



ANIPB

Associação Nacional dos Industriais de Prefabricação em Betão

CIRCULAR N.º 111/09

Assunto: DIVULGAÇÃO: Artigos

Caros Associados,

Vimos por este meio divulgar os seguintes artigos:

- As Partes Relativas à Verificação da Resistência ao Fogo dos Eurocódigos Estruturais
- Túneis de comportamento sísmico melhorado. O conceito TISB
- As missões portuguesas à região de Abruzzo na sequência do sismo de L'Aquila

publicados na revista INGENIUM nº 111 pp 42-44 e pp 70-73 e nº 112 pp 54-55, respectivamente.

Com os melhores cumprimentos,

A Secretária Técnica

(Ana Luísa Soares Pereira)

Lisboa, 13 de Outubro de 2009

As Partes Relativas à Verificação da Resistência ao Fogo dos Eurocódigos Estruturais



1. INTRODUÇÃO

Criada em 1989 para eliminar as barreiras técnicas à livre circulação de produtos de construção no espaço económico europeu, a Directiva dos Produtos de Construção 89/106/CEE estabelece que, para serem colocados no mercado, os produtos de construção devem estar aptos ao uso a que se destinam, devendo por isso apresentar características tais que as obras em que venham a ser utilizados satisfaçam as seguintes exigências essenciais:

1. Resistência mecânica e estabilidade;
2. Segurança em caso de incêndio;
3. Higiene, saúde e protecção do ambiente;
4. Segurança na utilização;
5. Protecção contra o ruído;
6. Economia de energia e isolamento térmico.

Também em 1989, a Comissão da Comunidade Europeia e os Estados-membros da União Europeia decidiram transferir para o CEN – Comité Europeu de Normalização a responsabilidade da preparação e da publicação dos Eurocódigos Estruturais, tendo em vista conferir-lhes no futuro a categoria de Norma Europeia (EN). Foram, assim, preparados pela Comissão Técnica CEN/TC 250 “Structural Eurocodes”, os seguintes Eurocódigos, cada um dos quais, à excepção

do Eurocódigo 0, é constituído por diversas partes:

- ▶ EN 1990 Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas
- ▶ EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em estruturas (10 partes)
- ▶ EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão (4 partes)
- ▶ EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço (20 partes)
- ▶ EN 1994 Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão (3 partes)
- ▶ EN 1995 Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira (3 partes)
- ▶ EN 1996 Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria (4 partes)
- ▶ EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto geotécnico (2 partes)
- ▶ EN 1998 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos (6 partes)
- ▶ EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de estruturas de alumínio (5 partes)

Em Portugal, as traduções e a preparação dos Anexos Nacionais dos vários Eurocódigos estão a cargo da Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, cuja coordenação é assegurada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), na sua qualidade de Organismo de Normalização Sectorial (ONS)

no domínio dos Eurocódigos Estruturais.

Estes Eurocódigos servem de documentos de referência para os seguintes efeitos:

- ▶ Como meio de comprovar a conformidade dos edifícios e de outras obras de engenharia civil com as exigências essenciais da Directiva 89/106/CEE do Conselho, particularmente a Exigência Essencial n.º 1 – Resistência mecânica e estabilidade – e a Exigência Essencial n.º 2 – Segurança em caso de incêndio;
- ▶ Como base para a especificação de contratos de trabalhos de construção e de serviços de engenharia a eles associados;
- ▶ Como base para a elaboração de especificações técnicas harmonizadas para os produtos de construção.

No que respeita à segurança em caso de incêndio, aquela directiva estabelece que as construções devem ser concebidas e realizadas de modo a que, no caso de se declarar um incêndio:

- ▶ A capacidade resistente das estruturas com função de suporte possa ser considerada durante um período de tempo determinado;
- ▶ A produção e propagação do fogo e do fumo no interior da construção sejam limitadas;
- ▶ A propagação do fogo às construções vizinhas seja limitada;
- ▶ Os ocupantes possam abandonar o local ou ser socorridos por outros meios;
- ▶ A segurança das equipas de socorro seja tomada em consideração.

Fica, assim, evidente que a resistência ao fogo das construções é um aspecto particularmente importante a ter em conta nos projectos de estabilidade, comprovando-o o facto de todos os Eurocódigos Estruturais, com excepção do Eurocódigo 7 (projecto geotécnico) e o Eurocódigo 8 (projecto de estruturas para resistência aos sismos), possuírem uma parte, a parte 1.2, dedicada exclusivamente à verificação da resistência ao fogo. As acções devidas ao fogo estão defi-

nidas na parte 1.2 do Eurocódigo 1, e as restantes partes 1.2 dos outros Eurocódigos são, de um modo geral, constituídas pelos seguintes capítulos:

1. Generalidades;
2. Bases para o projecto;
3. Propriedades dos materiais a temperaturas elevadas;
4. Métodos de cálculo em situação de incêndio;
5. Disposições construtivas.

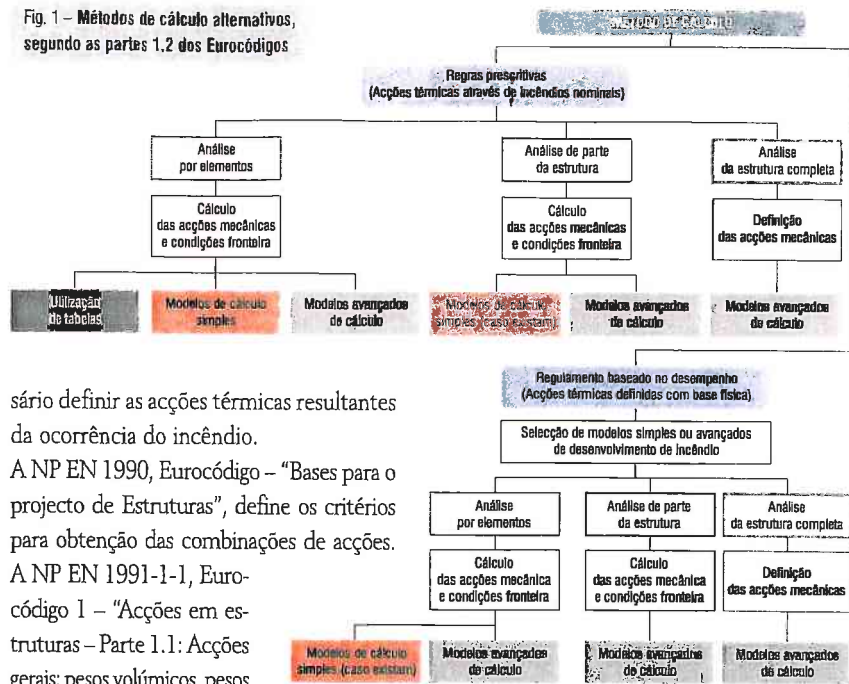
As exigências de resistência ao fogo dos regulamentos nacionais baseiam-se preferencialmente na curva de incêndio padrão ISO 834, tendo, por isso, carácter prescritivo. Não têm em conta os inúmeros aspectos que influenciam a segurança das pessoas e bens, como, por exemplo, a existência de sistemas de extinção automática ("sprinklers"), de sistemas de detecção e alarme, de vias de acesso seguras ou mesmo de meios de primeira intervenção.

Deve referir-se, no entanto, que a tendência actual em termos de regulamentação de segurança contra incêndio é a de abandonar o incêndio padrão e passar a considerar o desempenho dos elementos estruturais quando sujeitos a cenários de incêndio reais. De facto, a nível internacional, a regulamentação de segurança contra incêndio em edifícios tem evoluído no sentido de se libertar progressivamente das exigências de carácter prescritivo, passando a basear-se preferencialmente no desempenho dos elementos de construção, deixando ao projectista a liberdade de escolha das soluções mais adequadas a cada caso. Esta é a via que permitirá, simultaneamente, tornar a segurança contra incêndio mais racional, mais eficaz e mais económica. Os Eurocódigos seguiram claramente esta tendência, permitindo a utilização de procedimentos prescritivos ou, em alternativa, de procedimentos baseados no desempenho, como se pode ver na figura 1, onde se descrevem os procedimentos de cálculo aí preconizados.

2. ACÇÕES NAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

No cálculo estrutural ao fogo, para além das habituais acções mecânicas (a sobrecarga de utilização, a acção da neve, a acção do vento, a acção dos sismos, entre outras), é neces-

Fig. 1 – Métodos de cálculo alternativos, segundo as partes 1.2 dos Eurocódigos



sário definir as acções térmicas resultantes da ocorrência do incêndio.

A NP EN 1990, Eurocódigo – “Bases para o projecto de Estruturas”, define os critérios para obtenção das combinações de acções.

A NP EN 1991-1-1, Eurocódigo 1 – “Acções em estruturas – Parte 1.1: Acções gerais: pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, define as acções mecânicas com as quais se avalia o comportamento estrutural. As acções térmicas com que se determina a evolução da temperatura nos elementos estruturais estão definidas na parte 1.2 do Eurocódigo 1 (NP EN 1991-1-2, Eurocódigo 1 – “Acções em estruturas – Parte 1.2: Acções gerais: Acções em estruturas expostas ao fogo”).

2.1. Acções Térmicas

O modo de definir a temperatura dos gases no compartimento de incêndio está preconizado na parte 1.2 do Eurocódigo 1, através de curvas de aquecimento nominais e modelos de fogo natural. As curvas de *incêndio nominais* são curvas que podem ser expressas por uma fórmula simples, idêntica qualquer que seja a dimensão e a ocupação do compartimento de incêndio. Em contraste com estas, os modelos de *fogo natural* baseiam-se em parâmetros como a densidade carga de incêndio, a taxa de libertação de calor, as condições de ventilação e as propriedades das paredes envolventes do compartimento de incêndio. O Eurocódigo 1 permite a utilização dos seguintes modelos de fogo natural de complexidade crescente para definir a evolução da temperatura:

1. Modelos de cálculo simples, como os modelos de Hasemi e de Heskestad para os incêndios localizados em que não ocorre “flashover” e as curvas paramétricas que representam incêndios completamente desenvolvidos;

2. Modelos de zona, como os modelos de uma zona para incêndios generalizados ou os de duas zonas para os incêndios localizados;
3. Modelos de cálculo avançados com recurso a programas sofisticados baseados na mecânica de fluidos.

O Anexo Nacional da NP EN 1991-1-2 estipula que, “para o cálculo das condições de aquecimento, a escolha do modelo avançado de incêndio a adoptar (modelo de uma zona, modelo de duas zonas ou modelo de dinâmica de fluidos) é deixada ao critério do projectista em função da importância do projecto e dos objectivos pretendidos. A utilização de modelos de cálculo avançados é permitida, desde que devidamente validados e justificados, nomeadamente no que se refere aos parâmetros adoptados, ao método de cálculo utilizado e a eventuais comparações com outros modelos”.

Segundo aquele Eurocódigo, as densidades de carga de incêndio devem ser escolhidas em função da ocupação do compartimento de incêndio, podendo o valor de cálculo daquela densidade depender das medidas activas de segurança contra incêndios adoptadas. Este Eurocódigo define 10 factores que estão relacionados com i) os sistemas de extinção automática por água (sprinklers), ii) redes suplementares independentes, iii) detecção automática por calor e alarme, iv) detecção automática por fumo e alarme, v) transmissão automática do alarme para o

corpo de bombeiros, vii) bombeiros no local, viii) vias de acesso seguras, ix) meios de 1.ª intervenção e x) sistemas de evacuação de fumos.

Deve dizer-se que esta metodologia adoptada no Eurocódigo 1, para determinação do valor de cálculo da densidade de carga de incêndio é talvez um dos aspectos menos consensuais entre os vários países aderentes ao programa dos Eurocódigos, optando alguns deles, nos seus anexos nacionais, por definir metodologias próprias. É o caso de Portugal que no anexo nacional da NP EN 1991-1-2 recomenda preferencialmente a não consideração dos efeitos benéficos das medidas activas de segurança contra incêndios, sem no entanto a rejeitar completamente. Segundo este anexo, o valor de cálculo da densidade de carga de incêndio, calculado com base no valor característico dado na tabela 1, "pode eventualmente ser modificado para ter em conta as medidas activas de combate a incêndio, desde que as opções sejam convenientemente fundamentadas, com base em análises de risco (estudos probabilísticos ou semi-probabilísticos de risco de colapso da estrutura), associadas a práticas já experimentadas".

2.2. Acções mecânicas

O fogo é considerado uma acção de acidente, pelo que o valor de cálculo dos efeitos das acções em situação de incêndio, $E_{fi,d}$, deve ser obtido usando-se a seguinte combinação de acidente definida na NP EN 1990:

$$\sum G_k + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d \quad (1)$$

onde

G_k – é o valor característico das acções permanentes;

$Q_{k,1}$ – é o valor característico da acção variável de base;

$\Psi_{1,1}$ – é o coeficiente de combinação;

$\Psi_{2,i}$ – é o coeficiente de combinação;

A_d – é o valor de cálculo das acções indirec-

tas de incêndio, a que correspondem os esforços resultantes das restrições às dilatações térmicas, englobando também o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do aço.

O anexo nacional da NP EN 1991-1-2 recomenda a utilização do valor frequente $\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ em vez do valor quase-permanente $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ da acção variável de base.

Com o objectivo de simplificar os cálculos, reduzindo o número de combinações de acções a considerar, a parte 1.2 do Eurocódigo 3, permite obter o valor de cálculo dos efeitos das acções em situação de incêndio $E_{fi,d}$ como uma percentagem η_{fi} do valor de cálculo dos efeitos das acções determinado à temperatura normal E_d :

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (2)$$

em que

η_{fi} é o factor de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio, definido nos Eurocódigos.

Tabela 1 – Valores característicos da densidade de carga de incêndio $q_{f,k}$ por unidade de área do pavimento de acordo com o tipo de ocupação

| Densidade de carga de incêndio $q_{f,k}$ [MJ/m ²] | | |
|---|-------------|---------------|
| Ocupação | Valor médio | Quantilho 80% |
| Habituação | 780 | 948 |
| Hospital (quarto) | 230 | 280 |
| Hotel (quarto) | 310 | 377 |
| Biblioteca | 1.500 | 1.824 |
| Escritório | 420 | 511 |
| Sala de aulas em Escola | 285 | 347 |
| Centro Comercial | 600 | 730 |
| Teatro (cinema) | 300 | 365 |
| Transportes (espaço público) | 100 | 122 |

3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO

De acordo com as partes 1.2 dos Eurocódigos 2 a 6 e do Eurocódigo 9, na verificação da resistência ao fogo das estruturas podem ser usados três níveis de esquematização das estruturas:

- i) Estrutura completa (Fig. 2, a) permitindo ter em conta a interacção entre os vários elementos que a compõem;
- ii) Parte da estrutura, como, por exemplo, pórticos ou sub-estruturas, em que há necessidade de determinar as condições de fronteira que nelas actuam, as quais se consideram constantes durante a ocorrência do incêndio (Fig. 2, b);
- iii) Elementos estruturais isolados (vigas, pilares ou lajes), desprezando qualquer interacção entre eles (Fig. 2, c).

Segundo aqueles Eurocódigos, o elemento estrutural mantém a sua função de suporte de cargas durante a ocorrência de um incêndio enquanto se verificar a relação

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (3)$$

sendo

$E_{fi,d}$ – o valor de cálculo do efeito das acções em situação de incêndio;

$R_{fi,d,t}$ – o valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t.

Esta verificação pode ser feita em três níveis de sofisticação crescente:

- i) Utilização de tabelas obtidas à custa de ensaios experimentais em fornalha e válidas apenas para o incêndio padrão. O Quadro 1 ilustra, a título de exemplo, a utilização de valores tabelados para definir as dimensões mínimas da secção transversal, recobrimento mínimo da secção de aço e distância ao eixo mínima dos varões da armadura para pilares mistos constituídos por perfis de aço totalmente revestidos de betão;
- ii) Métodos simplificados de cálculo, fazendo uso de fórmulas analíticas aplicáveis apenas a elementos estruturais isolados;
- iii) Métodos avançados de cálculo, com recurso a programas de cálculo automático normalmente baseados no método dos elementos finitos. ■

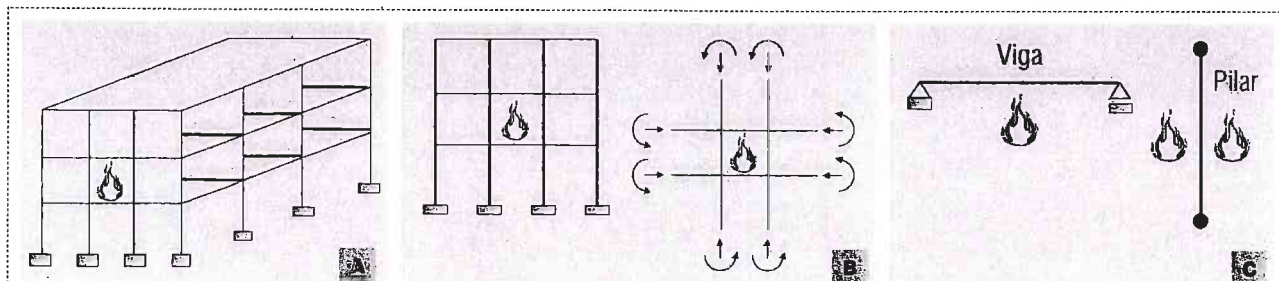


Fig. 2 – Níveis possíveis de esquematização da estrutura. a) Análise global; b) Análise de sub-estrutura; c) Análise de elementos isolados

ENGENHARIA CIVIL

TÚNEIS DE COMPORTAMENTO SÍSMICO MELHORADO. O CONCEITO TISB

RESUMO

O artigo apresenta uma solução inovadora e muito económica para a construção de túneis rodoviários ou ferroviários, executados com máquina tuneladora (TBM) quando os referidos túneis são executados em solos brandos (aluviões) e em zonas sísmicas. Este conceito pode também ser aplicado no reforço de túneis já existentes, usando o túnel existente como cofragem exterior para a execução do reforço interior. No artigo é apresentada a descrição e a justificação da solução, bem como a sua aplicação ao estudo de um caso concreto.

1. INTRODUÇÃO

A execução de túneis com máquina tuneladora, TBM (“tunnel boring machine”), é uma solução cada vez mais usada na realização de infra-estruturas de transportes, nomeadamente de redes de transportes rodoviários e ferroviários, quer inter-regionais, quer urbanos.

Na execução de um túnel com uma tuneladora, a máquina vai escavando o terreno e colocando aduelas prefabricadas de betão, que são “gateadas” umas às outras, de modo a formar a parede circular do túnel.

A solução convencional de execução de túneis com tuneladora é apropriada para terrenos rijos (rocha, argila compacta, areia compacta, etc.), já que os túneis assim obtidos têm a sua estabilidade assegurada pela resistência do terreno circundante (a função das aduelas é praticamente apenas de acabamento interior do túnel), pelo que não necessitam de resistência significativa, tanto na direcção longitudinal como transversal. No caso de solos brandos (areia solta, argila mole, etc.), a execução de túneis com tuneladora é pouco fiável, já que, como as ligações entre aduelas são relativamente fracas (é uma espécie de “Lego”), a resistência do túnel é baixa, existindo o risco de assentamentos, ou mesmo de colapso, particularmente se ocorrer um sismo. Os tratamentos dos terrenos, por vezes usados para melhorar o comportamento sob a acção de sismos, além de serem bastante caros, por vezes não garantem a desejada fiabilidade.

2. EXECUÇÃO DE TÚNEIS COM TUNELADORAS

As tuneladoras são máquinas muito complexas, atingindo comprimentos da ordem de 100 a 200 metros [1, 2, 6].

A componente mais importante da tuneladora é o escudo frontal, em forma de cilindro, que engloba várias componentes, nomeadamente a cabeça de corte rotativa, a câmara de recepção estanque, os motores de accionamento, o “sem-fim”, os macacos de “empuxe” e o erector de montagem das aduelas prefabricadas (Figuras 1 e 2).

boio de apoio traseiro (“back-up”), de grande extensão, no qual são instalados outros equipamentos necessários à operação. Dentro do túnel são ainda, em geral, usados comboios apropriados para o transporte das aduelas e para a retirada da terra.

As aduelas são de betão de alta resistência com 1,2m a 1,6m de largura, nas situações correntes. O número de aduelas será o adequado para formar um círculo completo com peças com um determinado peso, sendo correntemente usadas 6 aduelas por anel. A espessura das aduelas é, em geral, equivalente a cerca

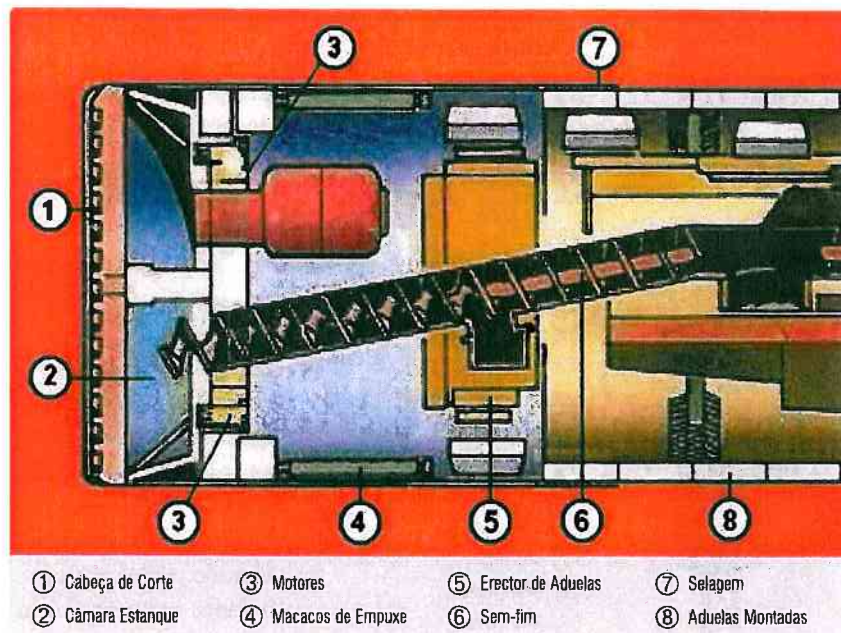


Figura 1 – Corte do escudo de uma tuneladora

Na frente do escudo funciona a cabeça de corte, dotada de discos cortadores, que cortam o terreno em bocados, o qual fica armazenado na câmara de recepção. O material cortado é depois extraído da câmara de recepção através do “sem-fim” e colocado num tapete rolanete para ser retirado.

O escudo é empurrado para a frente através de macacos de “empuxe”, que se apoiam no último anel de túnel montado. A parte traseira do escudo é selada através de um vedante, de modo a impedir a entrada de água ou terra no espaço entre o escudo e as aduelas que vão sendo montadas. A tuneladora compreende ainda um com-

de 1/25 do diâmetro do túnel. As aduelas são ligadas umas às outras através de parafusos curvos e de “chaves” longitudinais.

Em Portugal há já experiência significativa de uso de tuneladoras, nomeadamente na execução de troços de túneis do Metro de Lisboa e do Metro do Porto. Trata-se de tuneladoras de médio porte, com escudos com diâmetros exteriores da ordem de 9-10 metros. Existem, contudo, tuneladoras com diâmetros bastante superiores. Por exemplo, na construção da Circular Rodoviária M30, em Madrid, foram usadas tuneladoras com escudos com 15,2m de diâmetro, as maiores do mundo na altura.

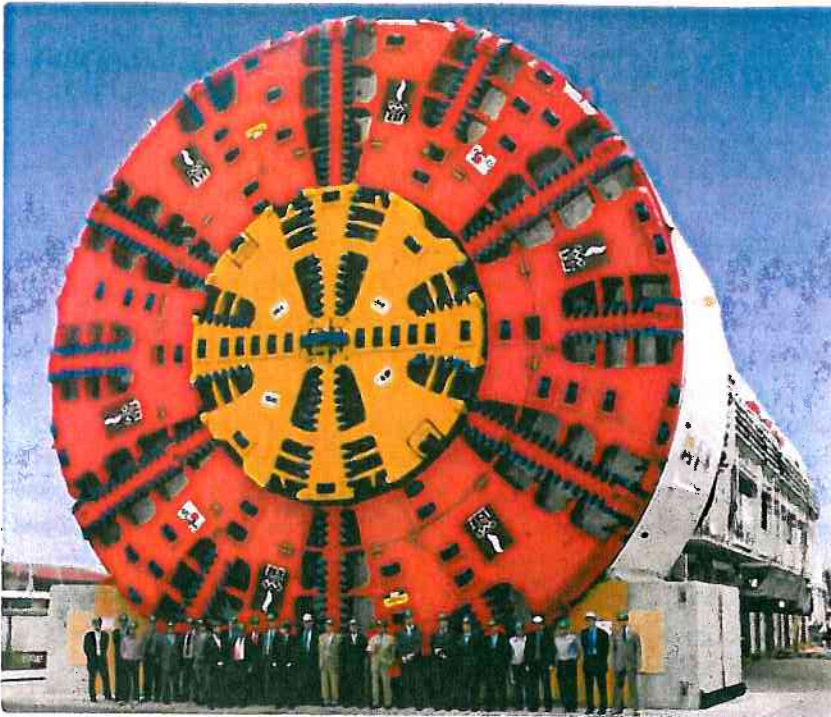


Figura 2 – Frente do escudo de uma tuneladora

3. O CONCEITO TISB

3.1. Descrição da solução

O conceito TISB ("Tunnel of Improved Seismic Behaviour"), ou seja, "Túnel de Comportamento Sísmico Melhorado", é ilustrado nas Figuras 3 e 4 [3, 5, 6].

O túnel é constituído por dois tubos: um

tubo exterior, que é um túnel convencional, executado pela tuneladora, no solo brando; e um tubo interior, que é executado posteriormente, dentro do tubo exterior, os quais funcionam em conjunto.

No caso de haver uma variação significativa no valor das cargas verticais actuantes (devido ao aumento ou à diminuição do peso do

terreno sobre o túnel, por exemplo), o túnel será provido de suportes, regularmente espaçados ao longo do eixo do túnel, executados.

O tubo exterior será, assim, formado por aduelas prefabricadas, montadas pela tuneladora. O tubo interior será executado dentro do tubo exterior, usando este último como cofragem exterior. A cofragem interior será, em princípio, uma cofragem móvel deslizante horizontal.

Os suportes são constituídos por maciços obtidos, em princípio, através da execução de colunas de "jet-grouting" no terreno brando. Estes maciços são prolongados verticalmente através de estacas com grande flexibilidade horizontal e elevada ductilidade, de modo a transmitir as cargas

verticais ao terreno rijo e ao mesmo tempo permitir movimentos horizontais do túnel durante a actuação de um sismo.

As estacas serão, em princípio, estacas de betão armado, executadas através da furação dos maciços e do terreno brando, e serão ancoradas no terreno rijo.

As armaduras do tubo interior e das estacas serão as necessárias para assegurar a resistência e a ductilidade necessárias ao túnel. A armadura longitudinal do tubo interior será a necessária para o túnel resistir às acções verticais (aumento ou diminuição do peso do terreno suprajacente, pressão hidrostática, etc.), limitando os assentamentos do túnel. A quantidade de armadura longitudinal deverá ser balanceada com a distância entre maciços. Esta armadura, bem como a das estacas, será adequadamente confinada de modo que as extensões no betão sejam aceitáveis sob a acção dos deslocamentos horizontais do túnel durante a actuação de um sismo.

A armadura transversal do tubo interior será a necessária para o túnel resistir às acções actuantes no plano das secções, nomeadamente o peso do terreno suprajacente e a pressão da água envolvente, tendo em conta a reacção lateral do terreno. A armadura transversal será também adequadamente confinada, de modo a que as extensões no betão sejam também aceitáveis sob acção do diferencial de deslocamentos entre o topo e a base do túnel durante a actuação de um sismo.

No caso de escavações em terrenos imersos, deverá ser garantido que o tubo exterior não flutue devido a uma eventual rotura do solo. Deverá, assim, ser garantido que o peso do terreno suprajacente seja superior ao peso do terreno a ser escavado, adoptando um coeficiente de segurança adequado. Quando o recobrimento de terreno for reduzido, deverá ser executado um aterro antes da passagem da tuneladora, o qual poderá ser posteriormente retirado.

3.2. Vantagens da solução

A solução permite a obtenção de estruturas monolíticas (sem juntas), com grande resistência (tanto na direcção longitudinal como na direcção transversal) e elevada ductilidade. Além disso, as estruturas obtidas apresentam grande redundância estrutural, o que pode ser muito importante no caso da ocorrência de cenários não previsíveis durante a fase de projecto.

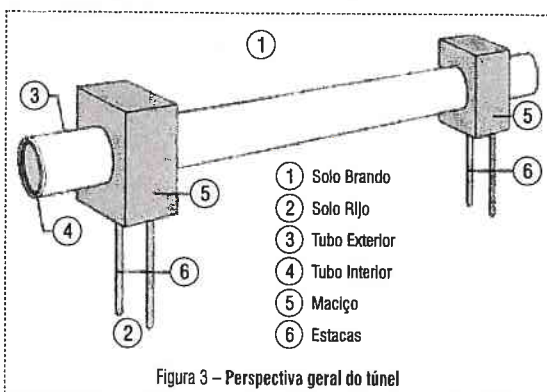


Figura 3 – Perspectiva geral do túnel

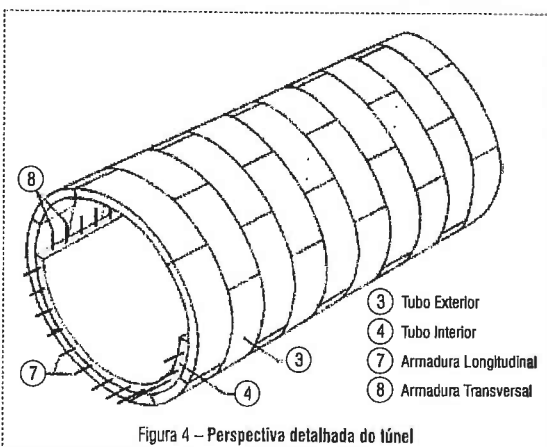


Figura 4 – Perspectiva detalhada do túnel

No que se refere às acções actuantes de carácter estático, a estrutura formada pelo conjunto do tubo exterior e do tubo interior, e pelos maciços e estacas, garante ao túnel a resistência necessária.

No que se refere à acção dos sismos, a solução permite a exploração de ductilidade elevada no túnel, já que esta irá depender fundamentalmente da ductilidade do tubo interior, a qual será facilmente garantida através do adequado confinamento das suas armaduras, tanto longitudinais como transversais, enquanto os maciços e as estacas irão funcionar como uma espécie de apoios móveis horizontais.

A solução será também muito eficaz no caso da ocorrência de fenómenos de liquefacção ou de mobilidade cíclica, já que a estrutura poderá facilmente resistir a perdas localizadas de apoio no terreno, funcionando como viga. Também no caso da ocorrência de ondas P, a estrutura poderá resistir facilmente, dada a sua grande rigidez axial.

A solução tem ainda outras vantagens. É completamente estanque, já que não possui juntas, e apresenta elevada resistência ao fogo e grande durabilidade. Esta última poderá ainda ser facilmente melhorada, protegendo as armaduras do tubo interior através de protecção catódica, ligando-as a uma corrente eléctrica contínua de baixa intensidade.

No atravessamento de vales ou estuários de rios, a solução possibilita ainda que o túnel possa ser construído muito próximo da superfície, permitindo reduzir significativamente a extensão dos troços de aproximação, o que em certas situações pode ser crucial para a viabilidade do túnel.

4. APLICAÇÃO NUMA PROPOSTA PARA A REABILITAÇÃO DE UM TÚNEL EXISTENTE

4.1. Situação existente

O túnel do troço Baixa/Chiado-Santa Apolónia, da linha Azul do Metro de Lisboa foi construído pela técnica TBM. O túnel tem 8,8m de diâmetro interior e é formado por aduelas prefabricadas com 0,36m de espessura.

Como o túnel passa em frente à Praça do Comércio, a pouca profundidade, foi executado um aterro no Tejo para permitir a passagem da tuneladora (Figura 5).

Quando se iniciava a construção da estação Praça do Comércio, ocorreu um incidente, levando à entrada de água e de solo para den-



Figura 5 – Aterro executado para a passagem da tuneladora na zona em frente à Praça do Comércio, em Lisboa

tro do túnel, pondo em risco a segurança do túnel e a dos edifícios vizinhos.

Para evitar o colapso, o túnel foi então cheio com água, de modo a equilibrar as pressões dentro e fora do túnel, parando assim o movimento de solo para o interior do túnel.

Com esta medida, o processo de colapso foi estancado mas, com o peso adicional, o túnel deformou verticalmente ao longo de uma extensão de cerca de 200 metros, em frente da referida praça, local onde o solo apresenta piores características geotécnicas: aterros e aluviões com mais de 40 metros de espessura

volvida com base no conceito TISB, atrás referido (Figuras 7 e 8) [3, 4]. Os principais trabalhos preconizados na solução alternativa foram:

- Execução de um tubo interior, contínuo, em betão armado, dentro do túnel existente, na zona sinistrada.
- Execução de 3 suportes intermédios, criando 4 vãos de 63 metros cada, funcionando as ligações das extremidades do túnel (estação Terreiro do Paço, de um lado, e o solo rijo, do outro) como apoios de encastramento.

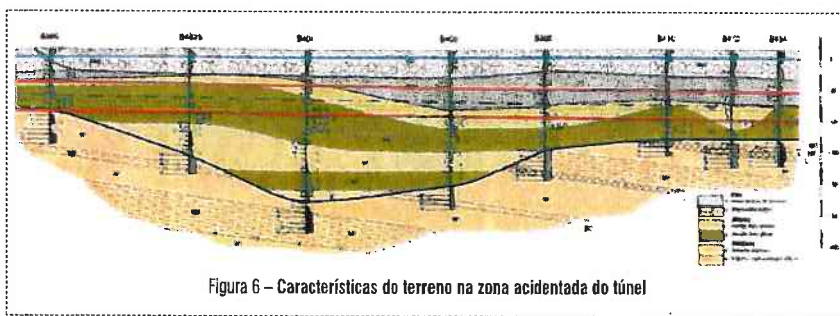


Figura 6 – Características do terreno na zona acidentada do túnel

(Figura 6). Esta deformação provocou a abertura de fendas longitudinais ao longo do túnel, e, como resultado, um significativo número de aduelas prefabricadas ficou muito danificada, o que obrigou à realização de uma empreitada para o reforço estrutural do túnel.

4.2. Solução alternativa proposta

Na fase de preparação da obra, o empreiteiro a quem a obra fora adjudicada (Zagope, SA) questionou a segurança em relação à acção dos sismos conferida pela solução de reforço posta a concurso, tendo apresentado uma proposta alternativa que contemplava o referido reforço sísmico, a qual foi desen-

A secção transversal do tubo interior é constituída por uma abóbada circular com 0,35m de espessura média e uma soleira com espessura variável de 0,40m a 0,60m. A soleira é executada, demolindo a camada superior do enchimento de betão poroso existente. Os suportes intermédios são constituídos por maciços formados por colunas de “jet-grouting”, envolvendo o túnel, por cima e lateralmente. Na impossibilidade de execução do “jet-grouting” inferior, o seu efeito foi substituído pela amarração do tubo interior ao “jet-grouting” lateral, através de grupos de ancoragens radiais. As dimensões dos maciços são: 15m x 6m em planta e 13m de altura. Cada



As missões portuguesas à região de Abruzzo na sequência do sismo de L'Aquila



O SISMO E AS MISSÕES PORTUGUESAS

No dia 6 de Abril de 2009 ocorreu um sismo de magnitude 6,2 na região de Abruzzo, em Itália, que devastou o centro histórico de L'Aquila, causando a morte a perto de 300 pessoas e deixando mais de 60 mil desalojadas. O evento originou uma extensão excepcional de danos na região, bem como perdas económicas directas e indirectas muito elevadas.

Poucas semanas após a ocorrência do sismo, instituições de investigação e de protecção civil nacionais promoveram uma série de missões de técnicos portugueses à região mais afectada pelo sismo.

A primeira destas missões foi integrada numa missão especial da Protecção Civil Europeia (MIC – Monitoring and Information Centre of DG-ENV, Brussels), constituída por um grupo de especialistas de vários países, entre os quais um investigador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), e que teve como principal objectivo dar apoio à Protecção Civil local na inspecção, análise e decisão de intervenções de emergência no património histórico e cultural. As restantes missões foram realizadas por equipas das diferentes instituições, nalguns casos em colaboração em termos nacionais (caso da missão conjunta das Universidades de Aveiro e do Porto), ou em colaboração com equipas estrangeiras também de especialistas em engenharia sísmica (caso de uma das missões do LNEC realizada em conjunto com o Centro Comum de Investigação da Comissão Europeia de Ispra). Estas missões tiveram objectivos de índole diversa, revelando-se uma oportunidade única para observar e acompanhar *in-situ* o comportamento das construções existentes e as acções imediatas de estabilização e consolidação, os impactos sociais e as acções de gestão de emergência. As missões possibilitaram ainda a integração de técnicos portugueses nas equipas de inspecção e avaliação dos danos nas construções e o acompanhamento de algumas das decisões e soluções de reconstrução.

O WORKSHOP SOBRE O SISMO DE L' AQUILA

Na sequência dessas missões, o LNEC organizou, no dia 10 de Julho do ano corrente, um *workshop* com o principal objectivo de divulgar as observações efectuadas na região de Abruzzo e de sintetizar os ensinamentos recolhidos para Portugal.

A grande maioria dos oradores deste *workshop* participou nas missões portuguesas àquela região, em equipas de investigadores, professores e técnicos, especialistas em engenharia sísmica, provenientes de diferentes instituições: LNEC, Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Aveiro (UA), Universidade do Porto (FEUP), Universidade do Minho (UMinho), Autoridade Nacional de Protecção Civil (ANPC) e Grupo Trabalho do Eurocódigo 8 da Comissão Técnica Portuguesa para a implementação dos Eurocódigos (GT-EC8).

Assistiram a este *workshop* perto de 120 representantes da comunidade técnica e científica portuguesa, tendo este terminado com uma mesa redonda na qual participaram o Bastonário da Ordem dos Engenheiros, o Presidente do Conselho Directivo do LNEC, representantes das diversas instituições já referidas e ainda investigadores do Instituto de Meteorologia, especialistas na área da Sismologia.

Os testemunhos confirmaram a elevada vulnerabilidade das estruturas de alvenaria antiga ou de alvenaria corrente de má qualidade e dos edifícios de betão armado anteriores à regulamentação sísmica moderna. Um aspecto repetidamente salientado foi a eficiência de reforços metálicos tradicionais em edifícios de alvenaria antiga (na maioria dos casos provavelmente aplicados na sequência de danos sofridos em sismos anteriores), uma vez que, nas regiões mais afectadas, os edifícios de alvenaria que incorporavam sistemas de reforço exibiram um comportamento muito satisfatório.

Foi ainda observado por todas as equipas que os edifícios recentes com estrutura de betão armado não apresentaram danos estruturais significativos, tendo, no entanto, apresentado danos não estruturais muito importantes, nomeadamente nos painéis de alvenaria de enchimento e de revestimento, pondo em risco a segurança das pessoas e dando origem a avultadas perdas económicas.

Adicionalmente, foi possível constatar que as soluções adoptadas para a consolidação imediata de carácter provisório foram muito eficientes, quer pela escolha de materiais baratos, disponíveis em abundância e fáceis de usar, quer pela rapidez de execução, quer ainda pela preocupação de assegurar a compatibilidade com futuras intervenções de reforço.

Um aspecto também repetidamente realçado foi a capacidade de resposta de emergência e de mobilização de recursos demonstrada pelo Departamento de Protecção Civil Italiana, tendo sido particularmente destacada a sua competência para proceder à avaliação e recenseamento dos danos com o objectivo de determinar, num prazo reduzido, a usabilidade das edificações. Este aspecto revestiu-se de particular importância face ao elevado número de desalojados e ao grave impacto social associado.

PRINCIPAIS ENSINAMENTOS RECOLHIDOS

Após análise dos testemunhos dos diferentes participantes, foi possível sintetizar alguns ensinamentos recolhidos, tendo em vista a preparação do nosso país para fazer face a situações futuras, em caso de ocorrência de um evento sísmico semelhante.

O primeiro aspecto que merece reflexão é o facto de um sismo de

magnitude moderada que afectou uma região relativamente pouco extensa, como foi o sismo de L'Aquila, ter provocado elevados estragos (ainda que essencialmente devidos aos danos não-estruturais) e impactos significativos (a nível económico e social) numa sociedade desenvolvida. Perante esta constatação, não é possível deixar de pensar como seria em Portugal, sobretudo se for tido em conta que a possibilidade de ocorrer no nosso país um sismo com severidade semelhante é real. Por outro lado, existem semelhanças consideráveis entre os tipos estruturais e técnicas de construção em Itália e Portugal, países também com muitas afinidades sociais e culturais.

As acções de gestão da emergência levadas a cabo pela Protecção Civil em Itália, quer no que se refere à elevada qualidade e eficiência demonstrada, quer em alguns (poucos) aspectos que se revelaram menos positivos, deveriam servir como base para um modelo a implementar em Portugal com vista a preparar uma eventual resposta de emergência pós-sismo. A este respeito revelou-se muito importante dispor de simuladores de cenários sísmicos para apoio às acções de emergência.

Por outro lado, a situação em Itália evidenciou a enorme importância de dispor de recursos humanos especializados para integrar equipas multidisciplinares e coordenadas capazes de proceder à inspecção e avaliação de danos nas estruturas, de decidir sobre a habitabilidade das edificações, e de conceber e aplicar soluções de consolidação temporária das estruturas afectadas. Parece, assim, importante e necessário criar as condições e encontrar soluções para a formação especializada de técnicos nos domínios da avaliação e do comportamento sísmico de estruturas.

A observação dos danos importantes no património histórico e cultural, e a constatação da necessidade de dispor de centros operacionais de coordenação em situação pós-sismo, permitiu evidenciar a importância de efectuar levantamentos do património classificado e dos edifícios com funções vitais em situação de emergência, e de proceder à sua avaliação sísmica e a eventuais intervenções de reabilitação ou reforço. Ficou igualmente evidenciada a necessidade de estabelecer prioridades de intervenção em todo o património construído vulnerável à acção sísmica, com base na ponderação de diversos factores (de segurança, sociais, económicos, culturais, etc.). O comportamento deficiente dos elementos não-estruturais (alvenarias de enchimento ou envoltentes) observado em Itália sugere a necessidade de efectuar uma análise cuidada da compatibilidade entre as disposições regulamentares de segurança e as disposições destinadas a assegurar a eficiência energética das habitações. Na realidade, há que encontrar soluções que permitam, em caso de ocorrência de sismos, garantir esta última sem pôr em risco a segurança das pessoas e minimizando as perdas económicas.

CONCLUSÕES

O sucesso do *workshop* sobre o Sismo de L'Aquila deveu-se, em primeiro lugar, ao empenho de todos os participantes e à excelente cooperação entre várias instituições nacionais envolvidas na problemática e no estudo da engenharia sísmica e que promoveram as missões à região de Abruzzo na sequência do sismo de 6 de Abril. Esta



cooperação desenvolveu-se desde a fase preparatória das missões até à partilha da experiência adquirida, culminando com a participação no *workshop*.

Considera-se, assim, que objectivo do *workshop* para divulgar as observações e ensinamentos recolhidos no terreno foi totalmente cumprido, tendo ainda contribuído para o aumento da percepção e conhecimentos sobre a temática dos sismos e sobre a necessidade de encontrar soluções para mitigar o risco sísmico em Portugal. Neste âmbito referiu-se a necessidade de implementar medidas concretas para a redução da vulnerabilidade sísmica do nosso país, nomeadamente relativas à procura de soluções jurídicas para enquadramento das acções de prevenção, reabilitação e gestão de emergência pós-sismo a vários níveis, e ainda à promoção de uma cultura de risco e gestão de redes de informação para prevenção do risco sísmico. Finalmente, salientou-se a importância de incentivar a colaboração e cooperação entre as instituições nacionais e fomentar a cooperação internacional para tornar possível o desenvolvimento e a implementação das acções necessárias para fazer face a situações futuras de ocorrência de eventos sísmicos.

REFERÊNCIAS

O presente texto foi elaborado com base nas comunicações apresentadas no *workshop* que estão disponíveis no endereço: www-ext.lnec.pt/LNEC/sismo_laquila

ORADORES PARTICIPANTES

Alexandre Costa (FEUP), Alfredo Campos Costa (LNEC), Carlos S. Oliveira (IST), Daniel Oliveira (UM), Eduardo Cansado Carvalho (GT-EC8), Ema Coelho (LNEC), Giancarlo Marcari (UM/Universidade de Molise), Hugo Rodrigues (UA), Jorge Proença (IST), Luís Guerreiro (IST), Luís Mendes (LNEC), Maria Luísa Sousa (LNEC), Mónica Ferreira (IST), Patrícia Pires (ANPC), Paulo Candeias (LNEC), Susana Silva (ANPC), Xavier Romão (FEUP).

MESA REDONDA

Alfredo Campos Costa (LNEC), Aníbal Costa (UA), Carlos Matias Ramos (LNEC), Carlos Sousa Oliveira (IST), Daniel Oliveira (UM), Eduardo Cansado Carvalho (GT-EC8), Ema Coelho (LNEC), Fernando Carrilho (IM), Fernando Santo (OE), Luís Matias (IM). ■