

107 Julho
2006

88

GEOTECNIA

Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia



DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTORES ADJUNTOS:

Nuno Guerra, IST
Marília Pereira, LNEC

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano.

COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

- | | |
|------------------------------------------------|------------------------------------------|
| A. Gomes Coelho, Lisboa | J. de Oliveira Campos, USP, São Paulo |
| A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães | J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa |
| A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa | J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto |
| A.J. Correia Mineiro, Lisboa | J. Moura Esteves, Lisboa |
| Alberto Garrido, TG7, Porto | J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa |
| António Cardoso, FEUP, Porto | José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa |
| António Pinelo, IEP, Almada | Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa |
| António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa | M. Matos Fernandes, FEUP, Porto |
| C. Dinis da Gama, IST, Lisboa | Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto |
| Celso Lima, Hidrorumo, Porto | Milton Vargas, Themag, São Paulo |
| E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro | Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa |
| E. Maranha das Neves, IST, Lisboa | Pedro Sêco e Pinto, ISSMGE, LNEC, Lisboa |
| F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa | R.F. de Azevedo, UFV, Viçosa |
| F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa | Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa |
| Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro | Rui M. Correia, LNEC, Lisboa |
| H. Novais Ferreira, LECM, Macau | Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa |
| J. Barreiros Martins, Braga | Waldemar Hachich, EPUSP, São Paulo |
| J. Castel-Branco, Lisboa | |

**DIRECÇÃO DA SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA
PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:**

Presidente: António Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
Vice-Presidente: Luís Nolasco Lamas, LNEC, Lisboa
Secretário Geral: António José Roque, LNEC, Lisboa
Secretário Adjunto: Pedro Marques Bernardo, IST, Lisboa
Tesoureiro: José Luís Machado do Vale, Tecnasol, Lisboa

Redacção e Administração: Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal – Telef.: 351-218443321; Fax: 351-218443021
Email: spg@lnec.pt; <http://www.lnec.pt/SPG>

Subscrição: assinatura anual (3 números) - 25 €; número avulso: para membros da SPG - 8 €;
outros - 16 €

Distribuição gratuita aos membros da SPG.

Execução gráfica: Impressão na Ponticor

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e pela FCT – Fundação da Ciência e Tecnologia.

ISSN 0379-9522

Depósito Legal: 214545/04

- 3 Editorial
- 5 Tratamento de solos através de colunas de Jet Grouting
Alexandre Pinto
João Falcão
Francisco Pinto
José Melo Ribeiro
- 21 Desenvolvimento, efeitos e mitigação de liquefacção induzida por sismos: um estudo exaustivo baseado em modelação física dinâmica na centrifugadora
Paulo A. Lopes de F. Coelho
Stuart K. Haigh
S. P. Gopal Madabhushi
- 53 Comportamento estrutural de barragens portuguesas de enrocamento com cortina a montante
Fernando Pardo de Santayana
Eduardo Fortunato
António A. Veiga. Pinto
- 69 Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da Barragem de de Odelouca
João Bilé Serra
Laura Caldeira
Andrea Brito
- 79 Campo experimental do ISC'2 – Previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente
Jaime A. Santos
António Viana da Fonseca
Elisabete Costa Esteves
- 91 Combinação de métodos geofísicos e mecânicos para a caracterização do perfil de solo residual do ISC2 na FEUP
António Viana da Fonseca
Jorge M. Carvalho
Cristiana Ferreira
Fernando Almeida
- 109 Danos em edifícios induzidos por escavações
João Candeias Portugal
Alexandre Portugal
Acácio Santo
- 133 Pressiómetros de Ménard e autoperfurador de Cambridge: correlações entre parâmetros mecânicos em solos argilosos miocénicos de Lisboa
António G. F. de Sousa Coutinho
Marco A. Ludovico Marques

Editorial

Conforme é tradição na Revista Geotecnia, dedica-se este número aos trabalhos portugueses apresentados à XVI Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, realizada em Osaka, Japão, em Agosto de 2005.

A Direcção da Revista pediu, assim, aos autores de comunicações portuguesas apresentadas ao referido evento que fizessem uma versão em língua portuguesa desses trabalhos, possibilitando o seu enriquecimento com resultados, análises e considerações adicionais, dado que não estão limitados pelo muito reduzido número de páginas a que tiveram que se confinar na versão apresentada à Conferência.

Certa de que se trata de assuntos de grande interesse estudados com elevada profundidade, a Direcção da Revista agradece aos autores dos trabalhos a disponibilidade demonstrada para esta valiosa contribuição para a revista.

Mais uma vez, se apela à Comunidade Geotécnica, nomeadamente aos jovens investigadores portugueses que nos últimos anos tenham realizado trabalhos investigação de doutoramento e mestrado, que escolham a revista para publicar os seus trabalhos, tornando-a um meio preferencial de registo, discussão e divulgação dos trabalhos de investigação realizados em Portugal.

Luís Leal Lemos

DIRECTOR DA REVISTA GEOTECNIA

DANOS EM EDIFÍCIOS INDUZIDOS POR ESCAVAÇÕES

Excavation induced building damage

João Candeias Portugal*

Alexandre Portugal**

Acácio Santo***

RESUMO – À realização de obras subterrâneas está associada a descompressão do meio escavado, que, invariavelmente, conduz ao desenvolvimento de uma bacia de subsidência à superfície do terreno. Assim, designadamente em meio urbano, põe-se o problema de avaliar as consequências dos movimentos de superfície sobre o património edificado aí existente. No artigo apresenta-se o método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios desenvolvido por Burland e ilustra-se a sua utilidade. Inicialmente trata-se o problema da estimativa dos movimentos superficiais induzidos por escavações (2), e consequentes efeitos sobre estruturas existentes (3). De seguida, apresenta-se a metodologia de avaliação de risco (4), cuja utilidade é finalmente ponderada e ilustrada à custa de alguns exemplos (5).

SYNOPSIS – Ground decompression is usually associated to underground excavation, generally leading to subsidence of the surface. Consequences of such movements on existing buildings must be evaluated especially in urban areas. In this paper the Building Risk Assessment (BRA) method proposed by Burland is presented, its usefulness being illustrated. Initially, estimation of surface movement induced by excavations (2) and subsequent effects on existing structures (3) are treated. A method for risk assessment (4) is presented and exemplified (5). The paper concludes with a discussion on its usefulness.

PALAVRAS CHAVE – Análise de risco, danos em edifícios, escavações em meio urbano.

1 – INTRODUÇÃO

À realização de obras subterrâneas está associada a descompressão do meio escavado, que, invariavelmente, conduz ao desenvolvimento de uma bacia de subsidência à superfície do terreno. Em cada ponto à superfície, a expressão desses movimentos depende da distância à escavação e da deformabilidade do meio interessado, sendo significativa no caso de escavações entre paredes para pontos na vizinhança da abertura, nomeadamente se o terreno escavado for constituído por solos. No caso de túneis, os movimentos superficiais são tanto maiores quanto menor a cobertura.

Assim, à realização de obras subterrâneas, designadamente em meio urbano, põe-se o problema de avaliar as consequências dos movimentos de superfície sobre o património edificado aí existente.

No texto apresenta-se o método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios (Building Risk Assessment, BRA) desenvolvido por Burland e ilustra-se a sua aplicação. Inicialmente trata-se o

* Doutor em Engenharia Civil, Investigador Auxiliar, Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: portugal@lnec.pt

** Mestre em Engenharia de Estruturas, Director Adjunto do Serviço de Estruturas da COBA. E-mail: acp@coba.pt

*** Engenheiro Civil, Director do Serviço de Estruturas da COBA. E-mail: as@coba.pt

problema da estimativa dos movimentos superficiais induzidos por escavações (2), e consequentes efeitos sobre estruturas existentes (3). De seguida, apresenta-se a metodologia de avaliação de risco (4), que é finalmente ilustrada à custa de alguns exemplos (5).

2 – ESTIMATIVA DE MOVIMENTOS SUPERFICIAIS DEVIDOS A ESCAVAÇÕES

2.1 – Generalidades

O primeiro passo para a Avaliação do Risco de Dano num Edifício consiste em determinar os perfis de deslocamento, ou curvas de subsidência, verticais e horizontais do terreno, à cota das fundações do edifício. Estes perfis dependem do tipo de escavação em causa.

Em geral, a complexidade do comportamento das estruturas envolvidas em escavações mineiras, torna inviável qualquer tentativa de previsão das curvas de subsidência à custa de métodos simples. Tal previsão tem sempre que se basear numa análise específica, que atenda quer ao faseamento construtivo, quer à interação entre a estrutura e o terreno, pelo que é normalmente realizada recorrendo a métodos numéricos. Consegue-se assim obter uma previsão de movimentos induzidos ao nível do plano de fundação das edificações existentes à superfície.

No entanto, para geometrias de escavação simples, como por exemplo escavações entre paredes, é possível recorrer a métodos simplificados de previsão de movimentos superficiais. Dado o seu interesse prático descrevem-se de seguida esses métodos quer para o caso de escavações em túnel, quer para o caso de escavações correntes entre paredes.

2.2 – Escavações em túnel

O método utilizado para estimar os movimentos induzidos no terreno, pela escavação de túneis, baseia-se no modelo empírico inicialmente proposto por Schmidt e Peck (1969), cuja validade é amplamente confirmada na literatura científica de referência. Admite-se que a lei de assentamentos é do tipo exponencial com o máximo na vertical do eixo do túnel. A curva adoptada (Fig. 1) é:

$$S(y) = S_{\text{máx}} e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)} \quad (1)$$

em que:

y – é a abcissa medida a partir do eixo do túnel;

S(y) – é o deslocamento vertical do terreno;

S_{máx} – é o deslocamento vertical máximo;

i – é a abcissa do ponto de inflexão.

O deslocamento vertical máximo é dado por:

$$S_{\text{máx}} = \frac{A}{2,5i} \quad (2)$$

em que A é a perda de secção no processo de escavação e,

$$i = 0,5 (H - z) \quad (3)$$

com,

H – profundidade do eixo do túnel;

z – profundidade do plano de fundação.

Em relação ao deslocamento horizontal ($S_h(y)$), admite-se que o mesmo segue uma lei do tipo:

$$S_h(y) = \frac{y}{H-z} S(y) \quad (2)$$

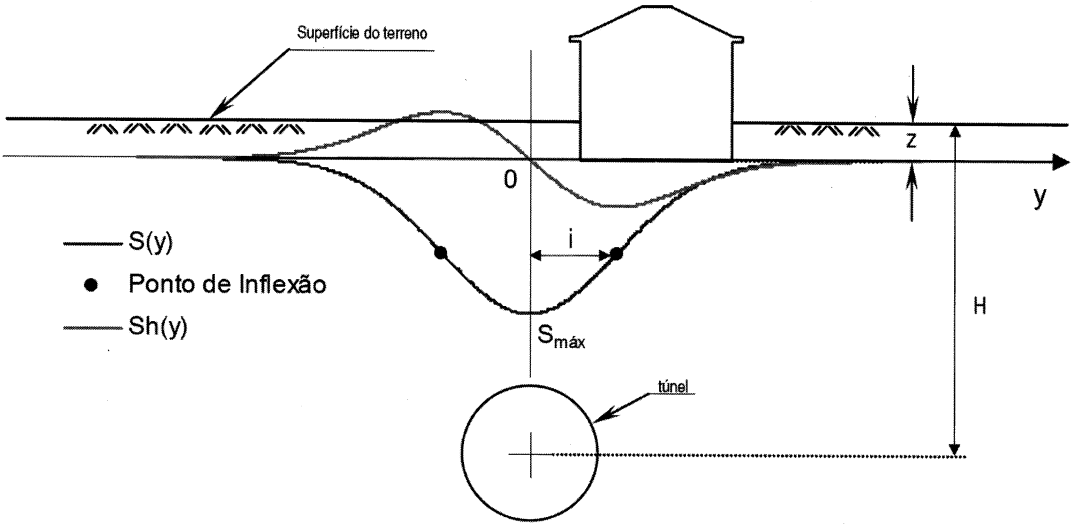


Fig. 1 – Escavação em túnel.

2.3 – Escavações entre paredes

Para o caso de escavação entre paredes as curvas de subsidência induzidas no terreno dependem do modo de deformação das paredes. De acordo com Hsieh e Ou (1998) há dois tipos de curvas de subsidência possíveis:

- i) No caso da parede se deformar essencialmente como uma consola (Fig. 2), isto é, com deslocamentos horizontais máximos no topo, os assentamentos seguem uma lei parabólica com o máximo ocorrendo junto à parede – curva tímpano;
- ii) No caso da parede se deformar essencialmente como uma viga (Fig. 3), isto é, com deslocamentos horizontais máximos no vão, admite-se que a lei de assentamentos é exponencial, do tipo da que se apresentou para a escavação em túnel, com o máximo ocorrendo a uma certa distância da parede – curva côncava.

Para a selecção do tipo de curva adopta-se o critério proposto por Hsieh e Ou (1998).

Dada a deformada horizontal da parede (Fig. 4) calculam-se as áreas indicadas, na primeira fase de construção e no final da escavação.

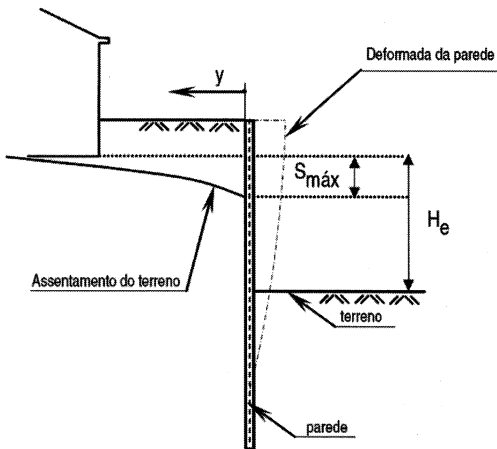


Fig. 2 – Curva tímpano.

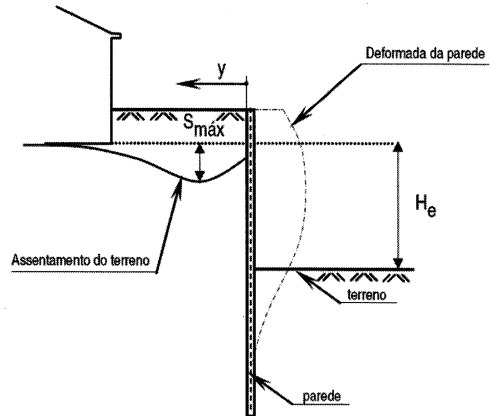
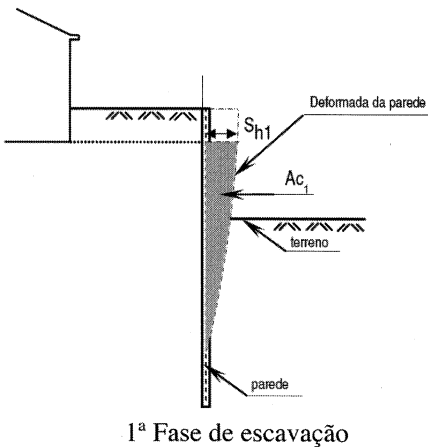
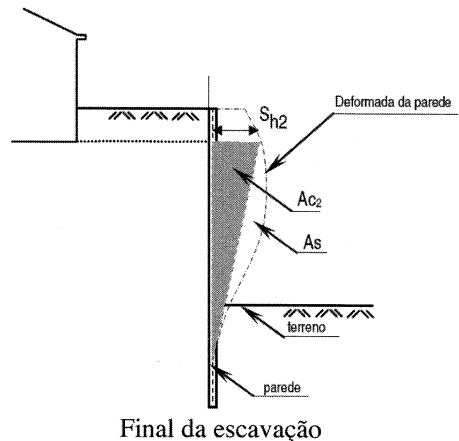


Fig. 3 – Curva “côncava”.



1ª Fase de escavação



Final da escavação

Fig. 4 – Escavação entre paredes - parâmetros para a selecção do tipo de curva.

Tomando:

$$A_T = A_{C2} + A_s \quad (5)$$

$$A_C = \text{máx} (A_{C1}, A_{C2}) \quad (6)$$

O critério de selecção é:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 1,6 A_c \Rightarrow \text{Curva Côncava} \\ A_s < 1,6 A_c \Rightarrow \text{Curva Tímpano} \end{array} \right. \quad (7)$$

Uma vez estabelecido o tipo de curva de subsidência há que quantificar as leis de deslocamentos. No caso da curva tímpano adopta-se o método proposto por Bowles (1990). A equação de assentamentos é (Fig. 5):

$$S(y) = S_{\text{máx}} \left(\frac{D-y}{D} \right)^2 \quad (8)$$

em que D é o desenvolvimento da bacia de subsidência medido na direcção normal à parede e $S_{máx}$ é estimado através de:

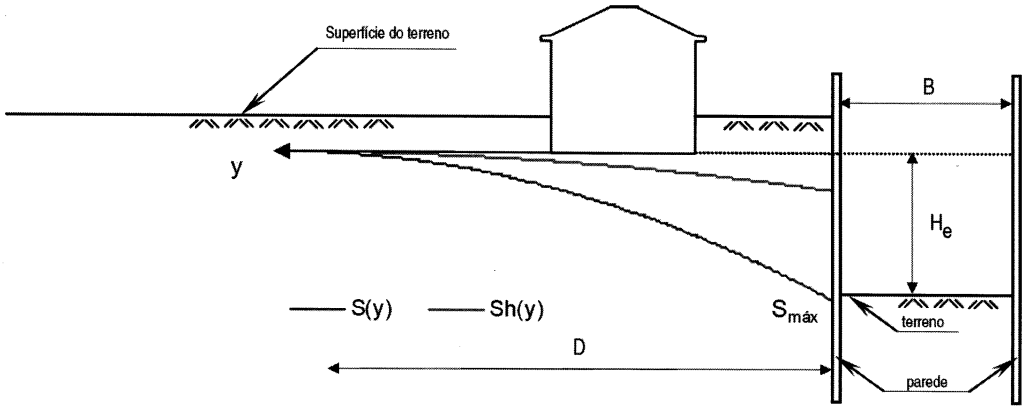


Fig. 5 – Curvas de subsidência tipo tábano.

$$S_{máx} = \frac{4 A_T}{D} \quad (9)$$

Com,

$$D = [H_e + H_D] \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (10)$$

$$H_D = \begin{cases} B \Rightarrow \text{Solos Argilosos} \\ 0,5B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \Rightarrow \text{Solos Arenosos} \end{cases} \quad (11)$$

sendo,

H_e – altura da escavação ao plano de fundação;

ϕ' – ângulo de atrito interno do terreno e;

B – largura da escavação.

Em relação ao deslocamento horizontal ($Sh(y)$), admite-se que o mesmo segue uma lei do tipo:

$$S_h(y) = \frac{S_{hmáx}}{S_{máx}} S(y) \quad (12)$$

em que o deslocamento horizontal máximo ($S_{hmáx}$) é (Fig. 4),

$$S_{hmáx} = \max(S_{h1}, S_{h2}) \quad (13)$$

Na quantificação da curva côncava adopta-se o método proposto por Hsieh e Ou (1998). A equação de assentamentos é (Fig. 6):

$$S(y) = S_{máx} e^{-\frac{\left(y - \frac{H_e}{2}\right)^2}{2i^2}} \quad (14)$$

em que,

$$S_{\text{máx}} = 0,75 S_{\text{h máx}} \quad (15)$$

$$i = 0,425 H_e \quad (16)$$

A curva de deslocamento horizontal é definida pelas equações 12 e 13 anteriormente apresentadas.

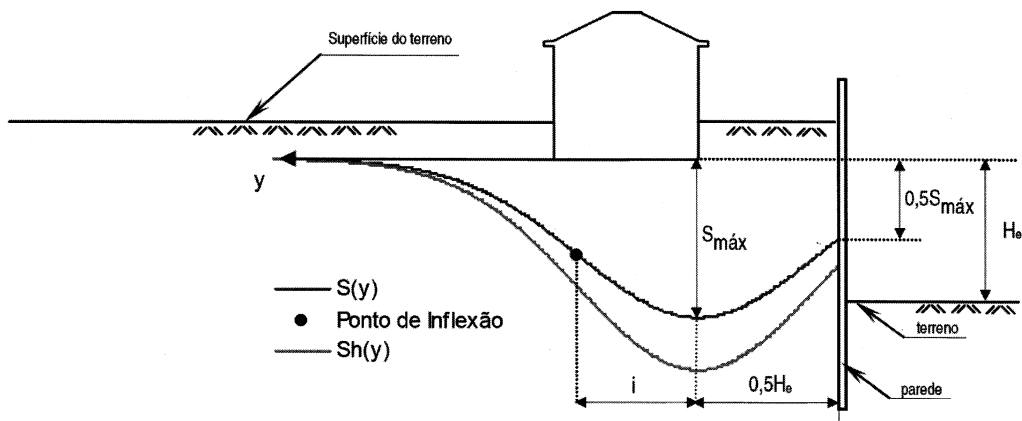


Fig. 6 – Curvas de subsidência tipo côncava.

3 – ESTIMATIVA DE MOVIMENTOS E EFEITOS EM EDIFÍCIOS

3.1 – Definição dos movimentos de fundação

Para abordar o problema dos danos em edifícios, promovidos por subsidência do respectivo terreno de fundação, é necessário estabelecer um conjunto de parâmetros que permita descrever de forma consistente e completa os eventuais movimentos e deformações das fundações (Burland e Wroth, 1974). Na Fig. 7 apresentam-se os parâmetros inicialmente propostos por Burland para descrever genericamente os movimentos de fundação em estado plano.

Na sequência adopta-se a seguinte simbologia (Fig. 7):

S - assentamento;

ΔS - assentamento diferencial;

w - rotação;

α - deformação angular;

Δ - inflexão;

Δ/L - razão de inflexão;

β - distorção angular,

correspondendo ao índice "máx" o valor máximo da respectiva grandeza (p.e., $\Delta S_{\text{máx}}$ - assentamento diferencial máximo).

Conhecidas as curvas de subsidência e caracterizados os edifícios é possível efectuar a avaliação do risco propriamente dito. Esta avaliação consiste em calcular um conjunto de parâmetros de controlo que são em seguida comparados com valores limite aos quais estão associadas categorias de risco de acordo com classificações estabelecidas.

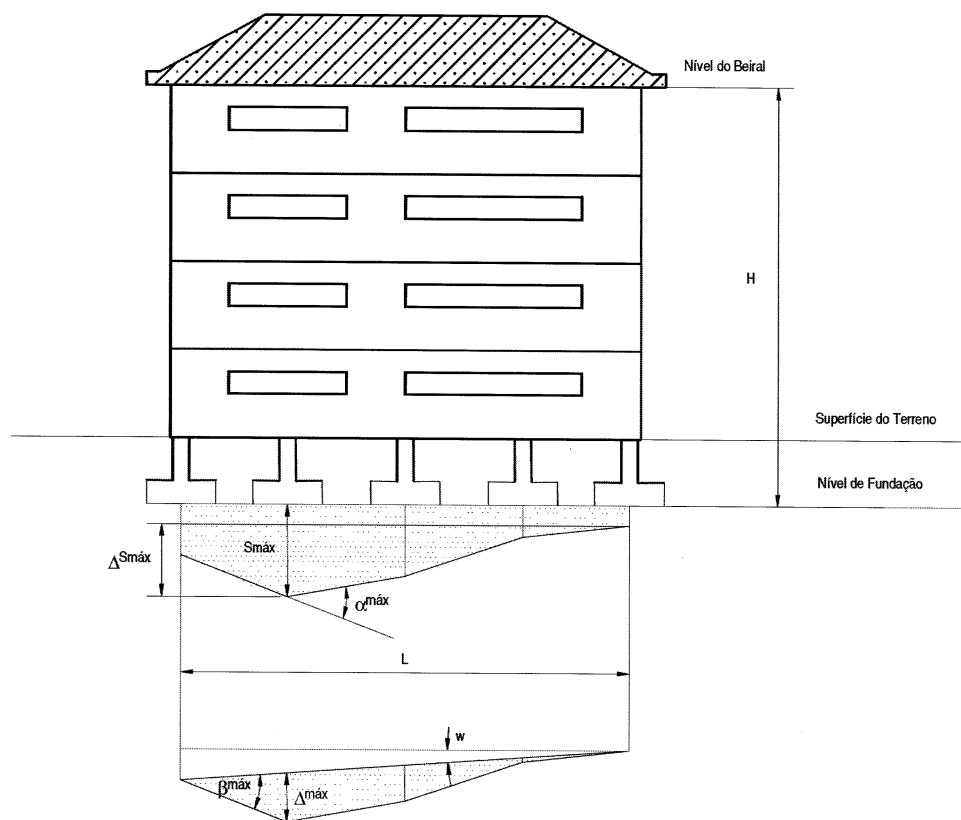


Fig. 7 – Simbologia adoptada para os movimentos ao nível de fundação (Burland).

A classificação de risco a utilizar depende, em princípio, da natureza do edifício a analisar. Duas alternativas se colocam:

- Classificação de Burland de 1977 – aplicável a estruturas em alvenaria de pedra ou de tijolo e às construções porticadas de betão armado dotadas de fundações contínuas;
- Classificação de Rankin de 1988 – aplicável a estruturas porticadas de betão armado dotadas de fundações isoladas.

A classificação de Rankin utiliza como parâmetros de controlo (Fig. 7) a distorção angular máxima sofrida pelo edifício ($\beta_{máx}$) e o assentamento máximo ($S_{máx}$). O cálculo destes parâmetros só é possível quando se conhece com rigor a tipologia estrutural, nomeadamente a localização e profundidade das sapatas de fundação. Por outro lado, os danos sofridos pelos edifícios de betão estão muitas vezes associados à fissuração das paredes de enchimento em alvenaria, para as quais se aplica a classificação de Burland. A classificação de Burland utiliza como parâmetro de controlo a extensão de tracção máxima ($\epsilon_{máx}$) induzida no edifício pelo deslocamento do terreno que lhe está subjacente. Este parâmetro ($\epsilon_{máx}$) é fortemente condicionado pela razão de inflexão máxima ($[\Delta/L]_{máx}$).

Os métodos de cálculo dos parâmetros de controlo ($\beta_{máx}$ e $S_{máx}$ ou $\epsilon_{máx}$) baseiam-se em duas hipóteses fundamentais:

- i) o edifício é assimilado a uma viga com comportamento elástico linear ideal, de comprimento L e altura H;

ii) a viga anterior adapta-se perfeitamente ao perfil de assentamento do terreno, isto é, não há descolamentos entre as fundações e o terreno.

Estas hipóteses conduzem a resultados conservadores ao ser desprezada a interacção terreno/estrutura, que tende a atenuar os movimentos experimentados pelos edifícios.

3.2 – Secções de cálculo

Tendo-se optado por descrever os movimentos das fundações em estado plano há que definir, para cada edifício a estudar, as secções que conduzem à maior amplitude de movimentos.

No caso geral as direcções a considerar são duas (Fig. 8): i) perpendicular ao eixo da obra de escavação (A) e ii) paralela à máxima dimensão em planta do edifício (B). Na direcção A a secção de cálculo ($A_1 - A_2$) é aquela a que corresponder: ou o maior segmento de recta no interior do perímetro do edifício (L_A máx) ou o segmento de recta limitado pelo ponto do perímetro à menor distância em planta do eixo da obra de escavação (y_{A1} min). Na direcção B a secção de cálculo ($B_1 - B_2$) é aquela que corresponde ao comprimento do edifício (L_B).

No caso particular de escavações em túnel, e para analisar os efeitos da subsidência a curto prazo, a secção de cálculo é a que corresponde ao maior segmento de recta limitado pelo perímetro em planta do edifício, segundo uma direcção paralela ao eixo da obra.

Uma vez estabelecidas as secções de cálculo, os movimentos de fundação devem ser quantificados à custa dos parâmetros explicitados na Fig. 7, para cada um dos segmentos de recta correspondentes.

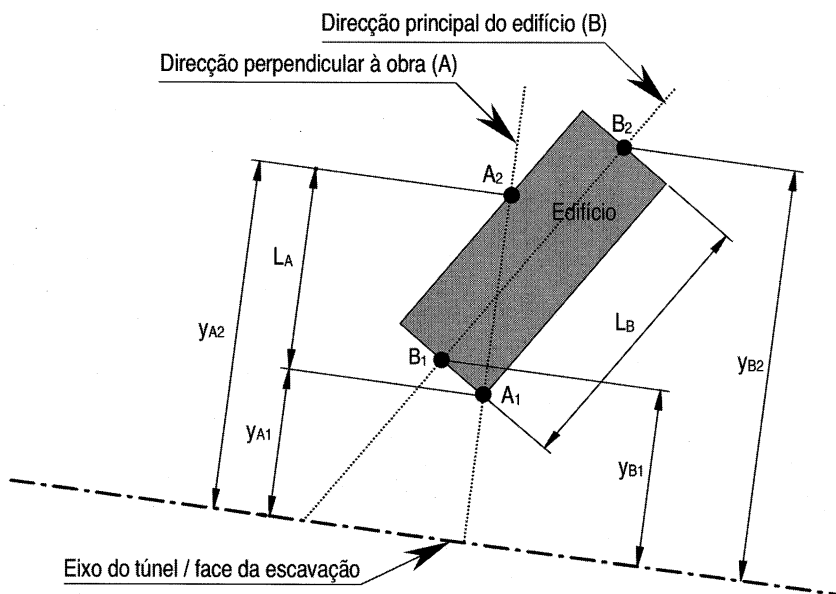


Fig. 8 – Definição geométrica das secções de cálculo a analisar por edifício (adaptado de Geodata, 2000).

3.3 – Cálculo da extensão de tracção máxima

Como se referiu em 3.1, para estruturas em alvenaria e estruturas porticadas de betão armado, dotadas de fundações contínuas, é aplicável a Classificação de Burland, que utiliza como parâmetro de controlo a extensão de tracção máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$) induzida no edifício pelo deslocamento do terreno que lhe está subjacente. O método de cálculo de ($\epsilon_{m\acute{a}x}$) é o proposto por Burland e Wroth (1974), substituindo o edifício por uma viga de comportamento elástico linear com comprimento L (Fig. 8) e altura H (Fig. 7), cuja deformada acompanha o perfil de subsidência do terreno ao nível de fundação (viga infinitamente flexível).

Para cada secção de cálculo a analisar (Fig. 8) e tomando a deformada do terreno correspondente, avalia-se a máxima razão de inflexão Δ_i/L_i entre cada par de pontos de referência do segmento de recta L . Os pontos de referência definem os troços a analisar e são as extremidades e os eventuais pontos de inflexão da curva de assentamentos (Fig. 9).

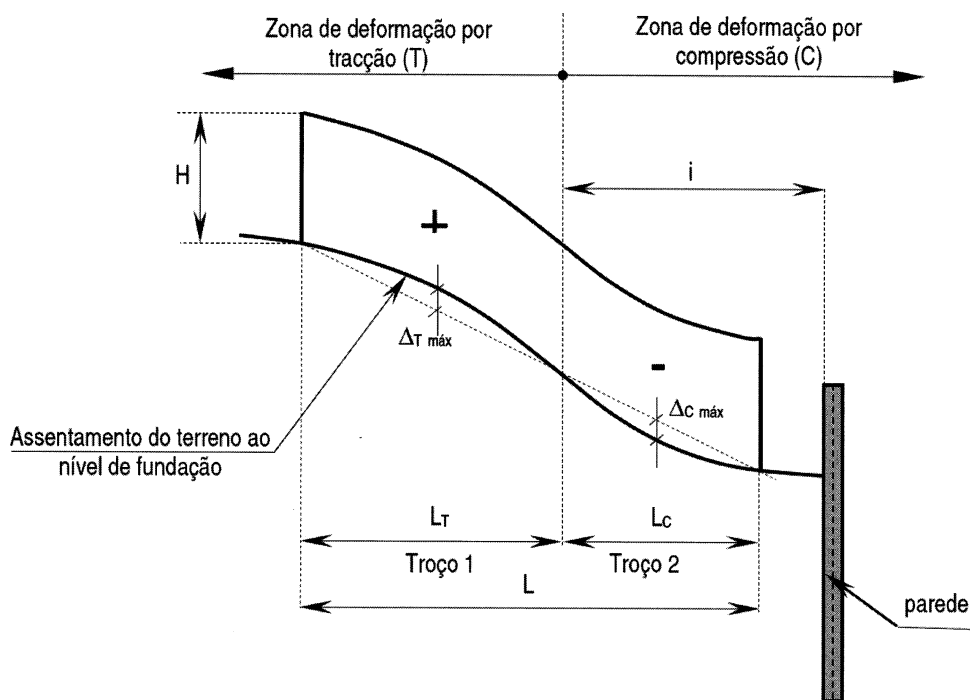


Fig. 9 – Deformações no edifício induzidas pelo perfil de subsidência.

Se o segmento de recta L não intersectar nenhum ponto de inflexão da curva de subsidência o edifício fica integralmente à compressão ($L_c=L$; $L_T=0$) ou à tracção ($L_T=L$; $L_c=0$). No caso geral (Fig. 9) em que no comprimento L ocorre um ponto de inflexão da curva de assentamentos, parte do edifício ficará à tracção (L_T - Troço 1) e a outra à compressão (L_C - Troço 2). Para cada troço (i , com $i = 1,2$) calcula-se:

a) A deformação máxima devida ao deslocamento horizontal ($\epsilon_{h,i}$) do terreno ($\epsilon_{h,i} > 0$ - tracção; $\epsilon_{h,i} < 0$ compressão) -

$$\epsilon_{h,i} = \frac{Sh_1 - Sh_2}{L_i} \quad (i = 1,2) \quad (17)$$

em que,

S_{h1}, S_{h2} – são os deslocamentos horizontais nos pontos extremos do troço em análise e;

L_i – é o comprimento do troço em análise.

b) As deformações máximas de tracção devidas à flexão ($\epsilon_{b,i}$) e ao esforço transversal ($\epsilon_{d,i}$).

$$\epsilon_{b,i} = \frac{|\Delta_i/L_i|_{\text{máx}}}{\frac{L_i}{12t} \left[1 + \frac{18}{L_i^2} \frac{I}{H} \frac{E}{G} \right]} \quad (i=1,2) \quad (18)$$

$$\epsilon_{d,i} = \frac{|\Delta_i/L_i|_{\text{máx}}}{1 + \frac{1}{6n} \frac{L_i^2}{H^2} \frac{G}{E}} \quad (i=1,2) \quad (19)$$

em que,

I – é o momento de inércia da secção do edifício em relação à posição da linha neutra;

H – é a altura do edifício (Fig. 7);

t – é a posição da linha neutra na secção do edifício.

A posição da linha neutra condiciona os valores de t e n ; tem-se:

$$\begin{aligned} L_T \text{ (Tracção)} & \quad - \text{Linha neutra na base} & \begin{cases} t = H \\ n = 1 \end{cases} \\ L_C \text{ (Compressão)} & \quad - \text{Linha neutra a meia altura} & \begin{cases} t = 0,5H \\ n = 0,25 \end{cases} \end{aligned} \quad (20)$$

c) A sobreposição das deformações máximas de tracção devidas à flexão ($\epsilon_{b,i}$) e ao esforço transversal ($\epsilon_{d,i}$) com a deformação horizontal ($\epsilon_{h,i}$) é calculada através de –

$$\epsilon_{b\ t,i} = \epsilon_{h,i} + \epsilon_{b,i} \quad (21)$$

$$\epsilon_{d\ t,i} = \frac{1-\nu}{2} \epsilon_{h,i} + \sqrt{\left(\frac{1+\nu}{2} \epsilon_{h,i} \right)^2 + \epsilon_{d,i}^2} \quad (i=1,2) \quad (22)$$

d) A deformação máxima ($\epsilon_{\text{máx},i}$) em cada troço é –

$$\epsilon_{\text{máx},i} = \text{máx} \{ \epsilon_{b\ t,i}; \epsilon_{d\ t,i} \}, \quad (i=1,2) \quad (23)$$

e) A extensão de tracção máxima ($\epsilon_{\text{máx}}$) a utilizar para efeitos da quantificação do risco de dano é –

$$\epsilon_{\text{máx}} = \text{máx} \{ \epsilon_{\text{máx},i} \}, \quad (i=1,2) \quad (24)$$

No caso de o edifício se situar na zona de influência de mais do que uma escavação é efectuada a sobreposição dos respectivos efeitos. No caso de duas escavações ortogonais, o processo acima descrito é efectuada para cada uma das direcções e a extensão máxima a utilizar para quantificar o risco é a máxima obtida. No caso de duas escavações colineares as extensões devidas a cada uma são simplesmente somadas.

3.4 – Cálculo do assentamento e distorção angular máximos

Para estruturas porticadas de betão armado, dotadas de fundações isoladas, é aplicável a Classificação de Rankin, como se referiu em 3.1. A classificação utiliza como parâmetros de controlo

(Fig. 7) a distorção angular máxima sofrida pelo edifício ($\beta_{\text{máx}}$) e o assentamento máximo ($S_{\text{máx}}$). O cálculo destes parâmetros é realizado à custa de simples considerações geométricas como se ilustra na Fig. 7, e só pode ser realizado quando se conhece com rigor a tipologia estrutural, nomeadamente a implantação detalhada das sapatas de fundação.

4 – DETERMINAÇÃO DO RISCO DE DANO EM EDIFÍCIOS

4.1 – Categorias de dano em edifícios

Para tipificar os danos em edifícios é normal distingui-los segundo três grandes categorias (Burland, 1997): i) danos estéticos (ou de aparência visual); ii) danos funcionais (ou de funcionalidade) e; iii) danos estruturais (ou de estabilidade). No estabelecimento desta categorização atende-se não só ao tipo de dano propriamente dito, mas também à natureza das obras de reparação envolvidas para os obviar.

Assim, aos danos estéticos associam-se fenómenos de fissuração ligeira em elementos não estruturais (panos de enchimento, rebocos, revestimentos de piso, etc.) reparáveis com intervenções pouco onerosas. Os danos funcionais manifestam-se sob a forma de fissuras e rachadelas e outros danos em elementos estruturais e não estruturais que ponham em risco a segurança da estrutura do ponto de vista da sua utilização, mas que não envolvam a segurança última da edificação (perda de impermeabilidade de panos de enchimento, deformação excessiva de guarnições de vãos, canalizações danificadas ou não utilizáveis, etc.). Este tipo de danos requer intervenções de reparação demoradas e onerosas. Na categoria de danos estruturais incluem-se todos os que conduzam à possibilidade de ocorrência de um estado limite último da estrutura ou parte dela, como sejam a perda apreciável de capacidade resistente de elementos estruturais, a perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura no seu todo, etc. Neste caso aos danos associam-se reparações pesadas e muito onerosas, que requerem intervenções de reconstrução parcial ou total da estrutura.

4.2 – Classificações de risco de danos

No Quadro 1 apresenta-se a Classificação de Burland, aplicável a estruturas em alvenaria de granito ou de tijolo e às construções porticadas de betão armado dotadas de fundações contínuas. A classificação é também aplicável a construções porticadas de betão armado com fundações indirectas por grupos de estacas.

No Quadro 2 apresenta-se a Classificação de Rankin, aplicável a estruturas porticadas de betão armado dotadas de fundações isoladas, quer elas sejam sapatas, quer estacas isoladas.

4.3 – Vulnerabilidade dos edifícios

Nas classificações de risco de Burland e de Rankin pressupõe-se que os edifícios se apresentam em bom estado de conservação, isto é, sem qualquer tipo de danos anteriores à realização das obras de escavação. Ora, na realidade todos os edifícios experimentam deformações, pelo menos as resultantes de assentamentos do terreno de fundação induzidas pelo seu peso próprio e pelas sobrecargas de utilização. Assim, as deformações eventualmente introduzidas pela realização da obra subterrânea, acrescem a deformações previamente existentes e não estritamente nulas. Se as deformações prévias forem elevadas, um pequeno acréscimo introduzido pela obra de escavação, pode produzir efeitos drásticos que não são proporcionais à sua grandeza, e que não são expressos nas classificações de risco.

Quadro 1 – Classificação de risco de danos de Burland *et al.* (1977).

Categoria de risco	Tipo de dano	Descrição do Ano	Abertura aproximada das fissuras (mm)	Limite para o dano arquitectónico	Parâmetro de controlo
					ϵ_{lm} (%)
0 (estético)	Irrelevante (não visível)	Pequenas fissuras muito finas e insignificantes, que podem ser desprezadas.	< 0,1		0 – 0,05
1 (estético)	Muito ligeiro	Eventuais fissurações isoladas no interior da edificação. As fissuras na alvenaria de pedra (ou de tijolo) no exterior da edificação só podem ser percebidas através de uma inspecção muito cuidadosa.	< 1,0	Paredes rebocadas: 0,4 mm Paredes em bruto (de betão, pedra ou tijolos): 0,8 mm	0,05 – 0,075
2 (estético)	Ligeiro	Muitas fissurações no interior da edificação. As fissuras são visíveis também no exterior. Portas e janelas podem apresentar dificuldades em ser movimentadas.	< 5,0	Juntas dos revestimentos cerâmicos dos soalhos: 1,6 mm	0,075 – 0,15
3 (estético / funcional)	Médio	Danos em portas e janelas. Danos ligados à infiltração de humidade. A tubagem pode ser danificada.	5 – 15 (ou várias >3 mm)		0,15 – 0,3
4 (funcional)	Elevado	Distorção das caixilharias, soalhos inchados, paredes com ondas e inchadas. Alguma perda da capacidade portante das vigas. Tubagem danificada, não utilizável.	15 – 25 em função do número de fissuras		>0,3
5 (estrutural)	Muito elevado	Perda notável da capacidade resistente das vigas. Paredes inchadas e instáveis. Janelas deformadas e partidas. Perigo de instabilidade das estruturas.	> 25 em função do número de fissuras		

Quadro 2 – Classificação de risco de danos de Rankin (1988).

Categoria de risco	Tipo de dano	Descrição do Ano	Parâmetros de controlo	
			$\beta_{máx}$	$S_{máx}$ (mm)
1 (estético)	Irrelevante (não visível)	Há uma probabilidade muito baixa de as edificações sofrerem danos superficiais.	< 1/500	< 10
2 (estético)	Ligeiro	As edificações podem ser danificadas de forma superficial, sem consequências em termos estruturais.	1/500 - 1/200	10 - 50
3 (funcional)	Médio	Edificações danificadas de forma superficial. Podem ocorrer danos estruturais. Tubagem rígida pode sofrer danos.	1/200 - 1/50	50 - 75
4 (estrutural)	Elevado	As edificações sofrem danos estruturais. Tubagem rígida sofre danos, a menos rígida pode sofrer danos.	> 1/50	> 75

Assim, afigura-se indispensável proceder a uma quantificação das condições prévias em que se encontram os edifícios a estudar. Essa quantificação tem naturalmente um carácter subjectivo e essencialmente empírico. Uma das formas de a conseguir é à custa de um Índice de Vulnerabilidade (Geodata, 2000), que se pretende ser uma característica intrínseca do edifício (estado de conservação, história de movimentos sofridos, danos registados, entre outros, mas independente dos factores externos que concorrem para os movimentos do terreno induzidos por uma obra de escavação na sua vizinhança). O Índice de Vulnerabilidade (I_v) traduz o quanto o edifício em causa se afasta da condição ideal de perfeita

conservação, ou seja, qual a sua vulnerabilidade. Quanto maior for a vulnerabilidade do edifício, menor é a sua capacidade para tolerar deformações induzidas por factores externos. Tendo por base o valor do índice de vulnerabilidade é possível estabelecer uma correcção às classificações de risco de dano (Geodata, 2000).

A proposta para quantificar o índice de vulnerabilidade da Geodata, consiste num processamento empírico das informações recolhidas nas campanhas de levantamento do estado de conservação dos edifícios. As características relevantes para determinar a sensibilidade dos edifícios a eventuais assentamentos são: i) características estruturais (tipo de estrutura, natureza de eventuais intervenções de reestruturação e número de caves do edifício); ii) características funcionais (tipologia de utilização do imóvel); iii) características estéticas (tipologia patrimonial; natureza das divisórias e revestimentos de alçados); iv) características de conservação (julgamento sobre o estado geral de conservação do imóvel, sinais de eventuais assentamentos e tipologia da eventual fissuração) e; v) caracterização da orientação e posição do imóvel em relação à obra de escavação. A cada uma destas características é atribuído um valor numérico e uma ponderação. O valor de I_v é o resultado do somatório dos valores numéricos ponderados, e varia entre 0 e 100.

São estimados dois valores do índice de vulnerabilidade, nomeadamente a longo e a curto prazo, conforme a orientação do imóvel para com as obras de escavação. Os valores relativos a curto prazo só devem ser utilizados na análise dos assentamentos causados por túneis em situação transitória, ou seja, diante da frente de escavação.

4.4 – Correcção das classificações de risco em função da vulnerabilidade

Tendo por base o valor do I_v é feita uma correcção aos parâmetros de controlo limite das classificações de risco originais (Quadros 1 e 2). Essa correcção é realizada dividindo os parâmetros de controlo limite originais por um factor minorativo ($F_R > 1$) que é função do I_v . As correcções a aplicar às classificações de risco de Burland e Rankin, propostas pela Geodata para atender à vulnerabilidade dos edifícios, são as que constam dos Quadros 3 e 4, respectivamente.

O objectivo destas correcções é o de quantificar explicitamente nas classificações de risco o facto de, para a mesma deformação imposta ao nível do plano de fundação, um edifício mais vulnerável (I_v superior) sofrer danos mais graves do que um edifício menos vulnerável (I_v inferior). Em termos das classificações de risco a contrapartida é assim de que, em condições de igualdade, a um edifício mais vulnerável (I_v superior) é atribuída uma classe de risco mais alta do que a correspondente a um edifício menos vulnerável (I_v inferior).

4.5 – Avaliação do risco de dano em edifícios

As classificações de risco apresentadas podem ser utilizadas para estabelecer um método de avaliação de risco de dano em edifícios, induzido por escavações. O método proposto (Burland, 1997) consiste em determinar, para cada edifício na vizinhança da escavação, a respectiva categoria de risco. Atente-se que, em ambas as classificações, até à categoria 2 os danos são estéticos, isto é, a integridade estrutural não é posta em causa e os danos podem ser fácil e economicamente reparados. Assim, em ambas as classificações, o limite entre as categorias 2 e 3 é particularmente importante, uma vez que um dos objectivos a atingir no projecto e construção da escavação é manter o nível de risco dos edifícios interessados aquém desta fronteira.

Dado o elevado número de edifícios a analisar, o método de avaliação de risco proposto por Burland (1997) é faseado e constituído pelas seguintes etapas: i) Fase 1 - análise preliminar; ii) Fase 2 - avaliação de risco; iii) Fase 3 - avaliação de risco detalhada.

Quadro 3 – Correção da classificação de risco de Burland em função de I_v (Geodata, 2000).

Categorias de risco	Índice de Vulnerabilidade (I_v) do edifício									
	Irrelevante $0 < I_v < 20$		Baixo $20 < I_v < 40$		Médio $40 < I_v < 60$		Alto $60 < I_v < 80$		Elevado $80 < I_v < 60$	
	Factor de redução (F_R) dos valores limite do parâmetro de controlo ε_{lim}									
	$F_R = 1,0$		$F_R = 1,25$		$F_R = 1,50$		$F_R = 1,75$		$F_R = 2,0$	
	Valores do parâmetro de controlo limite corrigidos									
	ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)	
	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx
0	0	0,050	0	0,040	0	0,033	0	0,029	0	0,025
1	0,050	0,075	0,040	0,060	0,033	0,050	0,029	0,043	0,025	0,038
2	0,075	0,150	0,060	0,120	0,050	0,100	0,043	0,086	0,038	0,075
3	0,150	0,300	0,120	0,240	0,100	0,200	0,086	0,171	0,075	0,150
4 e 5	> 0,300		> 0,240		> 0,200		> 0,171		> 0,150	

Quadro 4 – Correção da classificação de risco de Rankin em função de I_v (Geodata, 2000).

Categorias de risco	Índice de Vulnerabilidade (I_v) do edifício																			
	Irrelevante $0 < I_v < 20$		Baixo $20 < I_v < 40$		Médio $40 < I_v < 60$		Alto $60 < I_v < 80$		Elevado $80 < I_v < 60$											
	Factor de redução (F_R) dos valores limite do parâmetro de controlo $\beta_{máx}$ e $S_{máx}$																			
	$F_R = 1,0$		$F_R = 1,25$		$F_R = 1,50$		$F_R = 1,75$		$F_R = 2,0$											
	Valores dos parâmetros de controlo limite corrigidos																			
	$\beta_{máx}$		$S_{máx}$ (mm)		$\beta_{máx}$		$S_{máx}$ (mm)		$\beta_{máx}$		$S_{máx}$ (mm)									
	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx								
1	<1/500		<10		<1/625		<8		<1/750		<7		<1/875		<6		<1/1000		<5	
2	1/500	1/200	10	50	1/625	1/250	8	40	1/750	1/300	7	33	1/875	1/350	6	29	1/1000	1/400	5	25
3	1/200	1/50	50	75	1/250	1/63	40	60	1/300	1/75	33	50	1/350	1/88	29	43	1/400	1/100	25	38
4	>1/50		>75		>1/63		>60		>1/75		>50		>1/88		>43		>1/100		>38	

Na Fase 1 - análise preliminar, tendo em vista limitar ao necessário o número de análises de risco a efectuar, adopta-se um procedimento simplificado e conservativo que consiste em distinguir os edifícios sujeitos a movimentos significativos daqueles que experimentam movimentos negligenciáveis. Para tanto traçam-se isolinhas de assentamento total (S) e distorção angular (β) obtidas através dos métodos descritos em 2, ou recorrendo aos resultados de cálculos disponíveis realizados no projecto. De acordo com Rankin (1988) um edifício sujeito a uma distorção angular β inferior a 1/500 e a um assentamento total S inferior a 10 mm tem um risco negligenciável de sofrer qualquer tipo de dano. Adoptando como limites conservativos, por exemplo, os valores $S = 5$ mm e $\beta = 1/750$, a combinação mais gravosa destas duas isolinhas permite limitar uma área, designada por faixa de controlo, onde existe risco de danos. Consegue-se assim distinguir explicitamente duas zonas: uma zona passível de ser afectada pelas escavações ($S > 5$ mm; $\beta > 1/750$) e outra onde os

edifícios têm um risco negligenciável de sofrer danos (fora da faixa de controlo), pelo que não exigem uma avaliação de risco explícita na fase seguinte.

Atente-se que esta abordagem é conservadora, uma vez que nela se utilizam movimentos superficiais e não os correspondentes ao plano de fundação dos edifícios, e se despreza a interacção solo/estrutura.

Da análise preliminar resulta assim a identificação dos edifícios cuja avaliação explícita de risco se torna necessária. A Fase 2 - avaliação de risco é conduzida de acordo com os pressupostos e métodos anteriormente descritos (3). Tendo por base o levantamento das características estruturais dos edifícios situados no interior da faixa de controlo (tipologia da estrutura e das fundações) a avaliação de risco é conduzida de acordo com a classificação de Burland ou Rankin, conforme os respectivos campos de aplicação. Nesta fase os parâmetros de controlo são calculados ao nível do plano de fundação dos edifícios.

Como resultado da avaliação de risco obtém-se uma categoria de risco para cada edifício no interior da faixa de controlo. Este resultado, se bem que consideravelmente mais elaborado que o obtido na avaliação preliminar, é ainda bastante conservativo. Efectivamente, na maior parte dos casos práticos os danos realmente observados são substancialmente menos gravesos que os associados às categorias de risco obtidas. Tal facto deve-se essencialmente à hipótese de cálculo de que as fundações se adaptam perfeitamente ao perfil de assentamento do terreno. Na realidade a rigidez dos edifícios é tal que as suas fundações interagem com o terreno, atenuando os movimentos experimentados.

Assim, tem que se proceder a uma avaliação de risco detalhada (Fase 3) em todos os edifícios onde se obtenha em Fase 2 uma categoria de risco igual ou superior a 3. Nesta fase há que refinar o cálculo dos parâmetros de controlo obtidos em Fase 2, introduzindo as características detalhadas do edifício em causa e do processo de escavação. A forma como se procede ao refinamento do cálculo varia de caso para caso, pelo que não é possível estabelecer uma metodologia genérica que sirva de base aos procedimentos de cálculo a adoptar. Muitas vezes nesta fase procede-se a análises de sensibilidade fazendo variar pressupostos de projecto (propriedades do terreno, faseamento construtivo, etc.) de forma a identificar a sua influência sobre o nível de risco. Para edifícios particularmente importantes (por exemplo com vínculo histórico ou artístico) pode afigurar-se necessário proceder a análises numéricas específicas, que permitam explicitar a influência da sequência e métodos de escavação, da interacção terreno/estrutura, da orientação dos edifícios em relação à obra de escavação, entre outros.

Por outro lado, o estado de conservação dos edifícios tem agora que ser explicitamente tido em conta. O edifício pode já ter experimentado movimentos ao longo da sua vida, e anteriores à obra de escavação. É fundamental que os efeitos destes movimentos sejam contabilizados, uma vez que podem reduzir a tolerância a movimentos subsequentes.

Verifica-se, assim, que grande parte dos factores que influenciam o resultado da análise que se pretende refinar não são muitas vezes passíveis de ser introduzidos, de forma precisa, nos cálculos a efectuar, pelo que a categoria de risco final requer sempre um julgamento subjectivo, baseado na informação disponível acerca do edifício em causa e secundado pela experiência.

Uma vez realizadas as três fases da avaliação de risco, e em função das categorias de risco obtidas, há que estabelecer as eventuais medidas de protecção do património edificado existente. Em princípio, estas medidas só são necessárias para os edifícios que apresentem categoria de risco igual ou superior a 3.

4.6 – Acções a empreender em função das categorias de risco

Sendo o objectivo da avaliação de risco a previsão do tipo de danos que cada uma das edificações poderá sofrer devido às escavações a realizar, como corolário dessa previsão, indicam-se, para os edifícios em que tal se revele necessário, as medidas a tomar durante a execução dos trabalhos.

Desde logo, os edifícios inseridos nas categorias de risco 0 a 1 não necessitam de quaisquer medidas de protecção preventivas. Para os outros (categorias de risco superiores a 1), as medidas que é possível prever são de três tipos fundamentais:

- i) reforço das medidas de monitorização, deixando para a fase de obra a eventual proposta de outras medidas (categorias de risco iguais ou superiores a 2);
- ii) indicação da necessidade de obras de consolidação e/ou reforço (categorias de risco iguais ou superiores a 3);
- iii) indicação da necessidade de alteração da própria solução adoptada para a execução da escavação (categorias de risco iguais ou superiores a 3).

Em qualquer caso os resultados da avaliação de risco devem ser ponderados no estabelecimento de limites de atenção e alerta dos sistemas de observação, uma vez que permitem relacionar a evolução dos valores das grandezas monitorizadas em obra com o nível de risco que lhes está associado. Tal facto permite não só analisar previamente cenários de evolução pessimistas, como desde logo preconizar contra medidas, a adoptar na eventualidade desses cenários se confirmarem em fase de obra. Resulta assim extremamente útil a actualização da avaliação de risco em função dos resultados da observação da obra, permitindo a todo o tempo a adopção de medidas correctivas.

5 – DETERMINAÇÃO DO RISCO DE DANO EM EDIFÍCIOS

Para ilustrar a aplicação do método de avaliação de risco descrito apresentam-se em Anexo alguns exemplos, que ilustram apenas o tipo de cálculos a efectuar em Fase 2 (edifícios no interior da faixa de controlo). Os exemplos apresentados, embora virtuais, são adaptações de alguns cálculos deste tipo, efectuados para a avaliação de risco das edificações afectadas pela construção de uma estação de metropolitano, numa cidade da Europa.

O primeiro exemplo (Anexo – Exemplo 1) trata o caso de um edifício ($H = 14$ m; $L = 26,4$ m) afectado pela construção de um túnel com cerca de 6 m de diâmetro ($D = 6$ m). A profundidade do plano de fundação é de cerca de 2 m ($z = 2$ m). O edifício apresenta uma estrutura em paredes resistentes de alvenaria de pedra, fundadas sobre sapatas corridas. O respectivo índice de vulnerabilidade (I_V) foi calculado recorrendo ao procedimento empírico proposto pela Geodata (2000).

O segundo exemplo (Anexo – Exemplo 2) trata o caso de um edifício ($H = 12$ m; $L = 20$ m) afectado por uma escavação entre paredes com cerca de 12 m de largura ($B = 12$ m). A altura da escavação ao plano de fundação é de cerca de 18 m ($H_e = 18,2$ m). O edifício apresenta uma estrutura em paredes resistentes de alvenaria de pedra, fundadas sobre sapatas corridas. O respectivo índice de vulnerabilidade (I_V) foi mais uma vez calculado recorrendo ao procedimento empírico proposto pela Geodata (2000).

No terceiro e último exemplo (Anexo – Exemplo 3) trata-se o caso de um edifício ($H = 20$ m; $L = 14$ m) na vizinhança de uma escavação entre paredes com cerca de 6 m de largura ($B = 6$ m). A altura da escavação ao plano de fundação é de cerca de 7,5 m ($H_e = 7,5$ m). O edifício apresenta mais uma vez uma estrutura em paredes resistentes de alvenaria de pedra, fundadas sobre sapatas corridas e um valor de I_V igual a 49.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se o método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios desenvolvido por Burland. Inicialmente descreveram-se os métodos disponíveis para estimar os movimentos superficiais induzidos por escavações e o método de cálculo dos correspondentes efeitos sobre o património edificado existente. De seguida, apresentou-se a metodologia de avaliação de risco que se ilustrou à custa de alguns exemplos.

Conseguiu-se assim, estabelecer um procedimento, sistemático e simplificado, de avaliação de risco de dano em edifícios, afectados pela construção de escavações na sua proximidade.

Este procedimento, criteriosamente aplicado, permite tratar de forma racional o problema da avaliação das consequências sobre o edificado de intervenções no subsolo. O seu resultado fundamental é o de distinguir de forma explícita os casos em que o risco de dano é maior, e assim apoiar a decisão de adoptar medidas correctivas, selectivas e adaptadas a cada uma das estruturas afectadas. Uma primeira aproximação a este resultado pode ser obtida desde logo na fase de projecto, o que se traduz numa dupla vantagem: por um lado centrar a atenção de todos os intervenientes nas zonas potencialmente mais problemáticas, por outro, adoptar planos de instrumentação e observação canalizando recursos para essas zonas.

Acresce, que os resultados da avaliação de risco podem, e devem, ser ponderados para estabelecer limites de atenção e alerta dos sistemas de observação. Efectivamente, eles permitem relacionar a evolução dos valores das grandezas monitorizadas em obra com os níveis de risco que lhes são inerentes. Assim, é não só possível analisar previamente cenários de evolução pessimistas, mas também pre-nizar, desde logo, contra medidas, a adoptar na eventualidade desses cenários se confirmarem em fase de obra. Conclui-se que a actualização da avaliação de risco em função dos resultados da observação da obra se revela fundamental, para que, em tempo, se adoptem eventuais medidas correctivas.

Do exposto a Avaliação de Risco de Dano em Edifícios afigura constituir-se uma importante ferramenta de apoio à decisão na realização de obras subterrâneas, designadamente as de grande dimensão interessando meios urbanos.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bowles, J. E. (1990). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill: International Student Edition, pp. 803-806.
- Burland, J. B. (1997). *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*. Balkema: Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), pp. 1189-1201.
- Burland, J. B.; Broms, B. B.; de Mello, V. F. (1977). *Behaviour of foundations and structures*. State of-the-art report, Proc. of the 9th ICSMFE, State of-the-art Volume, pp. 495-546, Tokyo.
- Burland, J. B.; Wroth, C. P. (1974). *Settlement of buildings and associated damage*. Proc. of the Conf. on Settlement of Structures, Review Paper: Session V, pp. 611-654, Cambridge.
- Geodata (2000). *Metro do Porto. Sistema de metro ligeiro da área metropolitana do Porto. Linhas C, S e J. Interpretação dos resultados do levantamento estrutural e avaliação preliminar do risco. Memória metodológica para a avaliação do risco das edificações ao longo do traçado*. Normetro - Transmetro, Relatório Técnico refª 3/06/C/DE/00.00/220/TM/RT/178702/A/01.
- Hsieh, P.; Ou, C. (1998). *Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 1014-1017.
- Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proc. of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of-the-art Volume, State of-the-art report, pp. 225-290, México.
- Rankin, W. J. (1988). *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Eng. Geol. of Underground Movements, pp. 79-92.

ANEXO

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE (I_v)

EDIFÍCIO	Exemplo 1
----------	-----------

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	1/2

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO IMÓVEL

Valor máximo: 25	Característica	Índice		Escolha	
	Elementos verticais resistentes				
	1 - Alvenaria	6		1	
	2 - Estrutura metálica	0			
	3 - Betão armado	3			
	4 - Misto (alvenaria)	4			
	Separação dos pisos				
	1 - Estrutura de madeira	6		1	
	2 - Laje em betão armado	0			
	3 - Laje em betão armado executada sob pavimento original em madeira	4			
4 - Ausente (piso térreo)	8				
Fundações – fonte de informação					
1 - Directa (desenhos de projecto, construtor)	0				
2 - Indirecta (proprietário, inquilino, pessoal administrativo, por semelhança com estrutura conhecida, por estimativa)	3		1		
Intervenções de reestruturação					
1 - Não há conhecimento	2		1		
2 - Abertura/aumento de vão nas fachadas (ou paredes resistentes)	6				
3 - Ampliação/alteração mantendo o sistema construtivo	0				
4 - Ampliação/alteração melhorando o sistema construtivo	3				
5 - Consolidação (da estrutura portante ou das fundações)	6				
6 - Remodelação da fachada	3				
7 - Pequenas obras interiores	0				
Estado da intervenção⁽¹⁾					
1 - Já realizada ou em curso	1 0		1		
2 - Em projecto ou projecto em apreciação	0 1				
Número de caves do edifício					
1 - Não há	0				
2 - Um ou mais pisos enterrados	2		1		
Total parcial				19	

⁽¹⁾Coefficientes de multiplicação para a correcção do peso das intervenções

ORIENTAÇÃO E POSIÇÃO DO IMÓVEL

Valor máximo: 25	Posição relativa⁽²⁾	Índice		Escolha	
	Túnel $x/D < 1$ $1 < x/D < 3$ $x/D > 3$	Escavação $x/H < 0,6$ $0,6 < x/H < 2$ $x/H > 2$		T ou E 1 0,5 0	
	Orientação	$L_1 / L_2 < 0,5$ $0,5 < L_1 / L_2 < 2$ $L_1 / L_2 > 2$		E 1	
	CP	LP	CP	LP	
	5	10	1	1	
6	6				
10	5				
Agrupamento do edifício (só para $x/D < 2$ ou $x/H < 1$)					
1 - Edifício isolado - tipo A ($L_1, L_2 < 2D$ ou $< H$) ⁽³⁾	15		1		
2 - Edifício isolado - tipo B ($L_1, L_2 > 2D$ ou $> H$)	5				
3 - Edifício isolado - tipo C ($L_1 < 2D$ ou $< H$; $L_2 > 2D$ ou $> H$)	10				
4 - Edifício isolado - tipo D ($L_1 > 2D$ ou $> H$; $L_2 < 2D$ ou $< H$)	10				
5 - Edifício em grupo paralelo ao eixo do túnel ou à face da escavação	0 7				
6 - Edifício em grupo perpendicular ao eixo do túnel ou à face da escavação	7 0				
Total parcial				20 25	

⁽¹⁾Coefficientes de multiplicação de Orientação e Agrupamento

⁽²⁾Inclui também as casas de extremidade do grupo 6

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	2/2

FUNCIONALIDADE DO IMÓVEL

Valor máximo: 10	Característica	Índice	Escolha
	Utilização do imóvel		
	1 - Edifício muito sensível (hospital, clínica, indústria/oficina com instrumentação sensível, etc)	10	
	2 - Edifício de sensibilidade normal (estabelecimento comercial, habitação, hotel pensão, consultórios médicos, arrecadações englobadas nas fracções de habitação, igreja, oficina sem instrumentação sensível)	5	1
	3 - Edifício de sensibilidade reduzida (arrecadações constituindo fracções independentes, parque de estacionamento)	0	
	Total parcial		5

ASPECTO ESTÉTICO DO IMÓVEL

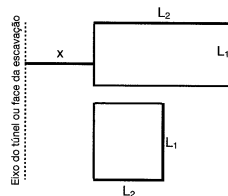
Valor máximo: 20	Característica	Índice	Escolha
	Vínculo histórico-artístico		
	1 - Não	0	
	2 - Sim	12	1
	Divisórias		
	1 - Tabique em madeira revestido a argamassa	4	1
	2 - Tabique em madeira sem reboco (ou "em madeira")	2	
	3 - Alvenaria de tijolos	4	
	4 - Em gesso (ou gesso cartonado)	2	
	5 - Em alumínio + vidro (ou platex ou madeira)	1	
	6 - Outros	0	
	Revestimento do alçado		
	1 - Azulejo artístico decorativo	4	1
	2 - Material cerâmico vulgar	2	
	3 - Reboco (pintado ou carapinhado)	3	
	4 - Outro	1	
		Total parcial	

CONSERVAÇÃO DO IMÓVEL

Valor máximo: 20	Característica	Índice	Escolha
	Estado de conservação		
	1 - Bom	0	
	2 - Razoável	4	1
	3 - Mau	8	
	Sinais de assentamento nas imediações do edifício		
	1 - Sim	4	
	2 - Não	0	1
	Fissuras e rachadas nos alçados		
	1 - Rachadelas	8	
	2 - Fissuras	5	1
3 - Fissuras ligeiras	3		
	Total parcial		9

Índice de vulnerabilidade a longo prazo: 78
Índice de vulnerabilidade a curto prazo: 73

Legenda:
 L₁ - dimensão medida na direcção paralela ao traçado
 L₂ - dimensão medida na direcção perpendicular ao traçado
 CP - condição de curto prazo
 LP - condição de longo prazo
 x - distância do edifício ao eixo do túnel ou à face da escavação
 D - diâmetro do túnel
 H - altura da escavação



ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA

Obra -
Edifício -
Curva Base -

Exemplo 1
Túnel

1 - DADOS RELATIVOS AO TÚNEL

D = 6 m
H = 8 m
B = 0 m

2 - DADOS DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

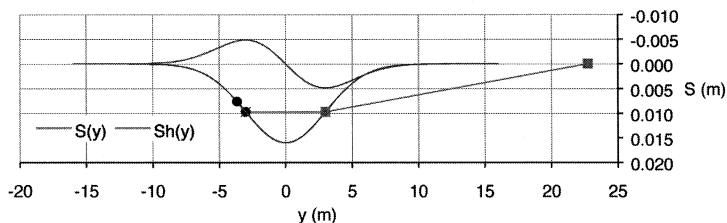
a = 0.50 %
A = 0.120 m²
Tipo: **Gauss**
K = 0.5
f = 1.00

3 - DADOS RELATIVOS AO EDIFÍCIO

H = 14 m
L = 26.4 m
z = 2.00 m
E/G = 2.60
I = 228.67 m⁴/m
y₁ = -3.65 m
y₂ = 22.75 m
Iv = 78

4 - DEFINIÇÃO DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

S_{máx} = 0.016012 m v = 0.30
i = 3.000



5 - CÁLCULO DE EXTENSÕES

Troço	1	2	3
L	0.650	6.00	19.75
Δ	0.00001	-0.00630	0.00681
Δ/L	0.00181%	-0.10500%	0.03447%
ε _n	0.03218%	-0.16186%	0.02459%
I	914.67	228.67	914.67
ε _b	0.00006%	0.06612%	0.03317%
ε _d	0.00181%	0.10028%	0.03057%
ε _{b,d}	0.0322%	-0.0957%	0.0578%
ε _{d,t}	0.03225%	0.08870%	0.04310%
ε _{máx}	0.0323%	0.0887%	0.0578%

tração (+)
compressão (-)

ε_{lim} = **0.089%**

ε_{lim,cor} = **0.155%**

Tipo de dano: **Médio**

F_R = 1.75

Categoria de risco: **3**

- **Estético/Funcional**

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE (I_v)

EDIFÍCIO	Exemplo 2
----------	-----------

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	1/2

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO IMÓVEL

Valor máximo: 25	Característica	Índice		Escolha	
	Valor máximo: 25	Elementos verticais resistentes 1 - Alvenaria 2 - Estrutura metálica 3 - Betão armado 4 - Misto (alvenaria)	6 0 3 4		1
Separação dos pisos 1 - Estrutura de madeira 2 - Laje em betão armado 3 - Laje em betão armado executada sob pavimento original em madeira 4 - Ausente (piso térreo)		6 0 4 8		1	
Fundações – fonte de informação 1 - Directa (desenhos de projecto, construtor) 2 - Indirecta (proprietário, inquilino, pessoal administrativo, por semelhança com estrutura conhecida, por estimativa)		0 3		1	
Intervenções de reestruturação 1 - Não há conhecimento 2 - Abertura/aumento de vão nas fachadas (ou paredes resistentes) 3 - Ampliação/alteração mantendo o sistema construtivo 4 - Ampliação/alteração melhorando o sistema construtivo 5 - Consolidação (da estrutura portante ou das fundações) 6 - Remodelação da fachada 7 - Pequenas obras interiores		2 6 0 3 3 0	6 6	1	
Estado da intervenção⁽¹⁾ 1 - Já realizada ou em curso 2 - Em projecto ou projecto em apreciação		1 0	0 1	1	
Número de caves do edifício 1 - Não há 2 - Um ou mais pisos enterrados		0 2		1	
Total parcial				20	

⁽¹⁾Coefficientes de multiplicação para a correcção do peso das intervenções

ORIENTAÇÃO E POSIÇÃO DO IMÓVEL

Valor máximo: 25	Posição relativa ⁽²⁾	Índice		Escolha		
	Valor máximo: 25	Túnel x/D < 1 1 < x/D < 3 x/D > 3	Escavação x/H < 0,6 0,6 < x/H < 2 x/H > 2		T ou E 1 0,5 0	E 1
Orientação L ₁ / L ₂ < 0,5 0,5 < L ₁ / L ₂ < 2 L ₁ / L ₂ > 2		CP 5 6 10	LP 10 6 5	CP 1	LP 1	
Agrupamento do edifício (só para x/D < 2 ou x/H < 1) 1 - Edifício isolado - tipo A (L ₁ , L ₂ < 2D ou < H) ⁽³⁾ 2 - Edifício isolado - tipo B (L ₁ , L ₂ > 2D ou > H) 3 - Edifício isolado - tipo C (L ₁ < 2D ou < H; L ₂ > 2D ou > H) 4 - Edifício isolado - tipo D (L ₁ , L ₂ > 2D ou > H; L ₂ < 2D ou < H) 5 - Edifício em grupo paralelo ao eixo do túnel ou à face da escavação 6 - Edifício em grupo perpendicular ao eixo do túnel ou à face da escavação		15 5 10 10 0 7 7 0			1	
Total parcial				20	25	

⁽¹⁾Coefficientes de multiplicação de Orientação e Agrupamento

⁽²⁾Inclui também as casas de extremidade do grupo 6

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	2/2

FUNCIONALIDADE DO IMÓVEL

Valor máximo: 10	Característica	Índice	Escolha
	Utilização do imóvel		
	1 - Edifício muito sensível (hospital, clínica, indústria/oficina com instrumentação sensível, etc)	10	
	2 - Edifício de sensibilidade normal (estabelecimento comercial, habitação, hotel pensão, consultórios médicos, arrecadações englobadas nas fracções de habitação, igreja, oficina sem instrumentação sensível)	5	1
	3 - Edifício de sensibilidade reduzida (arrecadações constituindo fracções independentes, parque de estacionamento)	0	
	Total parcial		5

ASPECTO ESTÉTICO DO IMÓVEL

Valor máximo: 20	Característica	Índice	Escolha
	Vínculo histórico-artístico		
	1 - Não	0	
	2 - Sim	12	1
Divisórias			
	1 - Tabique em madeira revestido a argamassa	4	
	2 - Tabique em madeira sem reboco (ou "em madeira")	2	1
	3 - Alvenaria de tijolos	4	
	4 - Em gesso (ou gesso cartonado)	2	
	5 - Em alumínio + vidro (ou platerx ou madeira)	1	
	6 - Outros	0	
Revestimento do alçado			
	1 - Azulejo artístico decorativo	4	
	2 - Material cerâmico vulgar	2	
	3 - Reboco (pintado ou carapinhado)	3	1
	4 - Outro	1	
	Total parcial		7

CONSERVAÇÃO DO IMÓVEL

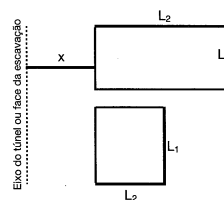
Valor máximo: 20	Característica	Índice	Escolha
	Estado de conservação		
	1 - Bom	0	
	2 - Razoável	4	1
	3 - Mau	8	
Sinais de assentamento nas imediações do edifício			
	1 - Sim	4	
	2 - Não	0	1
Fissuras e rachadas nos alçados			
	1 - Rachadelas	8	1
	2 - Fissuras	5	
	3 - Fissuras ligeiras	3	
	Total parcial		12

Índice de vulnerabilidade a longo prazo: 69

Índice de vulnerabilidade a curto prazo: 64

Legenda:

L₁ - dimensão medida na direcção paralela ao traçado
 L₂ - dimensão medida na direcção perpendicular ao traçado
 CP - condição de curto prazo
 LP - condição de longo prazo
 x - distância do edifício ao eixo do túnel ou à face da escavação
 D - diâmetro do túnel
 H - altura da escavação



ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA

Obra -
Edifício -
Curva Base -

Exemplo 2
Tímpano

1 - DADOS RELATIVOS À PAREDE

1.1 Geometria

He = 18.2 m
Hp = m
B = 12 m
 $\phi' = 0^\circ$
Hb = 12.00 m
D = 30.20 m

1.2 Curva de deslocamentos inicial

Sh₁ = 0.002 m
Ac₁ = 0.030 m²

1.3 Curva de deslocamentos final

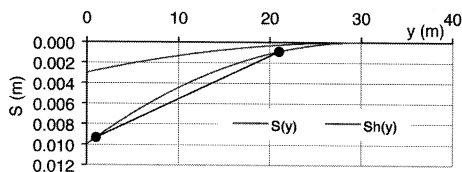
Sh₂ = 0.003 m
A_T = 0.076 m²
Ac₂ = 0.045 m²
A_s = 0.031 m²

2 - DADOS RELATIVOS AO EDIFÍCIO

H = 12 m
L = 20 m
E/G = 2.60
I = 144.00 m⁴/m
y₁ = 1.00 m
y₂ = 21.00m
Iv = 69

3 - DEFINIÇÃO DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

A_c = 0.05 m²
Tipo = Tímpano
S_{h,máx} = 0.003 m
S_{máx} = 0.010 m
i = NE
v = 0.30



4 - CÁLCULO DE EXTENSÕES

Troço	1	2	3
L	20.000	NE	NE
Δ	0.00110	NE	NE
Δ/L	0.00548%	NE	NE
ϵ_h	0.01263%	NE	NE
	Tracção	NE	NE
I	576.00	NE	NE
ϵ_b	0.00597%	NE	NE
ϵ_d	0.00465%	NE	NE
$\epsilon_{b,d}$	0.0186%	NE	NE
$\epsilon_{d,d}$	0.01386%	NE	NE
$\epsilon_{máx}$	0.0186%	NE	NE

tracção (+)
compressão (-)

$\epsilon_{im} = 0.019\%$

$\epsilon_{im,cor} = 0.033\%$

Tipo de dano: Irrelevante (não visível)

$F_R = 1.75$

Categoria de risco: 0

- Estético

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA

Obra -
Edifício -
Curva Base -

Exemplo 3
Concâva

1 - DADOS RELATIVOS À PAREDE

1.1 Geometria

He = 7.5 m
Hp = m
B = 6 m
 ϕ° = 32°
Hb = 5.41 m
D = 7.16 m

1.2 Curva de deslocamentos inicial

Sh₁ = 0.002 m
Ac₁ = 0.020 m²

1.3 Curva de deslocamentos final

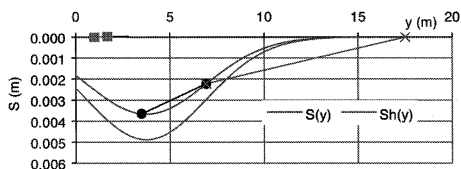
Sh₂ = 0.005 m
A_T = 0.080 m²
Ac₂ = 0.030 m²
As = 0.050 m²

2 - DADOS RELATIVOS AO EDIFÍCIO

H = 20 m
L = 14 m
E/G = 2.60
I = 666.67 m⁴/m
y₁ = 3.50 m
y₂ = 17.50 m
Iv = 49

3 - DEFINIÇÃO DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

A_c = 0.03 m²
Tipo = Concâva
S_{h,máx} = 0.005 m
S_{máx} = 0.004 m
i = 3.185
v = 0.30



4 - CÁLCULO DE EXTENSÕES

Troço	1	2	3
L	3.435	10.57	NE
Δ	-0.00036	0.00109	NE
Δ/L	-0.01062%	0.01036%	NE
ϵ_b	0.05558%	0.02807%	NE
	Compressão	Tracção	NE
I	666.67	2666.67	NE
ϵ_b	0.00278%	0.00414%	NE
ϵ_d	0.01054%	0.01018%	NE
$\epsilon_{b,t}$	0.0584%	0.0322%	NE
$\epsilon_{d,t}$	0.05708%	0.03072%	NE
$\epsilon_{máx}$	0.0584%	0.0322%	NE

tracção (+)
compressão (-)

$\epsilon_{lim} = 0.058\%$

$\epsilon_{lim,cor} = 0.088\%$

Tipo de dano: **Ligeiro**

F_R = 1.50

Categoria de risco: **2**

- **Estético**

- 3 **Editorial**
- 5 **Tratamento de solos através de colunas de Jet Grouting**
Alexandre Pinto, João Falcão, Francisco Pinto, José Melo Ribeiro
- 21 **Desenvolvimento, efeitos e mitigação de liquefacção induzida por sismos: um estudo exaustivo baseado em modelação física dinâmica na centrifugadora**
Paulo A. Lopes de F. Coelho, Stuart K. Haigh, S. P. Gopal Madabhushi
- 53 **Comportamento estrutural de barragens portuguesas de enrocamento com cortina a montante**
Fernando Pardo de Santayana, Eduardo Fortunato, António A. Veiga Pinto
- 69 **Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da Barragem de Odelouca**
João Bilé Serra, Laura Caldeira, Andrea Brito
- 79 **Campo experimental do ISC'2 – Previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente**
Jaime A. Santos, António Viana da Fonseca, Elisabete Costa Esteves
- 91 **Combinação de métodos geofísicos de mecânicos para a caracterização do perfil de solo residual do ISC2 na FEUP**
António Viana da Fonseca, Jorge M. Carvalho, Cristiana Ferreira, Jaime A. Santos, Fernando Almeida
- 109 **Danos em edifícios induzidos por escavações**
João Candeias Portugal, Alexandre Portugal, Acácio Santo
- 133 **Pressiómetros de Ménard e autoperfurador de Cambridge: correlações entre parâmetros mecânicos em solos argilosos miocénicos de Lisboa**
António G. F. de Sousa Coutinho, Marco A. Ludovico Marques