ou planares e à utilização de suportes não adequados. A existência de descontinuidades com enclivamentos argilosos é uma situação a ter em conta em processo de rotura. O sistema de suporte pode compreender a remoção do material argiloso das descontinuidades e a sua substituição por betão e o uso de pregagens injectadas.

Situações de casos históricos em que ocorreram acidentes por escorregamentos planares ou em cunha foram reportadas por Hansen (1993) para centrais hidroeléctricas subterrâneas na Suécia. A Figura 8 ilustra a ocorrência de uma rotura planar na central de Höljebro. O primeiro grupo gerador foi instalado em 1932, tendo sido programado um reforço de potência nos anos 70. O túnel de descarga passou de uma secção de 55 m<sup>2</sup> para 110 m<sup>2</sup>. Durante a escavação, ocorreu uma rotura planar de cerca de 35 m de comprimento conforme foi indicado na Figura.

Uma das causas principais de acidentes em grandes cavernas associadas a empreendimentos hidroeléctricos subterrâneos resulta da ocorrência de superfícies contínuas de baixa resistência, conjugadas com a fracturação habitual existente nos maciços rochosos.

Um caso que se revestiu de grandes proporções e relatado por Rocha (1977) diz respeito a um acidente ocorrido durante a construção de uma das chaminés de equilíbrio do sistema hidroeléctrico de Cahora-Bassa, em Moçambique. O complexo de obras subterrâneas da barragem situa-se a uma profundidade que, no caso da central, varia de cerca de 130 a 230 m, correspondendo as dimensões características da caverna da central a um comprimento de 216,7 m, uma largura de 28,9 m e alturas mínima e máxima de 24 e 57 m, respectivamente. As duas chaminés de equilíbrio, implantadas paralelamente à central, apresentam as seguintes dimensões: largura de 19 m em ambas e alturas de 72 e 70,3 m para as chaminés norte e sul, respectivamente (Silva, 1988; Sousa *et al.*, 1996). Na Figura 9, ilustra-se uma perspectiva esquemática do complexo das obras (Silveira *et al.*, 1974).

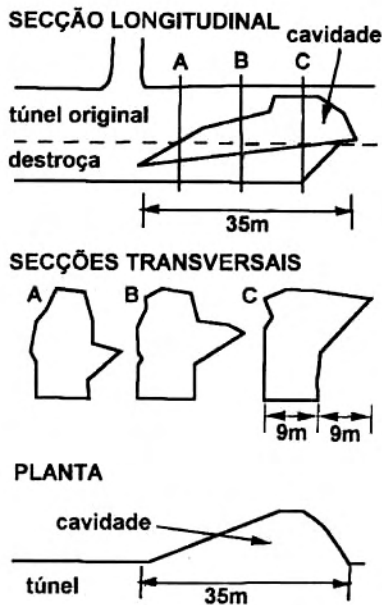


Fig. 8 - Rotura planar na central hidroeléctrica de Höljebro (Hansen, 1993).

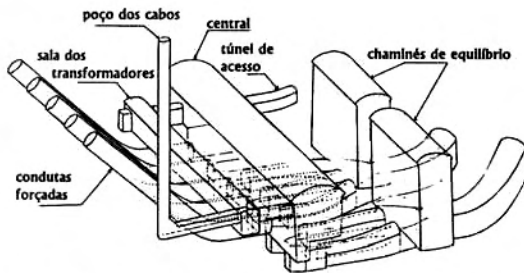


Fig. 9 - Complexo subterrâneo da central de Cahora Bassa .

O acidente ocorreu numa das chaminés de equilíbrio, como é ilustrado na Figura 10. Consistiu no escorregamento de uma cunha do maciço, com um volume de cerca de 2000 m<sup>3</sup>, representada esquematicamente na Figura 11 (Rocha, 1977).



Fig. 10 - Acidente ocorrido na chaminé de equilíbrio (Rocha, 1977)

No local onde foi implementado o empreendimento, ocorrem formações do Precâmbrico superior constituídas principalmente por rochas de tendência granítica e, em áreas mais reduzidas, por rochas gabro-dioríticas e granulitos, que são atravessadas por veios de aplito, de pórfiro e de pegmatito e por filões lamprofíricos e gábricos (Sousa *et al.*, 1996). A fracturação observada no reconhecimento geológico de superfície conduziu à identificação de 3 famílias principais de descontinuidades, sendo uma sub-horizontal e duas inclinadas (Silva, 1988). Os filões de lamprófiro que intersectam a chaminé são acompanhados no tecto e muro por faixas de gnaíse. Obtiveram-se para a resistência média de diaclases com alguma alteração os seguintes valores (Silva, 1988): granito gnáissico -  $\phi=41^\circ$  e  $c=0,29\text{MPa}$ ; lamprófiro -  $\phi=20,3^\circ$  e  $c=0,22\text{MPa}$ .

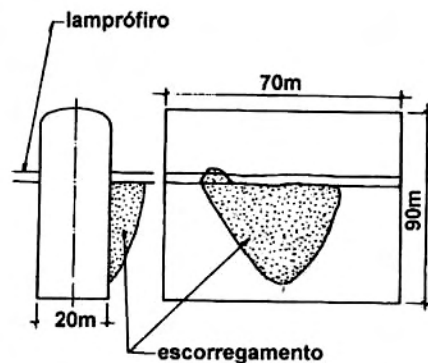


Fig. 11 - Esquema ilustrativo do acidente na chaminé de equilíbrio (Rocha, 1977)

O acidente parece resultar de um deslizamento em cunha a ter lugar ao longo da linha de intersecção de dois planos correspondentes a diaclases pertencentes às famílias de descontinuidades, dada a ocorrência de uma superfície de baixa resistência, cujas diaclases apresentam um ângulo de atrito muito baixo. A discussão destas situações é analisada de forma exemplar na publicação de Hoek e Bray (1973).

Os túneis e poços a alta pressão, em empreendimentos hidroeléctricos e em obras de adução de água, põem problemas especiais, em que a caracterização hidromecânica dos maciços é relevante (Lamas, 1993; Silvestre *et al.*, 2002). São normalmente efectuados num maciço de boa qualidade, em que este representa uma importante contribuição para a resistência às elevadas pressões internas.

Vários casos de acidentes e de outros danos (deteriorações segundo a ICOLD) em túneis sobre pressão têm sido relatados por vários autores (Brekke e Ripley, 1987; Lamas, 1993; Hoek, 2000). Apresenta-se, no Quadro 2, diferentes classes de deterioração que podem ocorrer nestas obras.



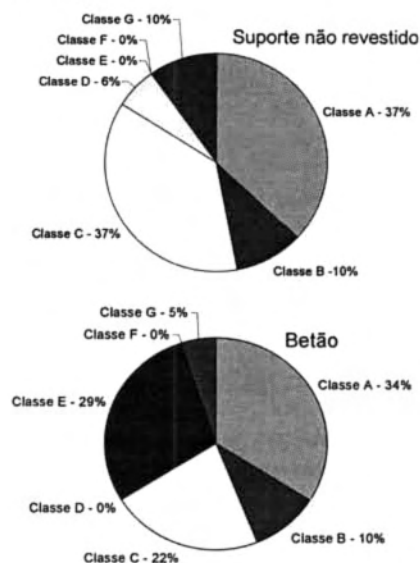
**Quadro 2** – Classes de deterioração em túneis sobre pressão (Lamas, 1993)

Classe	Descrição da deterioração
A	Confinamento inadequado, conduzindo a caudais excessivos, fracturação hidráulica ou instabilidade do maciço rochoso, incluindo deslizamentos
B	Formações geológicas específicas de alta condutividade hidráulica, conduzindo a caudais, fracturação hidráulica ou instabilidade do maciço rochoso, incluindo deslizamentos
C	Deterioração do maciço rochoso, nomeadamente devido à erosão de veios ou diques, dissolução e expansão, conduzindo a caudais, queda de blocos ou instabilidade do maciço.
D	Pressão de água excessiva face a formações impermeáveis, tais como veios, diques ou falhas com enchimento argiloso, conduzindo a movimentos no maciço rochoso ou instabilidades, incluindo escorregamentos de taludes
E	Maciço rochoso deformável, injeção ineficaz ou construção deficiente, conduzindo à rotura do suporte, nomeadamente devido à pressão interior
F	Encurvadura dos suportes metálicos devido à pressão externa da água ou injeção
G	Flutuações dinâmicas da pressão da água

A grande maioria das deteriorações ocorreu em túneis com suportes de betão ou sem qualquer sustimento. Um número significativo de casos surgiu durante a entrada em serviço ou durante ensaios de carga, cerca de 20%, mas a maioria das situações ocorreu durante a exploração dos empreendimentos hidroeléctricos. Conforme estudo conduzido por Lamas (1993), a Figura 12 ilustra a distribuição dos casos de deterioração, em percentagem, para as situações de não existência de suporte ou de suporte de betão. Para túneis a alta pressão com revestimento blindado, os casos de deterioração estudados localizam-se, sobretudo, nas classes E e F, com poucas situações nas classes D e G. A análise deste Quadro, permite identificar os mecanismos mais importantes, responsáveis pelas deteriorações.

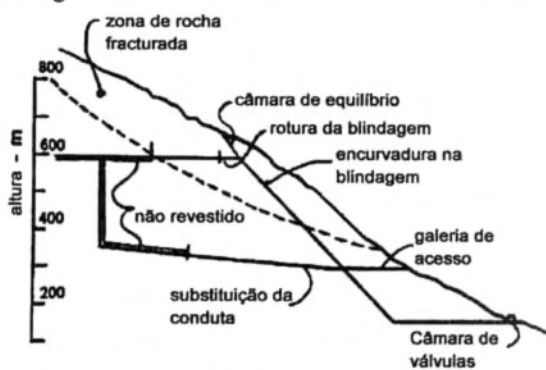
No caso das condutas forçadas em taludes, podem ocorrer acidentes graves por escorregamento, como aconteceu no projecto hidroeléctrico de Wahleach, British Columbia, Canadá (Figura 13), (Hoek, 2000). Ocorreu uma rotura na blindagem metálica em Janeiro de 1989, que causou um movimento deslizante gravitacional devido a rotações de blocos junto à superfície. O projecto está localizado a 120 km de Vancouver e o desnível de água é de cerca de 620 m entre o reservatório e a central à superfície. Os túneis foram escavados em granodioritos, que apresentam alguns trechos muito fracturados e moderadamente alterados, com espaçamento médio entre descontinuidades de 0,5 a 1m. Ocorrem algumas descontinuidades sub-

paralelas à superfície, bem como zonas de falha significativas.



**Fig. 12** – Distribuição das classes de deterioração sem suporte e suporte de betão em túneis sobre pressão.

A conduta iniciou a fase de operação em 1952, tendo sido notado a primeira fuga de água em Maio de 1981. A descrição do processo de deterioração e dos estudos efectuados é apresentada em detalhe na publicação de Hoek (2000). Foram adoptadas medidas de reabilitação dada a rotura da blindagem, tendo sido substituída a conduta, conforme ilustrado na Figura 13.



**Fig. 13** – Secção transversal de um trecho de túnel a alta pressão do sistema hidroeléctrico Wahleach (adaptado de Hoek, 2000).

A geração de cavidades por dissolução em túneis de sistemas hidroeléctricos, bem como de outros túneis, constitui uma situação que pode induzir situações graves de deterioração em túneis, com implicações na segurança. Gysel (2002) publicou um artigo que descreve os processos de dissolução em túneis hidroeléctricos, apresentando dois casos na Suíça e na Guatemala. A Figura 14 apresenta uma secção de uma conduta do sistema hidroeléctrico de Engadin, Suíça. Ilustra a Figura a

forma das cavidades obtidas por carsificação do maciço, bem como o reforço utilizado com enchimento em betão e pregagens.

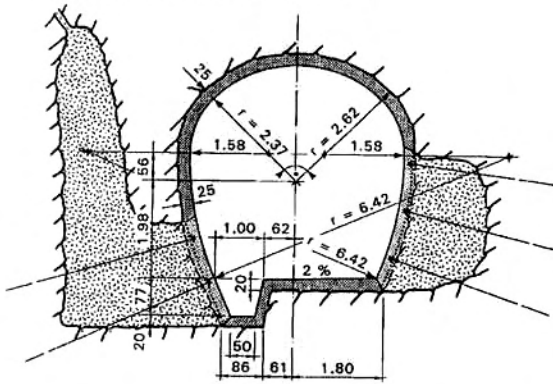


Fig. 14 - Sistema hidroeléctrico de Engadin. Cavidades por dissolução (Gysel, 2002).

#### 4 - OBRAS SUBTERRÂNEAS EM SISTEMAS DE TRANSPORTES

O uso do espaço subterrâneo para sistemas de transportes começou na Europa e América do Norte um pouco antes da metade do século XIX, com o início dos transportes ferroviários. Nos últimos anos, têm sido construídas obras de grande porte ligadas a travessias subaquáticas, à execução de comboios de alta velocidade, à construção de túneis rodoviários de grande extensão e recorrendo a novas tecnologias e a metropolitanos em meios urbanos.

Os diferentes tipos de acidentes e as suas causas principais em túneis e outras cavidades nos sistemas de transporte foram analisados na secção anterior. No entanto, constituem problemas complexos a resolver neste tipo de obras os associados à realização de sistema de ventilação, mas sobretudo os derivados de graves acidentes provocados por incêndios, como aconteceu nos túneis do Monte Branco e de Tauern em 1999 (Sousa, 2000).

A primeira grande obra subterrânea foi o túnel ferroviário de Seikan, que liga as duas maiores ilhas do Japão, Honshu e Hokaido. Tem 54km de extensão, sendo 23 km sob o mar e com profundidade máxima de 240 m. O tempo de construção foi de 21 anos (1964-1985). Na Figura 15, apresenta-se um perfil longitudinal e uma secção transversal, que ilustra as várias cavidades.

O túnel foi construído em 9 secções e em condições geotécnicas complexas. Apesar das medidas preventivas que foram tomadas durante a construção, ocorreram 4 acidentes graves relacionados com inundações, tendo o primeiro ocorrido em Fevereiro de 1974 num poço inclinado e o quarto e mais severo em Maio de 1976, durante a construção do túnel de serviço à distância de cerca de 4,5 km da ilha Hokkaido (Vlasov *et al.*, 2001). A Figura 16 procura ilustrar as consequências do acidente ocorrido no túnel de serviço. A secção a) da

Figura apresenta uma secção longitudinal à distância de 3509m da ilha de Hokkaido, a secção b) uma planta do mesmo local, e a secção c) um perfil à distância de 4588m.

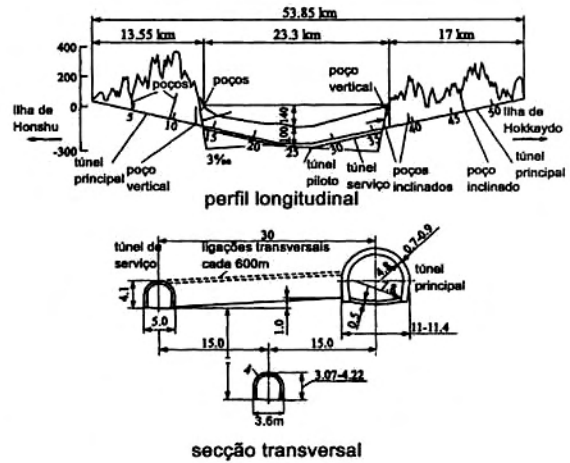


Fig. 15 - Túnel de Seikan.

No que respeita à construção em meio urbano e recorrendo ao uso de tuneladoras TBM com escudo, cita-se a experiência na construção de metropolitanos em Singapura, onde se verificaram vários acidentes com queda de blocos de rocha junto à frente. A Figura 17 mostra deformações superficiais e queda de blocos numa secção entre as estações Orchard e Newton. Mais elementos sobre estes acidentes podem ser consultados na publicação de Vlasov *et al.* (2001).

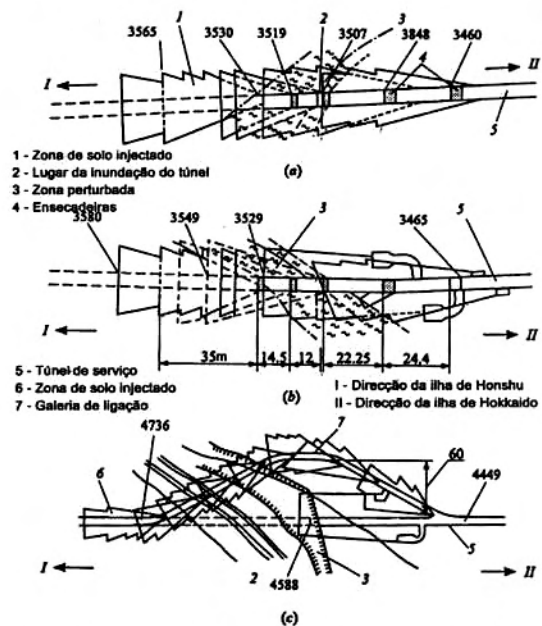


Fig. 16 - Consequências da inundação do túnel de serviço de Seikan (Vlasov *et al.*, 2001).

Um caso específico de escavação de um túnel com tuneladora em formações graníticas heterogêneas, onde ocorreram problemas, pode ser consultado na comunicação de Grasso *et al.* (2003).

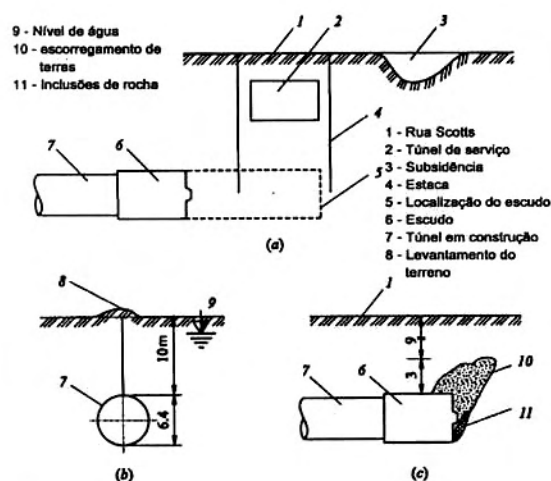


Fig. 17 – Deformações à superfície e queda de blocos durante a construção de um túnel do metro de Singapura

Os sismos poucas vezes introduzem danos significativos em estruturas subterrâneas. Contudo, durante o sismo de 1995 em Kobe, Japão, ocorreram danos significativos nalgumas obras subterrâneas. O sismo ocorreu em 17 de Janeiro de 1995 na região de Kobe e Osaka, teve a magnitude de 6,9 e durou cerca de 20 segundos, tendo causado danos consideráveis (Uenishi e Sakurai, 2002). O principal dano foi o colapso da estação subterrânea de Daikai aberta pelo método *cut-and-cover* (Figura 18). O sismo também causou danos no túnel Bantaki na região montanhosa envolvente de Kobe (Figuras 18 e 19).

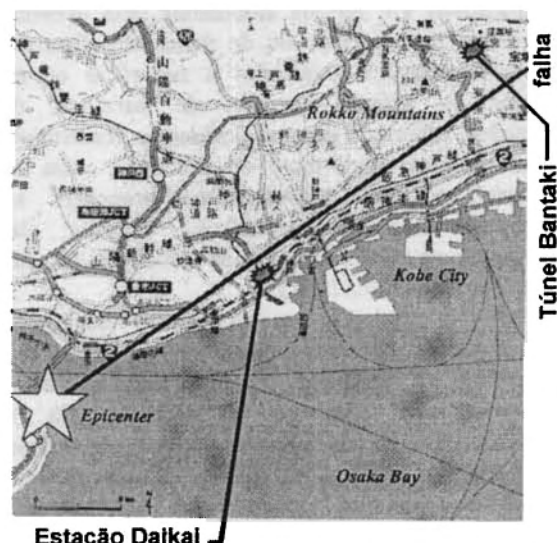


Fig. 18 - Roturas em dois túneis da área de Kobe (Uenishi e Sakurai, 2002)

Na Figura 20, procura-se ilustrar os principais danos ocorridos na estação Daikai. Uma explicação rigorosa dos acidentes ocorridos nestas obras

subterrâneas está contida na comunicação de Uenishi e Sakurai (2002).

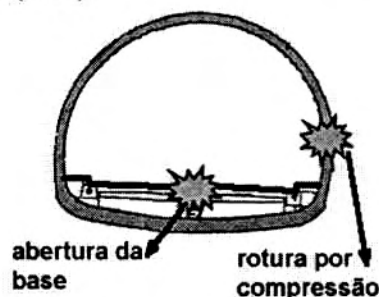


Fig. 19 - Roturas no túnel Bantaki (Uenishi e Sakurai, 2002)

No caso particular dos túneis do tipo *cut-and-cover*, podem surgir situações problemáticas devidas a múltiplos factores, como por exemplo:

- i) Modelos de cálculo deficientes, mormente no que respeita à discretização utilizada nos elementos do suporte em betão armado, na não consideração das várias secções construtivas determinantes para o projecto e na avaliação dos esforços induzidos nas estruturas de suporte.
- ii) Deficiente caracterização geomecânica das formações de fundação dos pilares e da sua capacidade de carga.
- iii) Movimentos na encosta ou encostas adjacentes responsáveis por deformações impostas na estrutura de betão armado.
- iv) Não consideração das acções provenientes dos sismos que podem induzir um aumento das cargas transmitidas pelos pilares da estrutura de betão à fundação.
- v) Ocorrência de escorregamentos nos taludes provisórios.

Uma obra importante pelas suas dimensões é do túnel do Grilo da CRIL, conforme se ilustra na Figura 21 (Barradas *et al.*, 2002; Lemos *et al.*, 2003). Os taludes que foi necessário escavar para construir o túnel tiveram na sua grande maioria carácter provisório e grande desenvolvimento longitudinal (Figura 22). Foram, ainda, abertos taludes de escavação definitiva, com altura considerável, na zona de embocadura ponte do túnel.

O comportamento observado nos taludes de escavação apresentou, essencialmente, dois tipos de anomalias (Barradas *et al.*, 2002): i) ocorrência de movimentos distorcionais até grandes profundidades; e ii) escorregamentos superficiais que afectaram sobretudo o talude norte.

Um exemplo de situação de ocorrência de uma outra situação problemática após a construção de um túnel *cut-and-cover* é o caso do túnel com 250 m de comprimento e duas abóbadas na Autoestrada A15 que une a Navarra a Guipúzcoa (Ortega, 2003). O processo construtivo consistiu num desmorte em rocha de cerca de 30 m de altura máxima do lado

esquerdo e cerca de 15 m do lado direito, na execução da estrutura de suporte com duas abóbadas e posterior recobrimento de forma a reconstituir a topografia original (Figura 23).

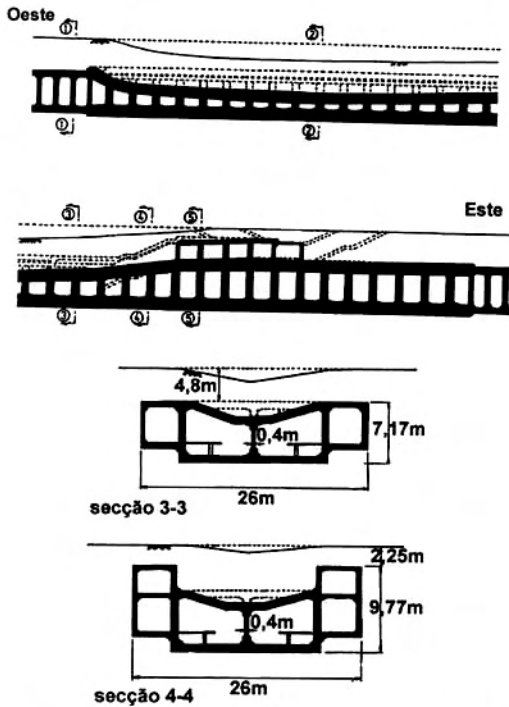


Fig. 20 – Roturas na estação Daikai em perfis longitudinais e transversais,



Fig. 21 – Túnel do Grilo.



Fig. 22 – Aspecto dos taludes do túnel do Grilo (Barradas *et al.*, 2002).

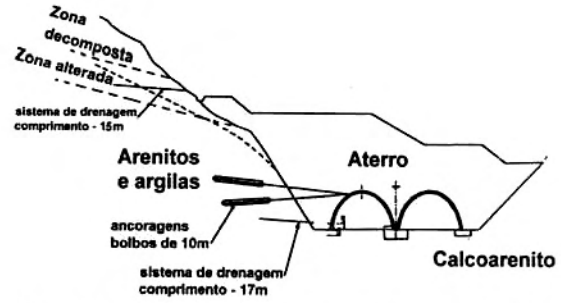


Fig. 23 - Túnel na autoestrada de Leizarán (adaptado de Ortega, 2003).

O túnel foi projectado com elementos prefabricados de betão armado, tendo cada uma das abóbadas um comprimento de 2,3 m e uma espessura de 35 cm. Devido provavelmente aos impulsos assimétricos da sobre a estrutura de betão armado, detectaram-se movimentos e fissuras nas aduelas do túnel, o que conduziu imediatamente a um reforço mediante cimbres metálicos, enquanto se estudavam outras eventuais soluções de reforço e de reabilitação da estrutura. Optaram pela realização de ancoragens ligeiramente descendentes, com 5 graus de inclinação, colocadas o mais alto possível. A solução foi complementada pela realização de drenos sub-horizontais perfurados na parte inferior do túnel.

## 5. INTERACÇÃO COM INFRAESTRUTURAS À SUPERFÍCIE

A construção de túneis em meio urbano, apesar de conterem em si grandes benefícios ambientais para estes meios, podem originar impactos significativos em termos ambientais pela eventual ocorrência de acidentes ou de danos significativos nas infra-estruturas existentes à superfície ou no interior do próprio terreno, de barulhos, de vibrações, sobretudo durante o processo construtivo. Torna-se, pois, importante do ponto de vista do projecto e do planeamento proceder ao desenvolvimento de processos racionais que minimizem os riscos ou os danos associados (Sousa, 1998; Burland *et al.*, 2002).

Um dos requisitos importantes está relacionado com a verificação da capacidade de carga das edificações na vizinhança do túnel, dado que estas estruturas são sensíveis a assentamentos e deslocamentos laterais diferenciais. A quantificação dos danos nas edificações trata-se de uma questão altamente subjectiva, podendo ser afectada por vários factores, tais como a experiência local, as aproximações dos engenheiros de projecto e das seguradoras. Dado que existe o risco de ocorrência de danos devidos aos movimentos induzidos à superfície, estes devem ser classificados (Cost C7, 2003). As categorias de danos em edificios podem ser classificadas do seguinte modo: i) visuais ou

estéticos; ii) funcionais; e iii) de estabilidade. Definem-se, em termos visuais, 6 categorias de danos, variando desde 0 (negligenciável) até 5 (muito severo), (Burland *et al.*, 2002).

Existem vários critérios que relacionam os valores dos assentamentos de uma zona com os danos causados nas edificações. Um grupo de critérios relaciona os danos das construções com a máxima curvatura da deformada da fundação da estrutura, enquanto que outros relacionam os danos com a ocorrência de movimentos no terreno, admitindo que são função da máxima extensão desenvolvida nas paredes da estrutura, dependente não só da distorção, mas também das deformações horizontais (Boscardin e Cording, 1989; Sousa, 1998).

Burland estabeleceu um critério de danos, relacionando-os com os valores da relação de deflexão e da deformação horizontal, sendo a aproximação ilustrada na Figura 24, em que o edifício é representado por uma viga de comprimento  $L$  e altura  $H$ . Soluções distintas são apresentadas consoante a estrutura se situe numa zona convexa ou côncava. Na Figura 24, ilustram-se duas situações limites, de flexão em relação ao eixo neutro e por corte.

Os movimentos induzidos à superfície envolvem não só zonas convexas e côncavas, mas ainda deformações horizontais significativas. Na Figura 25, ilustra-se o critério de Burland para edifícios na zona convexa para  $L/H=1$ . Para a avaliação dos efeitos induzidos pelo túnel nas edificações à superfície, não é habitual considerar a sua rigidez. No entanto, foi desenvolvida uma aproximação por Potts e Addenbrooke (Cost C7, 2003), que envolve o uso de curvas de projecto que modificam os parâmetros de dano calculados de forma convencional. O critério de Boscardin e Cording em função da deformação horizontal é indicado no Quadro 3.

A Figura 26 representa esquematicamente três modos de movimento para a secção transversal. Os assentamentos longitudinais que formam junto à frente de escavação e atrás da frente podem também danificar as edificações, mas são mais difíceis de quantificar.

No entanto, a construção dos túneis pode também afectar estruturas existentes no interior do maciço, como túneis existentes e equipamentos de serviços, tais como esgotos, cabos eléctricos e condutas (Figura 27).

Nalguns casos a construção de túneis pode funcionar como um dreno, podendo vir a originar um abaixamento permanente do nível freático e consequente assentamento da superfície, como se ilustra na Figura 28. Pode vir a afectar eventualmente outras edificações que ficavam fora da zona inicial de influência do túnel.

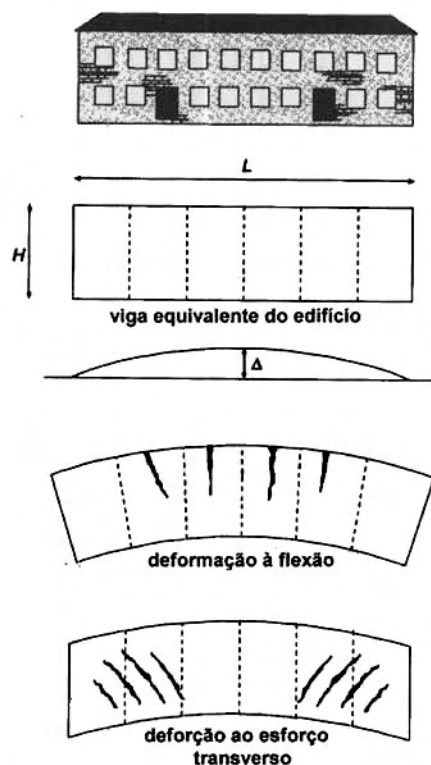


Fig. 24 – Idealização de um edifício por uma viga parede equivalente. Fissuras em flexão e corte (Cost C7, 2003).

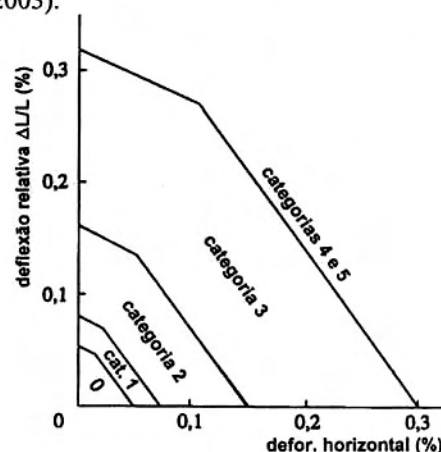


Fig. 25 – Critério de danos proposto por Burland para edifícios localizados na parte convexa (Burland *et al.*, 2002).

Quadro 3 – Classificação de danos estabelecida por Boscardin e Cording (1989)

Categoria de danos	Grau de severidade	Deformação limite à tracção ( $\epsilon_{lim}$ ) (%)
0	Negligenciável	0-0,05
1	Muito ligeiro	0,05-0,075
2	Ligeiro	0,075-0,15
3	Moderado	0,15-0,3
4 a 5	Severo a muito severo	>0,3

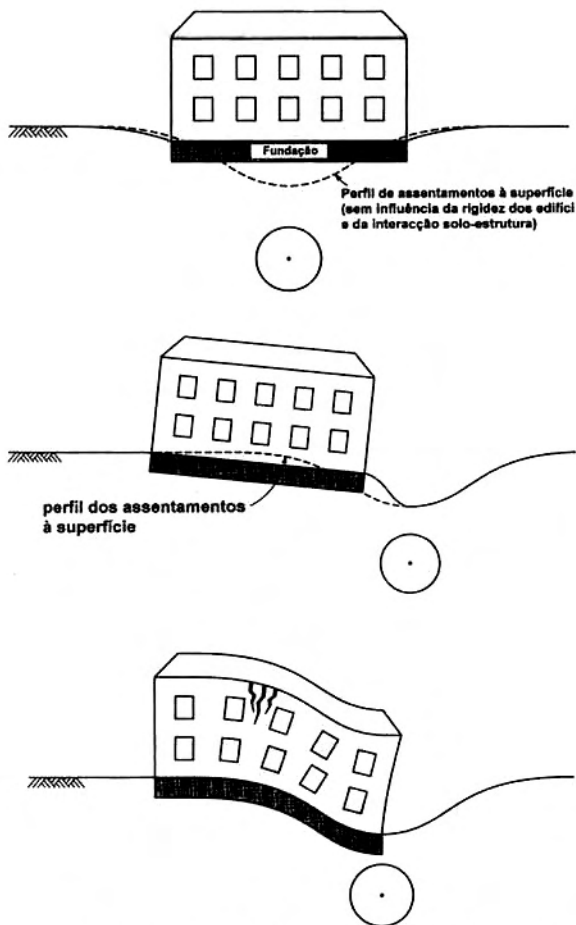


Fig. 26 – Exemplos de edifícios afectados pela construção de um túnel (Cost C7, 2003).

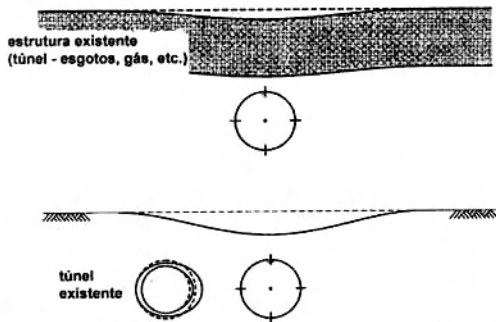


Fig. 27 – Influência da construção de túneis em outras obras no maciço (Cost C7, 2003).

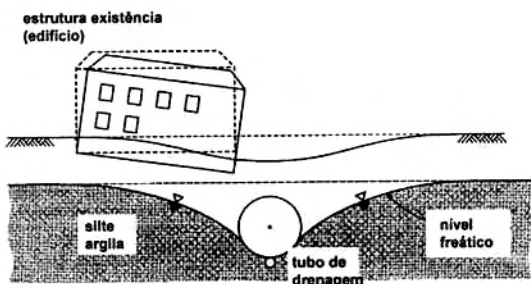


Fig. 28 – Efeito do túnel actuando como um dreno (Cost C7, 2003).

Os casos de instabilidade de túneis, analisados em detalhe nos Capítulos iniciais, não podem ser previstos com exactidão, sendo possível recorrer às análises de resultados da observação, mormente recorrendo a critérios de alerta e de alarme (Sousa, 2001). A instabilidade do túnel pode propagar-se até à superfície. A Figura 29 exemplifica duas situações, uma com resistência insuficiente para as fundações dos suportes com perfilados metálicos e outra em que existe insuficiente pressão na frente.

Apresenta-se de seguida um caso de obra respeitante à estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa, onde foi necessário efectuar obra de reforço do maciço por injeções de compensação de forma a minimizar os danos os edifícios envolventes (Barreto *et al.*, 1999).

A estação Baixa-Chiado situa-se na zona histórica do Chiado, sob um considerável grupo de edifícios que apresentavam anomalias resultantes das alterações que ocorreram durante a sua vida. Consiste em duas grandes cavernas paralelas com 18 m de vão e 250 m de comprimento com uma secção transversal de 240 m<sup>2</sup>, separadas por uma distância mínima de cerca de 6 m (Figura 30).

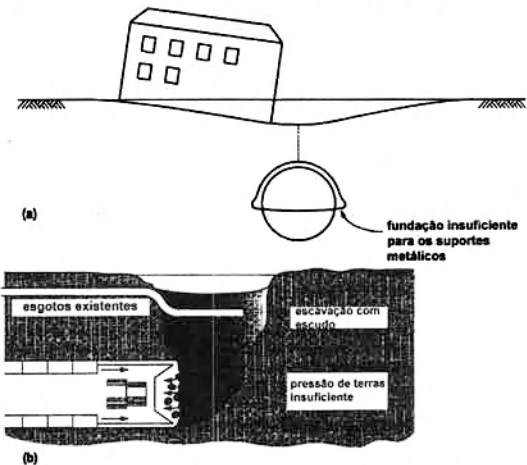


Fig. 29 – Instabilidade do túnel devido falta de integridade do suporte (Cost C7, 2003).

A estação desenvolve-se em formações do Miocénico com recobrimentos recentes. As formações miocénicas são caracterizadas por uma grande variedade de formações com estratificação sub-horizontal. Podem ser observadas *Areolas da Estefânia*, que a apresentam intercalações de arenitos calcários, e *Argilas dos Prazeres*. As formações recentes superficiais são formadas por depósitos aluviais com baixa consistência e apresentando intercalações de níveis arenosos.

A selecção do processo construtivo foi determinada pela experiência de outras obras e com base em simulações numéricas efectuadas. Várias soluções alternativas foram analisadas de forma a permitir uma escolha apropriada tendo em vista analisar a estabilidade das sucessivas estruturas

subterrâneas. A Figura 31 ilustra a configuração final escolhida para a construção das sucessivas etapas das duas cavidades.

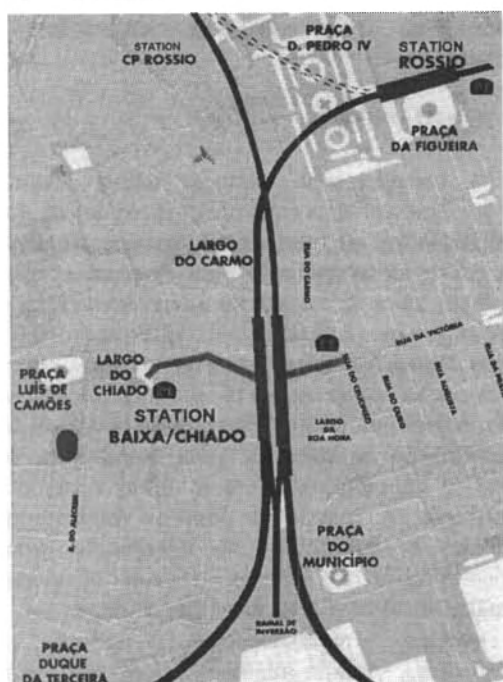


Fig. 30 – Estação Baixa-Chiado.

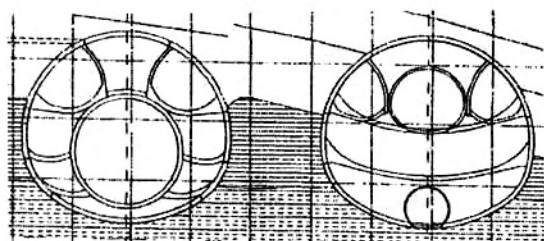


Fig. 31 – Sequência de escavação adoptada para construção das cavernas.

A escavação da cavidade do lado ocidental ocorreu em torno do túnel efectuado pela tuneladora, com a escavação de galerias laterais no topo da caverna e progredindo para as zonas inferiores, conforme ilustrado na Figura. A região crítica do pilar entre as duas cavidades foi tratada por intermédio de colunas de *jet-grouting* (Barreto *et al.*, 1999).

Foi estabelecido um sistema de observação preliminar para a estação e edifícios adjacentes de forma a assegurar a estabilidade das diferentes estruturas subterrâneas associadas ao processo construtivo e detectar eventuais comportamentos anómalos nos edifícios adjacentes, e em especial para detectar eventuais danos. Foram definidas 11 secções principais de observação com cerca de 25 m de espaçamento. A Figura 32 mostra assentamentos observados na secção P33 em dois instantes, 1995.08.28 e 1997.04.30, que são comparados com simulações numéricas.

No primeiro instante, a tuneladora tinha já atravessado a cavidade poente e tinha sido iniciada a destroça da cavidade oriente. No segundo instante, ambas as cavidades tinham sido entretanto escavadas. Devido à influência das injeções de compensação que foi necessário efectuar, os valores observados na superfície do terreno não variaram muito.

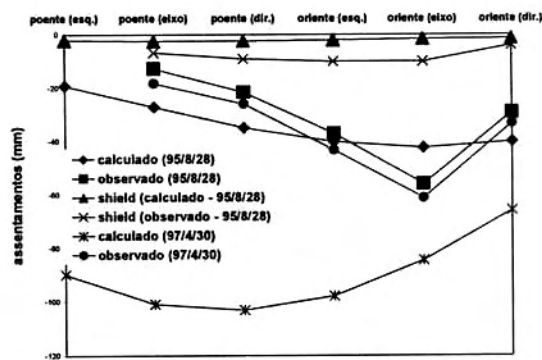


Fig. 32 - Assentamentos para secção P33

Na zona superficial da estação existem cerca de 30 edifícios antigos entre o Largo da Academia das Belas Artes e a Calçada do Livramento. Antes da execução das obras, efectuaram-se visitas de inspecção de modo a avaliar o estado de conservação dos edifícios. Verificou-se que a grande maioria das construções tinham adoptado um tipo de construção designado de Pombalina, que tinha sido implementada após o terramoto de 1755. Verificou-se, porém, que inúmeras alterações tinham sido introduzidas nos edifícios durante os anos, especialmente nos pisos inferiores, devido à criação de espaços comerciais e execução de caves. Ocorriam também outras construções, como palácios e igrejas sem este efeito de gaiola, bem como alguns edifícios em betão armado recentemente rehabilitados na sequência do grande incêndio ocorrido no Chiado. Sendo assim, algumas construções tornaram-se vulneráveis em relação a solicitações horizontais e verticais e nomeadamente a assentamentos diferenciais na fundação. Foram, então, estabelecidos níveis de danos para vários edifícios envolvidos. Foram considerados em especial 6 edifícios, que foram objecto de observação cuidadosa e alguns deles submetidos a trabalhos de consolidação.

Foram utilizadas leis empíricas para estimar os assentamentos com base nos resultados da observação, considerando funções Gaussianas caracterizadas pelo assentamento máximo  $S_{max}$  e pela distância horizontal do eixo da cavidade e o ponto de inflexão dos assentamentos  $i$  (AFTES, 1995). Foram também considerados os seguintes parâmetros: volume relativo de assentamentos à superfície  $\Delta V/V$ , que dependem das condições geotécnicas e do método construtivo, e  $K=i/z$  que depende das

características geotécnicas do terreno, sendo  $z$  a profundidade do eixo do túnel. Com base nos parâmetros calculados, foram avaliados os danos potenciais no final da construção para alguns edifícios seleccionados.

Escolheram-se as etapas construtivas mais relevantes para quantificar os parâmetros identificadores das curvas de Gauss, nomeadamente: i) estação oriente – execução da frente, destroça e soleira da secção completa; ii) estação ocidente – escavação com tuneladora. A variação dos parâmetros  $\Delta V/V$  e  $K$  foi analisada de acordo com as etapas construtivas e com as características do perfil geotécnico. O zonamento da zona envolvente da estação foi feito de acordo com os valores obtidos para os parâmetros empíricos (Barreto *et al.*, 1999). A análise dos resultados observados permitiu tirar as seguintes conclusões: i) a perda de volume relativo do terreno correspondente à escavação com tuneladora é habitualmente inferior à das cavidades efectuadas com o método SEM com pequenas excepções; ii) a perda de volume relativo decrescem no método SEM à medida que procede à escavação da parte inferior da secção, 1,25-0,9% para P29, e 0,7-0,45% para P36; iii) a escavação com tuneladora origina perdas de volume relativo adicionais nas cavidades SEM (no perfil P33 foi produzido uma perda de 0,85% na primeira fase, aumentando para 1,1% após a passagem da tuneladora na outra cavidade); iv) a magnitude da perda de volume relativo é muito influenciada pelo tipo de maciço, sendo de 0,8-1,25% para solos arenosos e de 0,4-0,7% para solos argilosos. O valor de  $K$  é característico de solos arenosos, apresentando valores entre  $0,3 < K < 0,4$ . Para avaliação de eventuais danos os valores adoptados para  $\Delta V/V$  nas várias secções variam entre 0,6 to 1% e para  $K$  variam entre 0,3 a 0,4. Com base nos valores determinados, foram avaliados os potenciais danos nos edifícios tendo em consideração os critérios de danos sugeridos por várias publicações (Boscardin e Cording, 1989; AFTES, 1995). A intensidade máxima de dano considerada foi de moderado, i.e., do tipo 3 de acordo com a classificação de Boscardin e Cording. Depois da escavação da primeira estação, ocorreram algumas fissuras em edifícios, tendo então sido efectuadas medidas adequadas de reforço das estruturas.

Os assentamentos máximos resultantes da escavação da estação oriente foram relativamente próximos das previsões. O mesmo não aconteceu porém com as distorções angulares que foram muito superiores ao previsto pelos modelos numéricos, que era aproximadamente de 1/300. As previsões para a estação indicaram um aumento das distorções angulares e a ocorrência de assentamentos adicionais aos da escavação da estação oriente. Este facto fazia prever a produção de danos significativos nos edifícios antigos em pior estado de conservação. Por

consequência, como já foi referido, foram executadas injeções de compensação, o que veio permitir a criação de uma estrutura similar a uma laje o que veio permitir compensar parcialmente as deformações induzidas pela escavação das cavidades.

## 6 – CONCLUSÕES

As considerações expostas acima levam a concluir que os túneis constituem exemplos de obras geotécnicas que podem induzir situações acidentais com graves consequências para as pessoas que aí trabalham, para as infraestruturas existentes na sua vizinhança e para o próprio meio ambiente.

As situações mais severas e relativamente frequentes de acidentes em túneis estão relacionadas com o colapso da frente de escavação, a destruição e a deformação de suportes, com inundações, com incêndios, com explosões e com outras situações de emergência. A interacção com as infraestruturas existentes à superfície e no interior do próprio maciço constitui um aspecto a ter em consideração na análise do risco e segurança destas obras.

Diversas recomendações podem ser estabelecidas, visando minimizar e prevenir eventos acidentais durante a construção, a exploração e a reabilitação de túneis, de forma a melhorar a segurança e a durabilidade destas estruturas subterrâneas, e reduzir custos, recorrendo a tecnologias inovadoras. As análises de risco no projecto de túneis são essenciais e atravessam todas as fases do projecto, construção e exploração.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFTES (1995) *Settlements due to the excavation of underground work*. Recomendações do Grupo de Trabalho nº 8, pp. 373-395.
- Babendererde, L. (1999) *TBM drives in soft ground – Weak points in process engineering*. Congresso da ITA sobre Challenges for the 21st Century, Oslo, pp. 811-815.
- Barradas, J.; Sousa, L. R.; Horta, S. (2002) *Análise estrutural e do comportamento observado do túnel do Grilo e taludes adjacentes*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 1385-1398.
- Barreto, J.; Fernandes, D.; Sousa, L. R.; Cardoso, A. S. (1999) *Field Observation of the Baixa-Chiado Station, Lisbon Metro*. Congresso da ITA sobre Challenges for the 21<sup>st</sup> Century, Oslo, pp. 3-12.
- Barton, N. (2000) *TBM tunneling in jointed and faulted rock*. Ed. Balkema, Roterão, 172 p.
- Boscardin, M. D.; Cording, E. G. (1989) *Building response to excavation-induced response*. J. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, nº 1, pp. 1-21.
- Brekke, T. L.; Ripley, B. D. (1987) *Design guidelines for pressure tunnels and shafts*.



- Electric Power Research Institute, Rel. EPRI AP-5273, Berkeley.
- Burland, J. B.; Standing, J. R.; Jardine, F. M. (2002) *Assessment the risk of building damage due to tunneling – lessons from the Jubilee Line Extension*, London. 2ª Conferência sobre Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zurique, pp. 11-38.
- Caldeira, L. (2002) *As análises de risco e as incertezas*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 2295-2317.
- Cost C7 (2003) *Avoiding damage caused by soil-structure interaction: lessons learnt from case histories*. Thomas Telford, Ed. Kastner et al., Londres, 77 p.
- Dudt, J. P.; Descoedres, F.; Einstein, H. e Egger, P. (2000) *Decision Aids for Tunnelling applied to enterprise bidding comparison* (em francês). 2ª Conf. Internacional sobre Decision Making in Urban and Civil Engineering, Lyon.
- Einstein, H. (2002) *Risk assessment and management in geotechnical engineering*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 2237-2262.
- Einstein, H.; Intermitte, C.; Sinfield, J.; Descoedres, F.; Dudt, J. (1999) *Decision aids for tunneling*. Transportation Research Rep. nº 1656, National Academy Press, Boston.
- Freitas, V.; Malva, R.; Sousa, L.R.; Oliveira, M. (2003) *Experiência portuguesa na inspeção de túneis ferroviários*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação Geotécnicas, Madrid, pp. 347-358.
- Grasso, P.; Xu, S.; Fedele, M.; Russo, G.; Chiriotti, E. (2003) *Particular failure mechanisms of weathered granite observed during construction of metro tunnels by TBM*. Congresso da ITA sobre (Re)Claiming the Underground Space, Amestredão, pp. 497-503.
- Gysel, M. (2002) *Anhydrite dissolution phenomena: Three case histories of anhydrite karst caused by water tunnel operation*. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol 35, nº 1, pp. 1-21.
- Hansen, L. (1993) *The significance of general and structural geology in Rock Engineering*. Simpósio da ISRM EUROCK '93 sobre Safety and Environment Issues in Rock Engineering, Lisboa, pp. 811-816.
- Hoek, E. (2000) *Rock engineering*. Notas de Curso, Rocscience, www.rocscience.com.
- Hoek, E. e Bray, J. (1973) *Rock slope engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 358 p.
- HSE (1996) *Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) tunnels*. Health & Safety Executive, Londres, 86 p.
- ICE (1996) *Sprayed concrete linings (NATM) for tunnels in soft ground*. Institution of Civil Engineers, Relatório, Londres.
- Inokuma, A. et al. (1994) *Studies on present state and the mechanism of trouble occurrence in tunnel construction in Japan*. Conferência da ITA, Cairo, pp. 239-246.
- Lamas, L. N. (1993) *Contributions to understanding the hydromechanical behaviour of pressure tunnels*. Tese de Doutoramento, Imperial College, Londres, 419 p.
- Lemos, J. V.; Sousa, L. R.; Ramos, J. M.; Barradas, J. (2003) *Static and dynamic structural analysis of Grilo tunnel*, Portugal. 4º Workshop Internacional sobre Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Ouro Preto, pp. 75-83.
- Martins, C. S. (1985) *Contribuição para o estudo de estruturas subterrâneas associadas a empreendimentos hidroeléctricos*. LNEC, Tese para Especialista, Lisboa, 396p.
- Martins, J. B.; Sousa, L. R.; Barreto, J.; Martins, F. (2003) *Escavação de túneis viários urbanos com tuneladoras EPB em terrenos graníticos muito heterogêneos e em solos sedimentares préconsolidados*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e da Observação Geotécnicas, Madrid, pp. 449-458.
- Negro, A.; Sózio, L. E. e Ferreira, A. A. (1992) *Túneis em solos da cidade de São Paulo*. 'Solos da Cidade de São Paulo', Ed. Negro et al., ABMS, São Paulo.
- Neto, F. e Kochen, R. (2002) *Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM*. 4º Simpósio sobre Túneis em Meio Urbano, São Paulo, pp. 47-52.
- Ortega, R. (2003) *Estabilización mediante anclajes de la bóveda del falso túnel de Urritza (Navarra)*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e das Observações Geotécnicas, Madrid, pp. 317-321.
- Rocha, M. (1977) *Alguns problemas relativos à Mecânica das Rochas dos materiais de baixa resistência*. Revista Geotecnia, nº 18, pp. 3-27.
- Silva, C. O. (2001) *Controlo da segurança de túneis ferroviários. Desenvolvimento de metodologias de apoio e de sistemas baseados em conhecimento*. Tese de Mestrado, Universidade do Porto, 276 p.
- Silva, H. S. (1988) *Estudo do comportamento hidromecânico das fundações de barragens de betão. Aplicação à barragem de Cahora-Bassa*. LNEC, Trabalho de Síntese, Lisboa, 185 p.
- Silveira, A.; Azevedo, M. e Costa, P. (1974) *Contribuição para o estudo da central subterrânea de Cahora-Bassa*. LNEC, Memória nº 430, Lisboa.

- Silvestre, M.; Sousa, L. R. e Hack, R. (2002) *Laboratory study of geometrical and hydromechanical characteristics of discontinuities*. ISRM News Journal, Vol. 7, nº 2, pp. 9-15.
- Sousa, J. A. (1998) *Túneis em maciços terrosos. Comportamento e modelação numérica*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 623 p.
- Sousa, L. R. (1993) *Concepção e cálculo de grandes estruturas subterrâneas*. LNEC, Programa de Investigação, Lisboa.
- Sousa, L. R. (2000) *Aspectos inovadores no projecto e construção de estruturas subterrâneas*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, pp. 1313-1373.
- Sousa, L. R. (2001). *A observação no controlo da segurança de obras subterrâneas em meio urbano*. SPG, Curso sobre Túneis em Meio Urbano, Coimbra, 56 p.
- Sousa, L. R.; Lamas, L. N. e Martins, C.S. (1994) *Applications of computational mechanics to underground structures in hydraulic projects*. 1º Workshop sobre Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Rio de Janeiro, pp. 15-88.
- Sousa, L. R.; Ramos, J. M.; Silva, H. S. (1996) *Empreendimento hidroeléctrico de Cahora-Bassa: Novo sistema de Observação*. Revista Geotecnia, nº 76, Lisboa, pp. 83-93.
- Sousa, R. L.; Einstein, H. e Correia, A. (2004) *Assessment and improvement of risk analysis methodologies for tunneling projects*. MIT, Programa de Tese, Cambridge.
- Uenishi, K. e Sakurai, S. (2002) *Earthquake-induced collapse of the Daikai underground station in Kobe: evaluation of the characteristics of the associated seismic waves*. Simpósio NARMS-TAC 2002 sobre Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity, Toronto, pp. 767-774.
- Vlasov, S. N.; Makovsky, L. V.; Merkin, V. E. (2001) *Accidents in transportation and subway tunnels. Construction to operation*. Russian Tunnelling Association, Moscovo, 198 p.