

INFLUÊNCIA DA FORMA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA DO SOLO NO COMPORTAMENTO DE UM TÚNEL. AVALIAÇÃO DE DANOS

Influence of the ground yield surface shape on tunnel behaviour.
Building damage assessment

Catarina Cota*

Ana Vieira**

João R. Maranhã***

RESUMO – Com o aumento da densidade populacional o espaço disponível para construção tem-se tornado mais limitado. Esta limitação tem levado a uma exploração crescente do subsolo, onde a solução em túnel se torna cada vez mais atractiva devido às suas inúmeras vantagens. O recurso crescente a este tipo de solução está suportado, em grande parte, pelos desenvolvimentos verificados nas últimas décadas nos métodos numéricos, que permitem estudos de modelação e avaliação da segurança estrutural de obras complexas do ponto de vista do seu faseamento construtivo, da sua geometria e da interacção solo-estrutura. Esta complexidade passa também por uma reprodução adequada do comportamento dos solos onde estas estruturas se inserem. Neste trabalho pretende-se ilustrar a importância da forma da superfície de cedência do modelo de comportamento do solo na estimativa das deformações provocadas pela construção de um túnel mediante alterações em relação à forma estabelecida no modelo Cam-clay Modificado (MCCM). O modelo é aplicado ao caso de um túnel executado numa argila sobreconsolidada da cidade de Lisboa. Note-se que o MCCM sobrestima a resistência deste tipo de solo para certas trajectórias de tensão. Pretende-se também compreender que impacto essas alterações no modelo têm na avaliação de danos em estruturas à superfície.

SYNOPSIS – With the increasing growth of the population density in urban areas, space for construction is becoming more and more scarce and underground construction is an alternative increasingly used due to its advantages. This increased use has been heavily supported in the last decades by major developments in modeling and structural safety assessment of complex underground works, as regards its construction stages, geometry and soil-structure interaction. Some of these developments are due to the use of numerical methods. The aim of this work is to assess the influence of the soil model's yield surface shape on the ground deformation evaluation resulting from tunnel excavation in overconsolidated Lisbon clay, by means of an improvement in the Modified Cam-clay model (MCCM) which consists in changing the shape of the soil's yield surface. The effect of these changes on surface buildings damage assessment is performed.

PALAVRAS CHAVE – Túneis superficiais, modelação elastoplástica, danos em edifícios.

NOTA DO EDITOR – Este artigo foi submetido à Revista Geotecnia em face da atribuição do Prémio Jovens Geotécnicos em Língua Portuguesa de 2013 à sua primeira autora, tendo por base a dissertação de mestrado apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e desenvolvida no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, ao abrigo do protocolo existente entre estas duas entidades.

* JetSJ, Geotecnia, Lisboa, Portugal. E-mail: ccota@jetsj.pt

** Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
E-mail: avieira@lnec.pt

*** Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
E-mail: jmaranha@lnec.pt

1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho dedica-se à análise da influência da forma da superfície de cedência do modelo constitutivo utilizado para reproduzir o comportamento do solo, no comportamento de túneis executados em formações argilosas sobreconsolidadas. Pretende-se analisar, para este tipo de terreno, as consequências da execução destas obras sobre as estruturas situadas à superfície, através da estimativa dos danos causados, com recurso a análises numéricas em estado plano de deformação com o programa FLAC (Itasca, 2005).

A abertura de um túnel traduz-se na eliminação das tensões instaladas na sua superfície e, conseqüentemente, na deformação do maciço em torno da abertura. Para o caso de túneis a profundidades relativamente reduzidas, estas deformações manifestam-se à superfície através de bacias de subsidência (Figura 1), podendo afectar as estruturas localizadas na sua área de influência. Os movimentos à superfície e o modo como estes afectam e interagem com as estruturas em áreas urbanas devem ser adequadamente avaliados de modo a que se possam alcançar níveis de segurança satisfatórios.

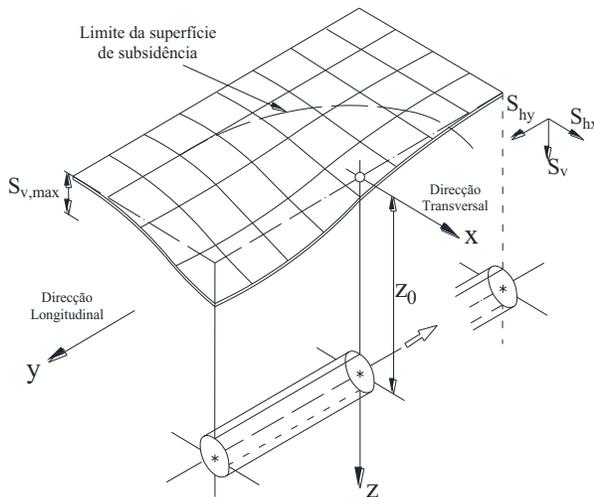


Fig. 1 – Geometria da superfície de subsidência (Uriel e Sagaseta, 1989).

Os movimentos devidos à escavação de túneis dependem do tipo de terreno, do método construtivo utilizado e da distância de colocação do suporte relativamente à frente de escavação. Nas análises numéricas em estado plano de deformação recorre-se frequentemente ao método convergência-confinamento (Panet e Guenot, 1982), que permite simular o faseamento construtivo e aproximar o carácter tridimensional dos movimentos do terreno. No entanto, as análises bidimensionais têm sido alvo de alguma atenção devido à dificuldade em estimar a distribuição dos assentamentos à superfície (curva de subsidência) (e.g. Potts e Zdravkovic, 2001; Burland *et al.*, 2001; Puzrin *et al.*, 2012), aproximada muitas vezes de modo empírico aos dados de campo pela equação de Gauss:

$$S_v(x) = S_{v,max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

onde S_v e $S_{v,max}$ representam o assentamento a uma distância x do eixo de simetria do túnel, e o assentamento máximo (sobre o eixo de simetria do túnel), respectivamente. O parâmetro i representa a distância do ponto de inflexão da curva ao eixo de simetria do túnel (Fig. 2), no qual a curva

apresenta o seu maior declive (ou maior índice de deflexão). Para este último parâmetro, O'Reilly e New (1982) propuseram a equação (2) para a sua estimativa:

$$i = Kz_0 \quad (2)$$

onde K é um parâmetro que depende do tipo de solo (para solos argilosos é comum o valor 0,5) e z_0 a profundidade do eixo do túnel.

Em relação aos movimentos horizontais, e de acordo com O'Reilly e New (1982), é comum admitir que os movimentos do solo são dirigidos para o centro do túnel. Assim, os deslocamentos horizontais na direcção transversal, S_{hx} , podem ser expressos através da equação (3):

$$S_{hx}(x) = -\frac{xS_v(x)}{z_0} \quad (3)$$

A Figura 2 mostra que o deslocamento horizontal é nulo sobre o eixo de simetria e o seu valor máximo ocorre no ponto de inflexão da curva, i . É igualmente representado na figura o perfil das extensões horizontais, ε_{hx} , obtido derivando o deslocamento horizontal em ordem a x :

$$\varepsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left(\frac{x^2}{i^2} - 1 \right) \quad (4)$$

Da equação (4) resulta que, na zona compreendida pelos pontos de inflexão, a extensão horizontal é de compressão e a curva de assentamentos é do tipo côncava (*sagging*). Na restante região a extensão é de tracção e a curva é do tipo convexa (*hogging*).

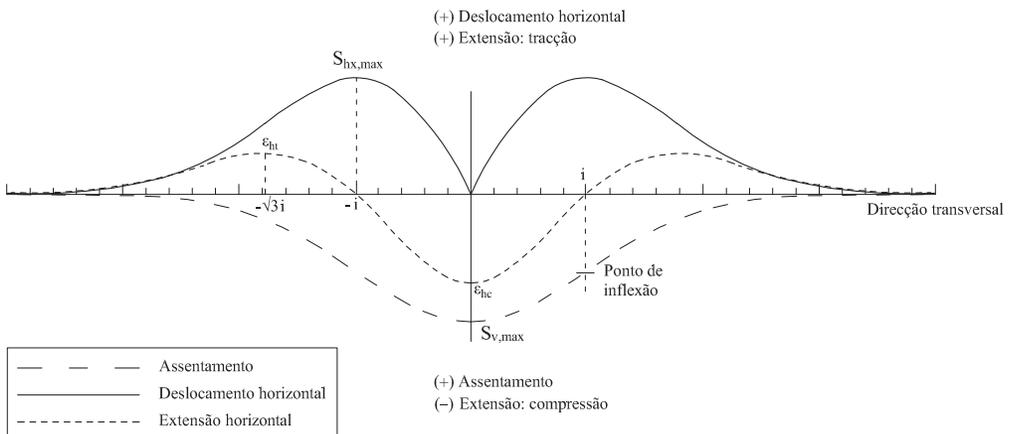


Fig. 2 – Curvas de assentamento vertical, deslocamento e extensão horizontal na direcção transversal (Franzius, 2003).

Apesar dos assentamentos à superfície constituírem a forma mais directa de descrever os movimentos do solo resultantes da abertura de um túnel, por vezes os túneis em meio urbano são escavados nas proximidades de outros túneis, de fundações profundas e/ou outras estruturas enterradas. Deste modo, é também importante estimar os assentamentos a diferentes profundidades e compreender como estes se relacionam com os assentamentos à superfície.

Os dados referentes aos perfis de assentamentos sub-superficiais são menos abundantes que os perfis de assentamentos à superfície. Mair *et al.* (1993) assumiram que, à semelhança dos primeiros, os perfis de assentamento em profundidade são também caracterizados por uma função de distribuição normal ou gaussiana, conforme ilustrado na Figura 3. Através da figura é possível observar que os assentamentos aumentam em profundidade e a abscissa do ponto de inflexão, i , diminui, obtendo-se curvas mais estreitas e com maior magnitude.

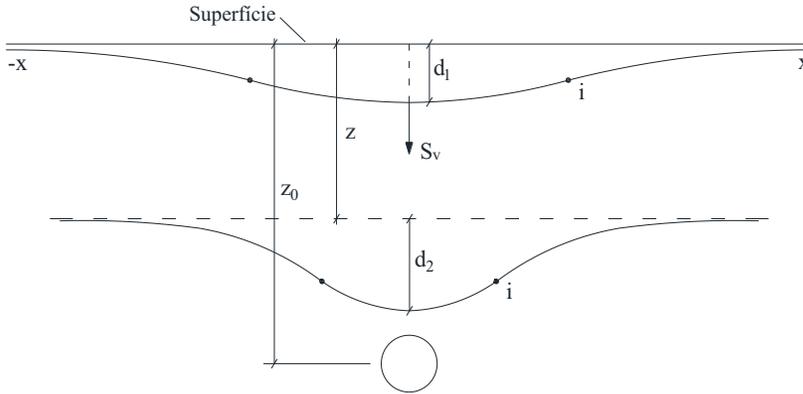


Fig. 3 – Perfil de assentamentos superficiais e sub-superficiais (Mair *et al.*, 1993).

Os movimentos impostos pela construção de túneis são susceptíveis de induzir danos nas estruturas localizadas na sua área de influência. Na avaliação de danos no edificado provocados por obras de escavação é comum recorrer a uma análise faseada, tal como a proposta por Mair (1996). Esta análise divide-se em três fases e considera, inicialmente, métodos rápidos e simplificados, sendo posteriormente refinada, caso os resultados obtidos não cumpram certos critérios estabelecidos, como o assentamento máximo e a rotação máxima que caracterizam os movimentos das fundações. Dependendo da categoria de danos obtida poderá ser necessário continuar a análise considerando a presença do edifício, modelado de forma detalhada e se possível recorrendo a análise tridimensional, avaliando assim adequadamente a interacção solo-estrutura. De acordo com esta análise, a estimativa dos danos nas fases preliminares recorre-se das curvas de subsidências e de extensões horizontais à superfície, no local de implantação de um determinado edifício, sem a presença deste (as designadas distribuições em campo livre ou *greenfield*), e também a uma análise simplificada da presença do edifício, modelado através de uma viga simples, tomando em conta a interacção solo-estrutura com a introdução da rigidez relativa modificada. É assim determinante uma previsão adequada da resposta do terreno face à solicitação imposta pela escavação para a categoria de danos susceptível de ser imposta ao edifício. Deve então ser utilizado um modelo constitutivo capaz de reproduzir adequadamente a resposta do terreno.

Neste trabalho procura-se evidenciar a importância da consideração de uma lei constitutiva adequada para solos sobreconsolidados na resposta do terreno face à escavação de um túnel e na subsequente estimativa da classe de danos. Inicialmente descreve-se a formulação de um modelo elásto-plástico incremental, baseado no modelo de estados críticos com duas alterações propostas na sua formulação original: uma alteração na zona super-crítica, para melhor aproximar a resistência dos solos sobreconsolidados quando submetidos a trajectórias nesta zona do espaço de tensões, e uma alteração para estados de tensão sem simetria axial (superfície não circular no plano deviatórico). Numa primeira fase é descrita a formulação do modelo ilustrando-se, de seguida, as respostas obtidas pelo modelo para um ensaio triaxial convencional e um ensaio em estado de deformação plana (sem simetria axial) e, numa fase seguinte, a influência destas alterações nas deformações à superfície de um túnel executado numa formação argilosa ocorrente na cidade de Lisboa (*Argilas dos Prazeres*). A consequência destas alterações na estimativa de danos em edifícios é por fim avaliada.

2 – MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS COM CORREÇÃO DA FORMA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

Maranha (1997) propôs uma alteração da forma da superfície de cedência do MCCM, baseada no facto de este modelo sobreestimar a resistência do solo na zona super-crítica no caso de solos argilosos sobreconsolidados. Através de uma alteração de coordenadas, a superfície de cedência corrigida passou a ser definida como (Fig. 4):

$$f(\sigma_{ij}) = (\bar{q} - \bar{p})^2 + L(\bar{q} - \frac{\bar{p}_c}{2})\bar{p} = 0 \quad (5)$$

em que $\bar{q} = q/M$ (sendo q a tensão deviatória e M a inclinação da linha de estados críticos), $\bar{p} = p + p_i$ (sendo p a tensão média efectiva), $\bar{p}_c = p_c + p_i$, sendo p_i o valor da resistência à tracção no eixo hidrostático. Quando $\bar{q} < \bar{p}$, ou seja, quando o estado de tensão está abaixo da linha de estados críticos, o parâmetro L assume o valor 2, caso contrário é função de μ . Por sua vez, μ é um parâmetro de achatamento que varia entre 0 e 1. Se for igual a 1 a superfície de cedência será idêntica à do MCCM, e se tomar o valor 0, então a superfície de cedência na zona super-crítica será igual à própria linha de estados críticos.

A alteração da forma da superfície de cedência inclui também uma translação p_i , tanto da superfície de cedência como da linha de estados críticos ao longo do eixo p , o que permite a modelação de uma parcela de coesão (Maranha, 1997).

A Figura 4 mostra a zona corrigida da elipse na zona super-crítica. O parâmetro μ é definido como a relação e/c . Impondo que a elipse tenha uma tangente horizontal no ponto C e uma tangente vertical no ponto O , é possível obter a seguinte relação entre L e μ :

$$L = \frac{4\mu}{1 + \mu} \quad (6)$$

Para estados de tensão de compressão triaxial a função de cedência é definida por um valor do ângulo de Lode, $\theta = \pi/6$ (Figura 5). Para estados de tensão generalizados foi igualmente proposta uma alteração da superfície de cedência, uma vez que os valores da resistência ao corte são sobreestimados para a forma circular, sobretudo quando a trajectória de tensões é de extensão triaxial. Assim, no espaço tridimensional, a função de cedência passa a ser definida por:

$$\bar{q} = \frac{q}{M(\theta)} = \frac{q}{M_c g(\theta)} \quad (7)$$

onde M_c é a inclinação da linha de estados críticos num meridiano de compressão triaxial ($q = M_c p$) e $g(\theta)$ a função que descreve a forma da secção deviatória. Para o caso mais simples, correspondente a $g(\theta) = 1$, a função descreve um círculo no plano deviatório, como acontece com o MCCM.

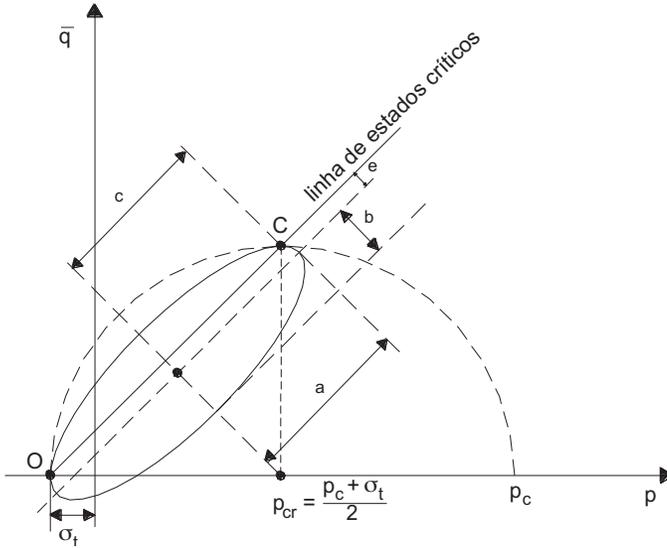


Fig. 4 – Modelo de estados críticos com a superfície de cedência corrigida para uma elipse achatada na zona super-crítica (Maranha, 1997).

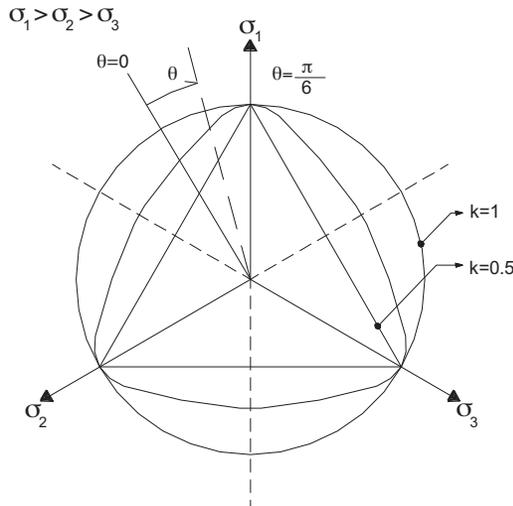


Fig. 5 – Secção de William e Warnke no plano triaxial.

Na formulação estabelecida por William e Warnke (1975), citado por Vieira (2006), esta função descreve um arco elíptico, tal que $g'(\pi/6) = g'(-\pi/6) = 0$, isto é, a linha não tem vértices. Obtém-se assim uma transição suave entre $g(-\pi/6) = k$ e $g(\pi/6) = 1$, onde k é a relação entre o valor da linha de estados críticos num meridiano de extensão e um meridiano de compressão ($k = M_e/M_c$). A dependência de θ é dada por:

$$g(\theta) = \frac{2(1-k^2)\cos(\theta + \frac{\pi}{6}) + (2k-1)\sqrt{4(1-k^2)\cos^2(\theta + \frac{\pi}{6}) + 5k^2 - 4k}}{4(1-k^2)\cos^2(\theta + \frac{\pi}{6}) + (2k-1)^2} \quad (8)$$

onde o ângulo de *Lode* é definido pela equação:

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{27 \det(s_{ij})}{2q^3} \right] \quad (9)$$

Por vezes k pode ser dado pelo modelo de Mohr-Coulomb, de acordo com:

$$k = \frac{3 - \sin(\phi)}{3 + \sin(\phi)} \quad (10)$$

A formulação de William e Warnke é convexa na gama $k = 1/2$ (correspondente a $\phi = 90^\circ$) a $k = 1$ (quando $\phi = 0^\circ$) (Figura 5).

No caso do modelo de estados críticos com a superfície corrigida, o gradiente da função de cedência é agora dado pela expressão (Maranha, 1997):

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = A s_{ik} s_{kj} + B s_{ij} + C \delta_{ij} \quad (11)$$

com:

$$A = -\frac{9g'(\theta)[2(\bar{q} - \bar{p}) + L\bar{p}]}{2M_c g^2(\theta) q^2 \cos(3\theta)} \quad (12)$$

$$B = \frac{3[2(\bar{q} - \bar{p}) + L\bar{p}]}{2M_c g(\theta) q} \left[1 + \frac{27g'(\theta) \det(s_{ij})}{2g(\theta) q^3 \cos(3\theta)} \right] \quad (13)$$

$$C = \frac{1}{3} \left[2(\bar{p} - \bar{q}) + L \left(\bar{q} - \frac{\bar{p}_c}{2} \right) \right] + \frac{g'(\theta)[2(\bar{q} - \bar{p}) + L\bar{p}]}{M_c g^2(\theta) \cos(3\theta)} \quad (14)$$

onde σ_{ij} é o tensor das tensões, s_{ij} parte deviatórica do tensor das tensões e δ_{ij} é o delta de Kronecker (tensor identidade).

Duas situações ocorrem quando as expressões dadas para o gradiente se tornam singulares. Uma é quando o estado de tensão é isotrópico, isto é, $q = 0$, caso em que A , B e C tomam os seguintes valores:

$$A = B = 0 \Rightarrow C = \frac{1}{3} \left[2(\bar{p} - \bar{q}) + L \left(\bar{q} - \frac{\bar{p}_c}{2} \right) \right] \quad (15)$$

A outra situação irregular ocorre quando o estado de tensão está num plano triaxial de compressão ou extensão ($\theta = \pm \pi/6$), casos em que A e C assumem os mesmos valores do caso de tensão isotrópica e B é agora dado por:

$$B = \frac{3}{2qM_c g(\theta)} [2(\bar{q} - \bar{p}) + L\bar{p}] \quad (16)$$

A Figura 6 ilustra um exemplo de superfície de cedência corrigida para os parâmetros indicados (Maranha, 1997):

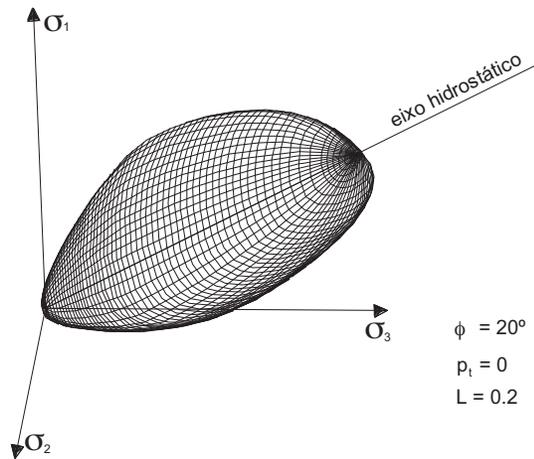


Fig. 6 – Função de cedência do modelo de estados críticos com correção da elipse na zona super-crítica e dependência do ângulo de Lode (Maranha, 1997).

Como primeiro teste ao modelo de estados críticos com a superfície de cedência corrigida na zona super-crítica considerou-se um carregamento triaxial não drenado num elemento com dimensões unitárias, submetido a uma taxa de deformação axial constante, $\epsilon_a = 10^{-5} s^{-1}$, após um estado de consolidação isotrópica, caracterizado por $p' = 200 kPa$. O carregamento foi imposto ao elemento de solo fazendo-se variar o parâmetro de achatamento, μ , entre 0,05 e 1,0.

Os parâmetros do solo usados no modelo foram os utilizados no estudo do túnel e estão definidos no Quadro 1 da secção 3, onde λ e κ são as constantes de compressibilidade do MCCM, v_0 , o volume específico inicial e γ_{sat} o peso volúmico saturado do solo.

Os resultados obtidos permitiram definir as trajectórias de tensão não drenadas no plano $p'-q$ que se apresentam na Figura 7a), onde se mostra igualmente a superfície de cedência inicial para $\mu = 1,0$ e a correspondente linha de estados críticos. Os resultados da evolução da deformação axial, ϵ_a , em função da tensão deviatórica, q , são mostrados na Figura 7b).

A análise dos resultados evidencia que o parâmetro de achatamento, μ , altera significativamente as trajectórias de tensão, sendo atingida a superfície de cedência para valores sucessivamente menores da tensão distorcional com a diminuição de μ . Para $\mu = 0,05$, a superfície de cedência é alcançada para uma tensão deviatórica cerca de 30% inferior à correspondente a $\mu = 1,0$, ou seja, adoptando o MCCM sem alterações. Uma vez alcançada a superfície de cedência, verifica-se também um aumento da deformação axial, ϵ_a , para a mesma tensão deviatórica, q , com a diminuição dos valores de μ .

O modelo foi também testado para um carregamento sem simetria axial, em estado plano de deformação (biaxial), em condições não drenadas e para o mesmo solo, com o intuito de analisar adicionalmente a influência da forma da superfície de cedência no plano deviatórico. À semelhança do exemplo anterior, aplicou-se uma taxa de deformação axial constante $\epsilon_a = 10^{-5} s^{-1}$ e fez-se variar o parâmetro k entre 0,55 e 1,0 para $\mu \approx 0,072$ (Vieira, 2006).

Na Figura 8(a) estão representadas as trajectórias de tensão no plano $p'-q$ e as respectivas linhas de estados críticos projectadas no mesmo plano. Inicialmente, a trajectória de tensões corresponde a uma trajectória de corte puro ($\theta = 0$), uma vez que o solo está apenas sujeito a variações da tensão deviatórica. É possível observar que o valor da tensão de cedência (estado de

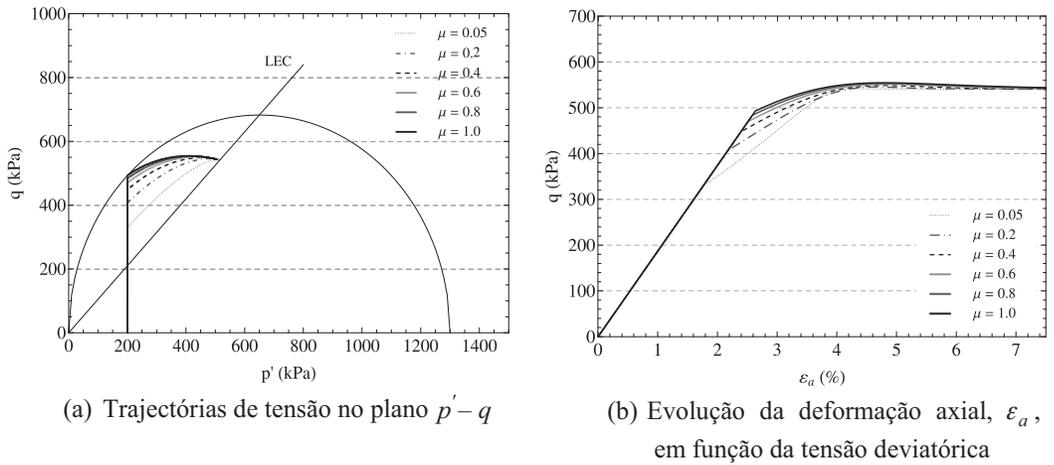


Fig. 7 – Influência do parâmetro de achatamento μ num carregamento triaxial.

tensão onde a trajetória encontra a superfície) diminui substancialmente à medida que k decresce. Por exemplo, para $k = 0,55$, a tensão deviatórica de cedência toma o valor $q = 267\text{kPa}$, enquanto que para $k = 1,0$ tem-se $q = 425\text{kPa}$. A redução do valor de k conduz também a uma diminuição da inclinação da LEC para estados de tensão distintos da compressão triaxial, como se pode ver na mesma figura.

A evolução da deformação axial, ε_a , em função da tensão deviatórica, q , é apresentada na Figura 8(b). Do mesmo modo, também neste caso é evidente o aumento significativo da deformação axial com a diminuição do parâmetro k , uma vez atingida a superfície de cedência.

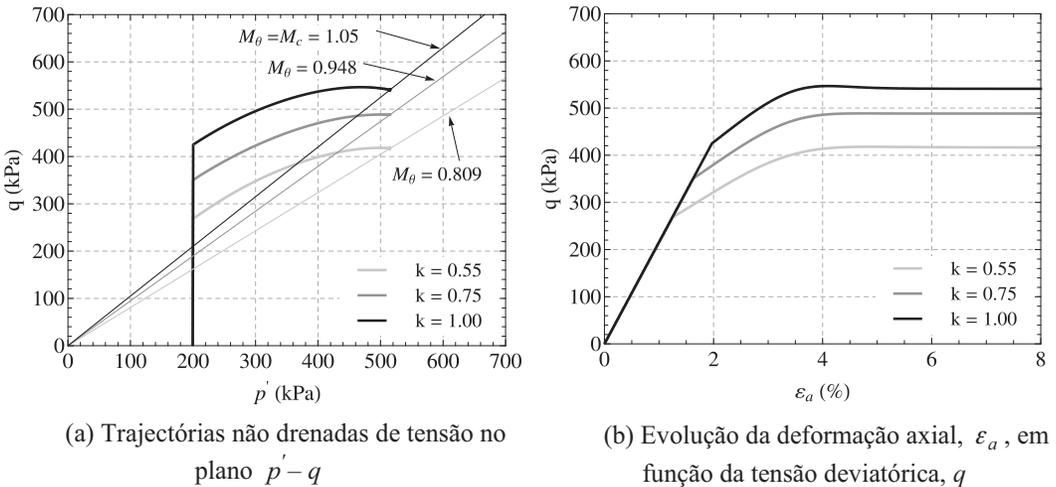


Fig. 8 – Influência do parâmetro k num carregamento sem simetria axial.

3 – ANÁLISES NUMÉRICAS PARA AVALIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES RESULTANTES DA EXECUÇÃO DE UM TÚNEL NUMA ARGILA EM LISBOA

3.1 – Condições iniciais

Através de análises numéricas não drenadas em estado plano de deformação foi estudada a influência das alterações introduzidas no modelo sobre o comportamento do terreno em torno de um túnel. Assim, fez-se variar as constantes do modelo constitutivo que controlam a forma da superfície, μ e k . Fez-se também variar o coeficiente de desconfinamento, λ , relativo ao método construtivo empregue, e o parâmetro que define as condições iniciais no terreno, o coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Considerou-se a posição do nível freático à superfície. Assumiu-se p'_c constante em profundidade e igual a $1300kPa$. No presente artigo apresentam-se apenas alguns destes resultados, nomeadamente a situação com mais deformações, de forma a evidenciar a influência de μ e k , o estudo completo pode ser encontrado em Cota (2013).

Na definição do problema foi gerada uma malha para um túnel com secção circular, com $10m$ de diâmetro e altura de recobrimento de $15m$ (Figura 9). A malha é constituída por 63×52 elementos. Como referido, as análises numéricas foram realizadas considerando um tipo de formação argilosa ocorrente na cidade de Lisboa: as *Argilas dos Prazeres*. Este solo pertence ao Miocénico inferior e é considerado um solo duro a rijo com grau de sobreconsolidação superior a 5. Na Figura 10, onde se mostra o substrato geológico de Lisboa, pode-se identificar a formação geológica referida através da abreviatura MI. Os parâmetros do solo utilizados no modelo, na sua forma não modificada, foram obtidos através de ensaios edométricos disponíveis na bibliografia (Quadro 1) (Marques, 1998).

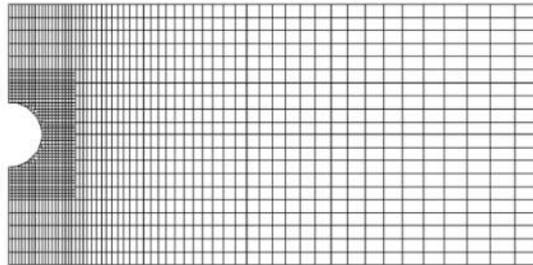


Fig. 9 – Malha de elementos finitos após a escavação.

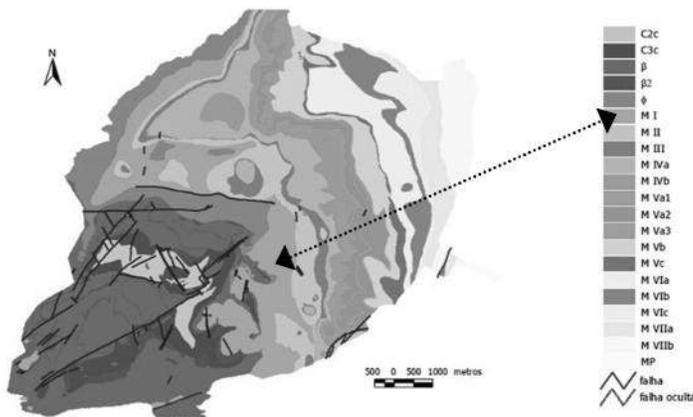


Fig. 10 – Mapa do substrato geológico de Lisboa (Lopes, 2001).

Quadro 1 – Parâmetros do solo.

Argilas dos Prazeres	
γ_{sat} (kN/m ³)	20
M	1,05
ν_0	1,62
k	0,024
λ	0,122

3.2 – Resultados das análises numéricas em estado plano de deformação

A sequência de construção do túnel foi simulada através do método da convergência-confinamento. A malha criada incorpora a abertura correspondente à secção do túnel, sendo que na fronteira do mesmo é aplicado o estado de tensão equivalente ao do maciço em repouso. Inicialmente é estabelecido o estado de tensão inicial e, de forma a simular a escavação, as tensões aplicadas na fronteira do túnel são reduzidas até ao nível equivalente ao grau de desconfinamento, λ . A fase seguinte compreende a colocação da estrutura de suporte e subsequente alívio do restante nível de tensões resultantes do processo de escavação. O modelo escolhido para a estrutura de suporte é específico para a reprodução do comportamento de suportes provisórios de betão projectado com comportamento elástico e linear. Foram adoptadas as seguintes características para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, respectivamente, $E = 10GPa$, $\nu = 0,2$, e espessura de 0,2m.

Tal como referido mostram-se neste trabalho situações onde ocorreram zonas mais extensas em cedência plástica em torno do túnel. Assim, nas Figuras 11(a) e 11(b), apresentam-se as curvas de subsidência para o maior valor do coeficiente de desconfinamento analisado, $\lambda = 0,6$, e para $k = 0,55$ e 1,0, respectivamente. As diferentes curvas correspondem a vários valores de μ . Uma análise aos gráficos permite concluir que a diminuição de μ e k , particularmente para $k = 0,55$, conduz a um aumento significativo dos assentamentos e a uma diminuição dos valores de i (curvas mais estreitas).

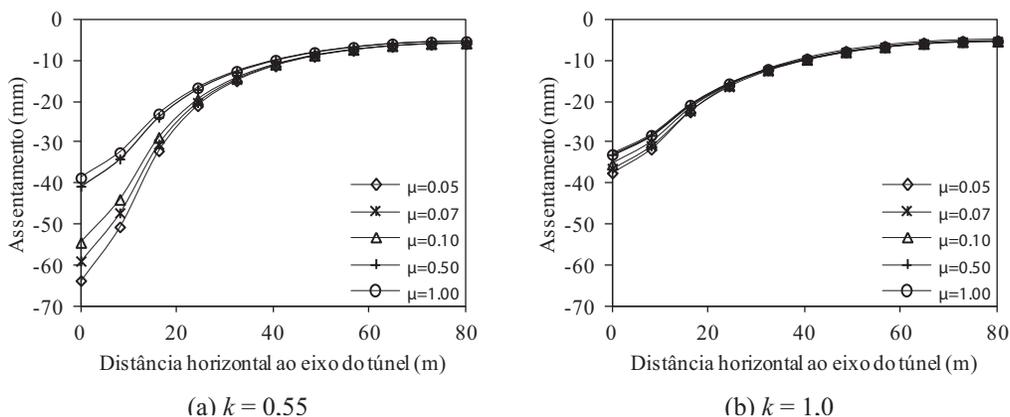


Fig. 11 – Curvas de subsidência: influência da variação de k e μ para $\lambda = 0,6$ e $K_0 = 0,8$.

Nas Figuras. 12(a) e 12(b) estão representados os contornos de deformação distorcional em redor da abertura do túnel para as análises numéricas indicadas. É possível verificar significativas zonas em cedência plástica (zonas de maior distorção) e para o menor valor de μ uma maior extensão destas.

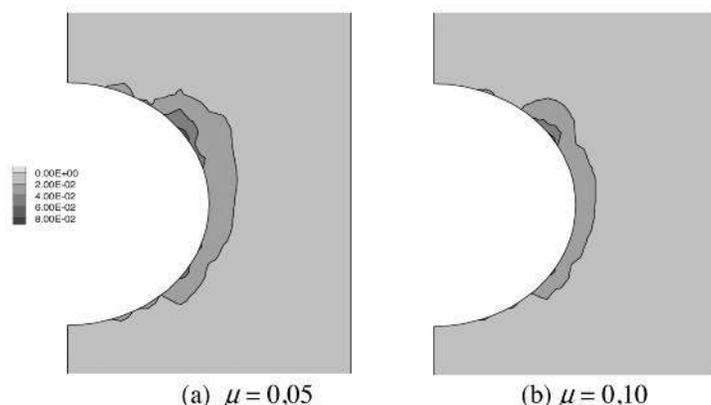


Fig. 12 – Deformação distorcional em redor da abertura do túnel para a análise numérica com os parâmetros $\lambda = 0,6$, $K_0 = 0,8$, $k = 0,55$.

3.3 – Comparação dos resultados numéricos com soluções empíricas

Como referido anteriormente, a curva de assentamentos pode ser aproximada pela equação (1). Em solos saturados com permeabilidade reduzida, em que é razoável admitir um comportamento não drenado como resposta inicial ao carregamento é possível escrever a equação de Gauss em função do volume de solo perdido para o interior da escavação, V_L , para um dado diâmetro D (Miranda, 2011):

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i} e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (17)$$

Com base nas curvas de subsidência obtidas nas análises numéricas foram calculados os valores de V_L , obtendo-se valores num intervalo de 0,90% a 1,98%. Estes valores são relativamente altos para túneis abertos em solos do Miocénico de Lisboa, no entanto, como se notou anteriormente correspondem à situação mais desfavorável de todas as analisadas. Porém, são valores que se encontram frequentemente na bibliografia. Por exemplo, Mair (1996) referiu valores de 1% a 2% para argilas rijas em túneis escavados pelo método NATM.

Em algumas das soluções numéricas obtiveram-se valores de i (distância do ponto de inflexão da curva de subsidência ao eixo do túnel) próximos de $20m$. Estes valores representam aproximadamente o dobro dos que se obteriam com a solução empírica definida pela equação (2), (para $z_0 = 20m$ resultaria $i = 10m$). O valor de i que mais se aproxima deste valor empírico pertence à análise de cálculo mais gravosa, com $\lambda = 0,6$, $K_0 = 0,8$, $k = 0,55$ e $\mu = 0,05$, e toma o valor $i = 12,91m$.

Procurou-se igualmente comparar a forma das curvas de subsidência obtidas nas análises numéricas com soluções empíricas resultantes da compilação de dados de campo. Assim, na Figura 13(a) está representada a curva de subsidência da análise numérica indicada com alteração da forma da superfície de cedência e na Figura 13(b), a curva de subsidência para o mesmo valor de λ e K_0 , mas sem alteração do modelo ($k = 1,0$ e $\mu = 1,0$). Em cada uma das figuras estão ainda representadas as curvas para a solução empírica. Estas curvas foram obtidas através da equação (17) com $i=10m$ e igualando o volume de solo perdido, V_L ao referente às respectivas análises numéricas. Nos valores das análises numéricas foi descontado o valor mínimo do assentamento que se deve à extensão finita da malha.

A análise da comparação acima referida permite constatar que relativamente ao assentamento máximo, a diferença entre os resultados empíricos e os numéricos sem alteração da superfície de cedência é de 37%. Pelo contrário, quando a superfície de cedência é alterada, essa diferença diminui para 19%. Quanto ao valor da abcissa do ponto de inflexão, este é mais próximo do i

empírico quando a curva contempla alterações e tem-se $i = 12,91m$. No modelo sem alterações i aumenta para $15,43m$. Uma conclusão a extrair será que a diminuição das constantes μ e k conduz, em princípio, a um resultado mais realista e próximo da solução empírica, isto é, dos resultados de campo.

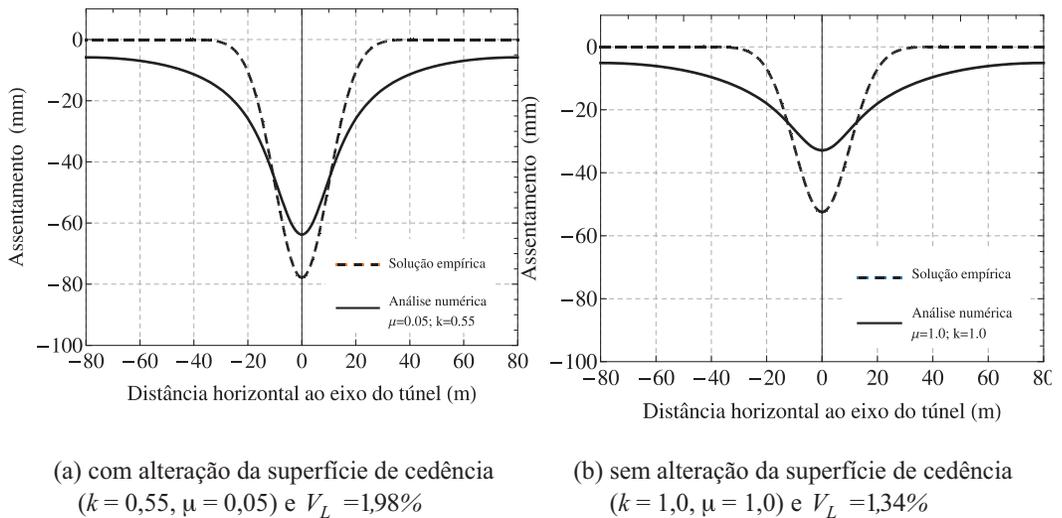


Fig. 13 – Comparação de soluções numéricas com $\lambda = 0,6$ e $K_0 = 0,8$ com a solução empírica dada pela curva de Gauss com $i = 10m$.

4 – ESTIMATIVA DE DANOS DE ACORDO COM UMA ANÁLISE TRIFASEADA

Nesta secção pretende-se compreender de que forma as alterações introduzidas no modelo podem ou não alterar a classificação de classe de danos estruturais. Como se referiu, para estimar a classe de danos num edifício resultante de uma escavação na sua área de influência, é comum recorrer a uma análise trifaseada, como esquematizado na Figura. 14. Na primeira fase excluem-se os casos em que a curva de subsidência apresenta assentamentos inferiores a $10mm$. Numa segunda fase o edifício é simulado através de uma viga elástica, assumindo-se que a mesma é infinitamente flexível e se adapta à curva de assentamentos. Os parâmetros que permitem aceder à classificação do dano, o índice de deflexão e extensão horizontal são, em seguida, calculados. Consoante o dano obtido diferentes medidas deverão ser adoptadas numa terceira fase da análise.

Considere-se, então, um edifício com comprimento $L = 30m$ e excentricidade $e = 0m$ relativamente ao eixo do túnel (Figura 15). Significa que o edifício está localizado sobre a zona côncava da curva de assentamentos e essa localização poderá também abranger a zona convexa da curva, uma vez que a abcissa do ponto de inflexão, i , não é constante nas análises numéricas efectuadas. No entanto, mesmo para o valor mais baixo do ponto de inflexão (obtido para a análise com $\lambda = 0,6$, $K_0 = 0,8$, $k = 0,55$ e $\mu = 0,05$), $i = 12,91m$, o edifício fica quase totalmente inserido na zona da curva com concavidade voltada para cima. Assim, são considerados apenas os assentamentos e extensões na zona côncava da curva.

A classificação de danos é obtida através do gráfico apresentado na Figura 16. Este gráfico foi obtido com recurso às equações definidas no trabalho de Burland e Wroth (1974) para uma viga isotrópica com $E/G = 2,6$, $L/H = 1,0$ e linha neutra no centro da secção. Assim, para uma dada extensão horizontal (obtida directamente das análises numéricas) e índice de deflexão, DR (calcu-

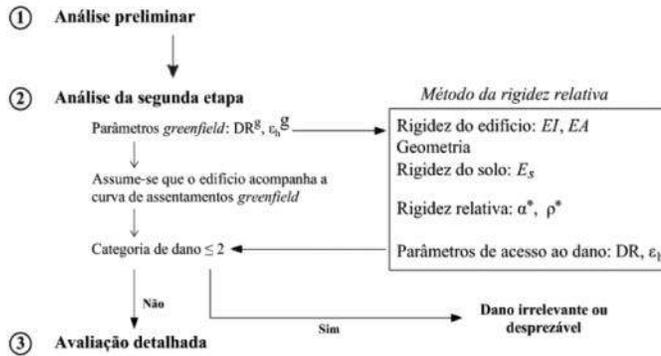


Fig. 14 – Esquematização da análise trifaseada para avaliação dos danos (Franzius, 2003).

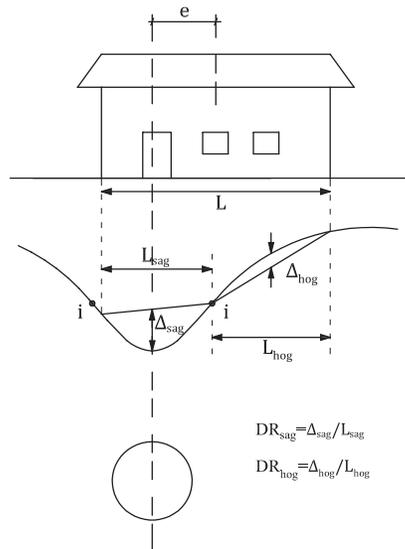


Fig. 15 – Geometria do problema e definição do índice de deflexão, DR , para a zona côncava e convexa.

lado como se exemplifica na Figura 15), é possível calcular o dano associado. Na Figura 16 está representada a avaliação obtida para $K_0 = 0,8$, $k = 0,55$, $\lambda = 0,5$ e $0,6$, e diferentes valores de μ . Também é possível observar a classificação para $k = 1,0$ e $\mu = 1,0$, ou seja, sem a alteração do modelo. Para o caso mais gravoso, com $\lambda = 0,6$, a alteração da forma da superfície de cedência traduziu-se num aumento do grau de dano para valores mais baixos de μ . Já para $\lambda = 0,5$, o dano mantém-se na categoria 3, mesmo com a alteração da superfície de cedência.

Para uma avaliação mais correcta de danos em edifícios, como é sabido, é necessário ter em conta a interacção solo-estrutura. Assim, recorre-se ao método proposto por Potts e Addenbrooke (1997), que incorpora essa interacção através de parâmetros correctivos da forma da bacia de subsidência em função da rigidez relativa axial e à flexão de uma viga elástica representativa da estrutura, e que podem ser incluídos na análise faseada. Para o solo foi considerada a rigidez axial à profundidade de 20 m, $E = 24096$ kPa (valor que corresponde à rigidez para 0,01% num ensaio triaxial a metade da profundidade do eixo do túnel). Na Figura 17 estão classificados os danos para os casos 1.1 a 1.6. Os casos 1.1 a 1.4 correspondem a edifícios de betão armado com diferentes geometrias e tipologias (Cota, 2013), e os cálculos 1.5 e 1.6 têm o objectivo de representar edifícios com rigidez mais reduzida. Cada caso consiste em duas situações distintas, A e B. A situação A

corresponde ao modelo com alterações da superfície de cedência ($\lambda = 0,6, K_0 = 0,8, k = 0,55$ e $\mu = 0,05$). A situação B corresponde ao modelo sem alterações ($\lambda = 0,6, K_0 = 0,8, k = 1,0$ e $\mu = 1,0$).

É possível concluir que mesmo com a alteração da forma da superfície de cedência os danos são na maioria irrelevantes ou muito ligeiros para os cálculos 1.1 a 1.4. Com a redução da rigidez relativa verifica-se um aumento de dano da categoria 1 para 3, correspondente a um dano médio. Assim, para uma rigidez muito baixa, em princípio, será necessário proceder a uma avaliação detalhada. Mais uma vez a alteração da forma da superfície de cedência é susceptível de introduzir alterações na classificação de danos.

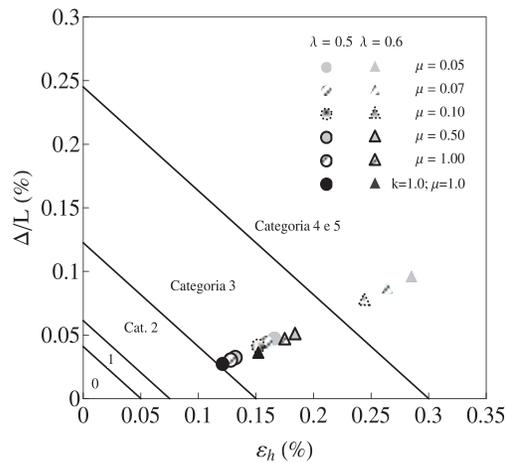


Fig. 16 – Classificação dos danos considerando apenas a geometria do edifício.

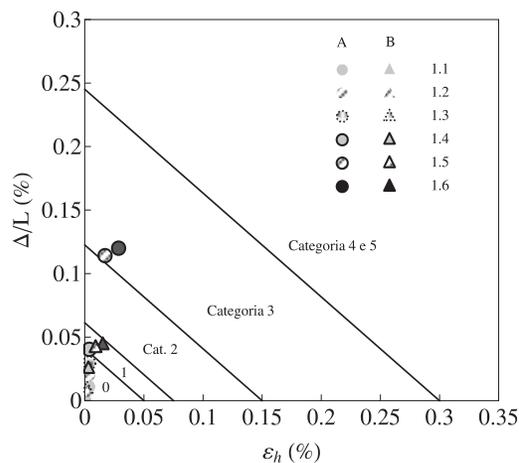


Fig. 17 – Classificação de danos com introdução da rigidez relativa.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentados alguns dos resultados constantes de um estudo recente onde foi analisada a influência da forma da superfície de cedência do modelo de estados críticos no padrão de deformação do terreno resultante da escavação de um túnel. Assim, foram realizados uma

série de estudos em estado plano de deformação e condições não drenadas, conduzidos através do programa de diferenças finitas FLAC, para um túnel superficial com secção circular. Os parâmetros utilizados no modelo constitutivo foram baseados num solo argiloso sobreconsolidado ocorrente na cidade de Lisboa: as Argilas dos Prazeres. Trata-se de um solo do Miocénico inferior com grau OCR superior a 5. O método construtivo empregue foi o método sequencial ou NATM.

Relativamente às análises numéricas apresentou-se, em primeiro lugar, as soluções para o modelo sem a correcção da forma da superfície de cedência e posteriormente estudou-se a influência do parâmetro que define a forma da superfície de cedência na zona super-crítica, μ , e do parâmetro que controla a sua geometria no plano deviatório, k . Dado que estes parâmetros não foram obtidos experimentalmente, fizeram-se variar entre os seus valores limite. Entre estes valores limite admitiu-se também a variação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 (0,8, 1,0 e 1,2), e do coeficiente de desconfinamento, que está relacionado com o método construtivo empregue, designadamente com o comprimento de escavação não suportado, λ (0,5 e 0,6).

Os resultados apresentados evidenciaram uma influência significativa nas deformações à superfície, quando se utiliza o modelo com correcções na forma da superfície de cedência, que se reflectiu posteriormente numa estimativa de danos em edifícios mais gravosa. A forma da bacia de subsidência obtida nas análises numéricas com alteração da superfície de cedência, revelaram uma melhor aproximação à forma frequentemente observada em obras.

De futuro seria de maior interesse que as constantes μ e k , associadas às alterações propostas fossem devidamente suportadas experimentalmente, sendo para tal necessário o recurso, por exemplo, a ensaios de corte torsional.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Burland, J.B.; Standing, J.R.; Jardine, F.M. (Eds.) (2001). *Building response to tunnelling*. CIRIA /Thomas Telford, London.
- Burland, J.B.; Wroth, C.P. (1974). *Settlement of buildings and associated damage*. Proc. of the Conference on Settlement Structures, Cambridge. British Geotechnical Society, pp. 611-654.
- Cota, C. (2013). *Influência da forma da superfície de cedência do terreno no comportamento de um túnel e suas consequências na avaliação de danos nas estruturas à superfície*. Dissertação, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Franzius, J.N. (2003). *Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.
- Itasca (2005). *FLAC – Fast Lagrangean Analysis of Continua, Version 5.0*. User's Manual. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group.
- Lopes, I. (2001). *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico. Aplicação à colina do Castelo de S. Jorge*. Dissertação, Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa.
- Mair, R.J.; Taylor, R.N.; Bracegirdle, A. (1993). *Subsurface settlement profiles above tunnels in clay*. Géotechnique, vol. 44, nº2, pp.189-199.
- Mair, R.J. (1996). *Settlement effects of bored tunnels*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam, pp. 43-53.

- Maranha, J.R. (1997). *Analysis of embankment dams: computational aspects*. PhD thesis, University of Wales.
- Marques, F. (1998). *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Univ. de Coimbra.
- Miranda, L. (2011). *Influência da variabilidade geotécnica na subsidência devida à escavação de túneis urbanos*. Dissertação, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- O'Reilly, M.P.; New, B.M. (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction*. Proc. of Tunnelling'82 Symposium. The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 173-181.
- Panet, M.; Guenot, A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Proc. Tunnelling'82 Symp.. The Institution of Mining and Metallurgy, London. pp. 197-204.
- Potts, D.M.; Addenbrooke, T.I. (1997). *A structure's influence on tunnelling-induced ground movements*. Proc. Inst. Civil Engineers - Geotechnical Engineering, vol. 125, pp. 109-125.
- Potts, D.M.; Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: application*. Vol. 2. Thomas Telford, London.
- Puzrin, A.M.; Burland, J.B.; Standing J.R. (2012). *Simple approach to predicting ground displacements caused by tunnelling in undrained anisotropic elastic soil*. Geotechnique, Vol. 62, pp. 341-352.
- Uriel, A.O.; Sagasetta, C. (1989). *Selection of design parameters for underground construction*. General report: discussion Section 9, Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2521-2551.
- Vieira, A. (2006). *Estudo do comportamento diferido no tempo de túneis em argilas sobreconsolidadas*. Tese de doutoramento, Fac. Ciências e Tecnologia, Univ. de Coimbra.