

MODELO MIT-E3: ESTUDO DE SENSIBILIDADE

MIT-E3 Model: Sensitivity study

Paulo José da Venda Oliveira*

Luís Joaquim Leal Lemos**

RESUMO – Neste trabalho apresentam-se as constantes materiais do modelo MIT-E3, tecendo-se algumas considerações sobre o seu significado físico e modo de avaliação. Assim, especificam-se os ensaios necessários à caracterização das quinze constantes do modelo, das quais sete são obtidas directamente de resultados experimentais, sendo as restantes estimadas indirectamente, a partir de estudos de sensibilidade. Para as constantes materiais avaliadas indirectamente, apresenta-se um estudo numérico de sensibilidade, que visa contribuir para uma melhor compreensão da influência destas constantes no comportamento de argilas. O estudo evidencia importantes características do modelo MIT-E3, como sejam o comportamento pós-rotura, a não linearidade elástica, o desenvolvimento de deformações plásticas no interior da superfície de cedência, a evolução das pressões intersticiais induzidas por tensões de corte e a velocidade de rotação do eixo da superfície de cedência.

ABSTRACT – This work presents the material constants of the MIT-E3 model and discusses some considerations about how they are evaluated. Seven of them are evaluated by tests, which are specified. The remaining eight parameters are defined in a parametric study. The paper presents a sensitivity study of the characteristics of each parameter that is defined indirectly: post-failure behaviour, non-linear elasticity, the development of plastic deformations inside the yield surface, the evolution of the pore pressures induced by the shear stresses, and the rotation speed of the axis of the yield surface.

PALAVRAS CHAVE – Modelo MIT-E3, não linearidade elástica, “Boston Blue Clay”.

1 – INTRODUÇÃO

A utilização de meios de cálculo automático de elevado potencial para a simulação de problemas reais, por mais complexos que sejam, faz parte da actualidade da Geotecnia. No entanto, por mais evoluídos que sejam os meios de cálculo utilizados, a reprodução do comportamento dos solos é tanto mais rigorosa quanto mais adequadas e precisas forem as leis constitutivas utilizadas.

A simulação da generalidade dos problemas geotécnicos é efectuada frequentemente com base em modelos elásticos perfeitamente plásticos, que adoptam como critérios de rotura os modelos Mohr Coulomb e Tresca. Por vezes, utilizam-se modelos de maior complexidade, designadamente modelos elastoplásticos com endurecimento, quase sempre baseados em condições isotrópicas, tendo neste campo o modelo Cam Clay Modificado uma utilização preponderante. Contudo, geralmente estes modelos não conseguem reproduzir algumas das principais características do comportamento das argilas, como sejam a anisotropia, o comportamento pós-rotura, a geração de pressões intersticiais induzidas por tensões de corte, a elasticidade não linear e a geração de deformações plásticas no interior da superfície de cedência.

* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, E-mail: pjvo@dec.uc.pt

** Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, E-mail: llemos@dec.uc.pt

Assim, justifica-se plenamente a utilização de modelos mais potentes, como o MIT-E3, que permitem a consideração das mais importantes características do comportamento das argilas, promovendo a melhoria de qualidade em termos de previsão do comportamento de obras geotécnicas. No entanto, o aumento de qualidade evidenciado pelo modelo MIT-E3 está associado a um maior número de constantes intrínsecas, o que por sua vez vem dificultar a sua utilização prática e a interpretação dos resultados, que é agravada pelo facto de oito das quinze constantes do modelo serem estimados com base em estudos paramétricos.

Desta forma, o presente trabalho pretende contribuir para a clarificação da influência de cada constante do modelo MIT-E3 no comportamento dos solos, apresentando-se para o efeito um estudo de sensibilidade que evidencia as repercussões da variação de algumas constantes materiais, nomeadamente as obtidas de forma indirecta.

2 – O MODELO MIT-E3

O modelo MIT-E3, constituindo uma evolução dos modelos “MIT-E1” e MIT-E1(R2)”, permite simular o comportamento de argilas saturadas normalmente consolidadas ou moderadamente sobreconsolidadas, com graus de sobreconsolidação inferiores a 8 (Whittle e Kavvasas, 1994). A formulação detalhada deste modelo foi inicialmente apresentada por Whittle (1991) e reescrita por Venda Oliveira (2000, 2005).

Ao incorporar algumas das principais características do comportamento de solos sobreconsolidados, o modelo MIT-E3 associa o modelo histerético perfeito com a formulação da superfície de plasticidade limite e com um modelo elastoplástico que descreve as propriedades anisotrópicas de argilas normalmente consolidadas em condições “K₀”.

2.1 – Modelação do comportamento normalmente consolidado

A descrição do comportamento do solo normalmente consolidado é feita através de um modelo elastoplástico, com o qual é possível reproduzir o comportamento anisotrópico em condições “K₀” e a sua evolução com os carregamentos subsequentes e, ainda, o comportamento pós-rotura.

Como em qualquer outro modelo elastoplástico, também neste, o incremento total das deformações é composto por uma parcela elástica e outra plástica. A componente elástica depende do incremento de tensão efectiva sendo calculada através da lei de Hooke generalizada. A componente plástica é determinada recorrendo à teoria incremental da plasticidade, o que exige a definição de uma função de cedência, de leis de endurecimento do material, de um critério de rotura e de uma função de potencial plástico.

A função de cedência, cuja representação no espaço das tensões definido por seis dimensões tem a forma de um elipsóide inicialmente orientado segundo a direcção de consolidação (Figura 1), é expressa pela equação (Whittle, 1991; Venda Oliveira, 2005):

$$F = -c^2 p' (2\alpha' - p') + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{b_i\})^2 = 0 \quad (1)$$

representando:

c – uma constante material, que exprime o coeficiente dos semi-eixos do elipsóide;

α' - a variável que controla o tamanho da superfície de cedência;

p' - a tensão normal média efectiva;

$\{s_i\}$ - o tensor das tensões deviatóricas (Quadro 1);
 $\{b_i\}$ - o tensor que descreve a orientação da superfície de cedência.

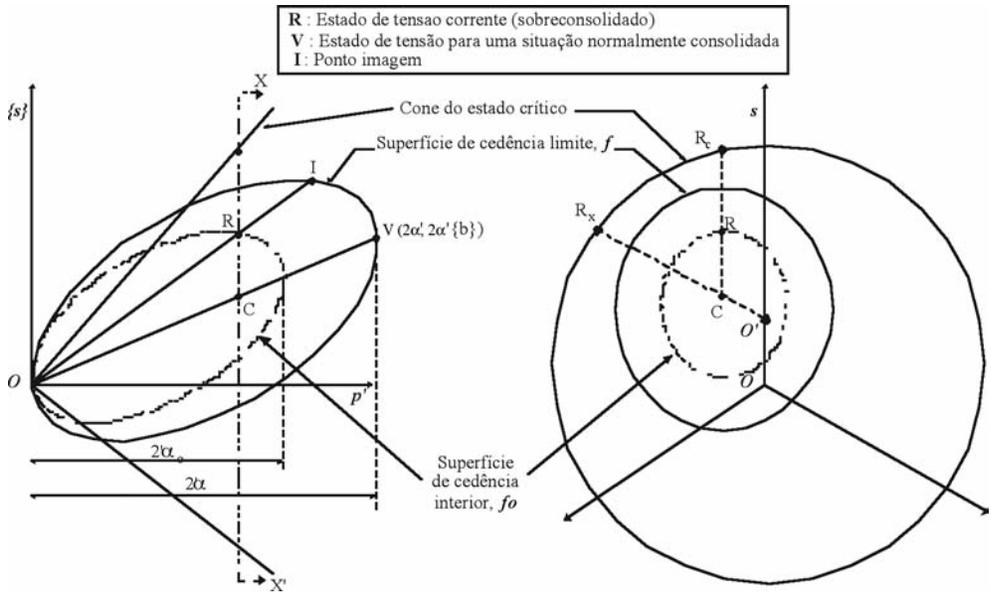


Fig. 1 – Superfícies de cedência e de rotura do modelo MIT-E3 (adaptado de Whittle, 1991).

Quadro 1 – Variáveis transformadas.

Tensões efectivas	Deformações
$p' = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) / 3$	$\varepsilon_v = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$
$s_1 = (2\sigma'_y - \sigma'_x - \sigma'_z) / \sqrt{6}$	$E_1 = (2\varepsilon_y - \varepsilon_x - \varepsilon_z) / \sqrt{6}$
$s_2 = (\sigma'_z - \sigma'_x) / \sqrt{2}$	$E_2 = (\varepsilon_z - \varepsilon_x) / \sqrt{2}$
$s_3 = \sqrt{2} \tau_{xy}$	$E_3 = \sqrt{2} \gamma_{xy}$
$s_4 = \sqrt{2} \tau_{yz}$	$E_4 = \sqrt{2} \gamma_{yz}$
$s_5 = \sqrt{2} \tau_{zx}$	$E_5 = \sqrt{2} \gamma_{zx}$

No ponto correspondente à curva de consolidação virgem, o estado de tensão localiza-se na extremidade da superfície de cedência, sendo expresso por:

$$p' = 2 \cdot \alpha' \quad (2)$$

$$\{s_i\} = 2 \cdot \alpha' \cdot \{b_i\} \quad (3)$$

A evolução da superfície de cedência com o escoamento plástico é controlada por duas leis de endurecimento, expressas em termos de extensões volumétricas plásticas. Uma das leis permite descrever a variação de tamanho e a outra a orientação das superfícies de cedência, sendo respectivamente descritas por:

$$\dot{\alpha} = \alpha \zeta \dot{\epsilon}_V^p \quad (4)$$

e

$$\dot{\{b_i\}} = \psi_0 \langle r_x \rangle \frac{1}{\alpha} (\{s_i\} - p' \{b_i\}) \dot{\epsilon}_V^p \quad (5)$$

sendo ζ uma variável que afecta a variação de tamanho da superfície de cedência e ψ_0 uma constante material que controla a velocidade de rotação da superfície de cedência (Venda Oliveira, 2005). A variável r_x descreve a orientação relativa da superfície de cedência em relação ao cone do estado crítico, de acordo com:

- $r_x = 1 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência coincide com o eixo do cone do estado crítico;
- $0 < r_x < 1 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência localiza-se no interior do cone do estado crítico;
- $r_x = 0 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência situa-se sobre a superfície do estado crítico;
- $r_x < 0 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência posiciona-se fora da superfície do estado crítico.

O valor de $\langle r_x \rangle$ sendo definido por:

$$\langle r_x \rangle = r_x \text{ se } r_x > 0$$

$$\langle r_x \rangle = 0 \text{ se } r_x \leq 0$$

limita a rotação das direcções de anisotropia, não permitindo que a superfície de cedência se localize fora da superfície de estado crítico.

O modelo assume para critério de rotura a condição do Estado Crítico, sendo definido no espaço das tensões generalizadas por uma superfície cónica anisotrópica com o vértice localizado na origem (Figura 1), cuja tradução matemática é dada por:

$$h = -k^2 p'^2 + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{\xi_i\})^2 \quad (6)$$

representando:

- k - uma variável que define o tamanho do cone de rotura
- $\{\xi_i\}$ - um tensor que define a anisotropia do critério de rotura e cuja orientação é estabelecida pelos valores dos ângulos de resistência ao corte em compressão e extensão triaxial (Venda Oliveira, 2005).

O modelo adopta uma lei de fluxo não associada que permite satisfazer as condições “ K_0 ” e as condições do Estado Crítico, segundo as quais, quando o estado de tensão se aproxima do cone de rotura, a energia dissipada é inteiramente consumida pela deformação de corte, sendo nula a deformação volumétrica (Maranha das Neves, 1986).

2.2 – Modelação do comportamento sobreconsolidado

Diversos estudos laboratoriais permitem constatar que quando uma argila é submetida a ciclos de descarga-recarga em corte drenado ou em compressão hidrostática se observa (Whittle e Kavvasas, 1994):

- i) uma resposta muito mais rígida do que a obtida na curva de carga primária;
- ii) um comportamento tensão-deformação histerético;
- iii) a existência de deformações plásticas no fim do ciclo.

Para a simulação destas características do comportamento das argilas sobreconsolidadas, o modelo MIT-E3 incorpora o modelo histerético perfeito (Hueckel e Nova, 1979) e o modelo da superfície de plasticidade limite (Dafalias e Herrmann, 1982).

Com o primeiro dos modelos simula-se o comportamento não linear, para reduzidos níveis de deformação, de uma argila sobreconsolidada num ciclo de descarga-recarga (Figura 2a), por intermédio da variação gradual de rigidez entre os pontos reversíveis A e B. Assim, a formulação do modelo exige a identificação do ponto de reversibilidade de carga e o estabelecimento de expressões para o cálculo da rigidez tangencial, cujo valor depende, naturalmente, da distância entre o estado de tensão actual e o ponto de reversibilidade. Assim, a rigidez tangencial do esqueleto sólido varia de acordo com as seguintes expressões:

$$K = \frac{1+e}{\kappa_0 (1+\delta)} p' \quad (7)$$

$$\delta = C.n.(\ln \xi + \xi_s)^{n-1} \quad (8)$$

representando:

- e - o índice de vazios;
- κ_0 - o declive inicial da fase de descarga-recarga no plano $e-\ln p'$;
- C, n - constantes materiais que caracterizam o comportamento não linear para reduzidos níveis de deformação;
- ξ, ξ_s - variáveis dependentes do afastamento entre o estado de tensão actual e o ponto de reversibilidade, de acordo com a Figura 3.

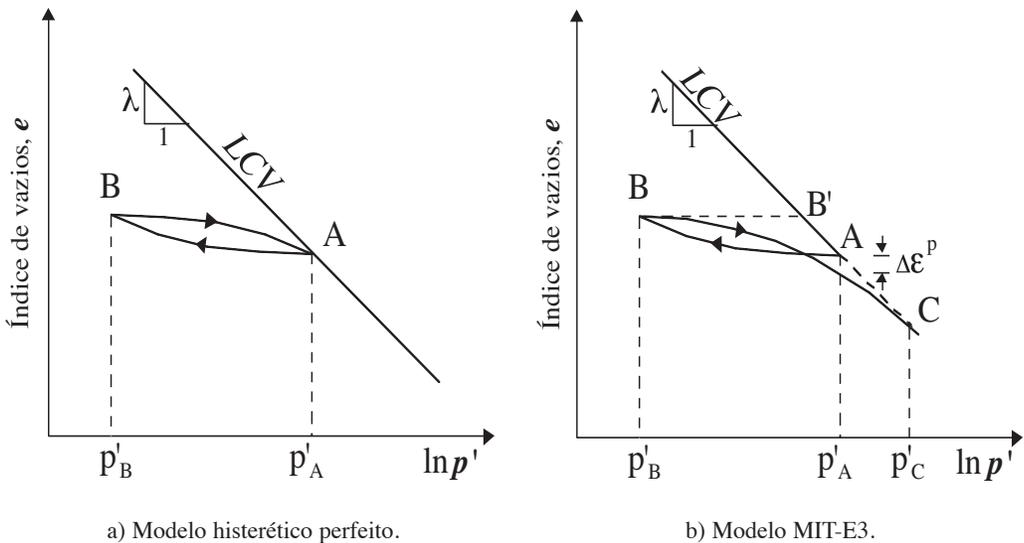


Fig. 2 – Modelação de um ciclo de descarga-recarga em compressão hidrostática.

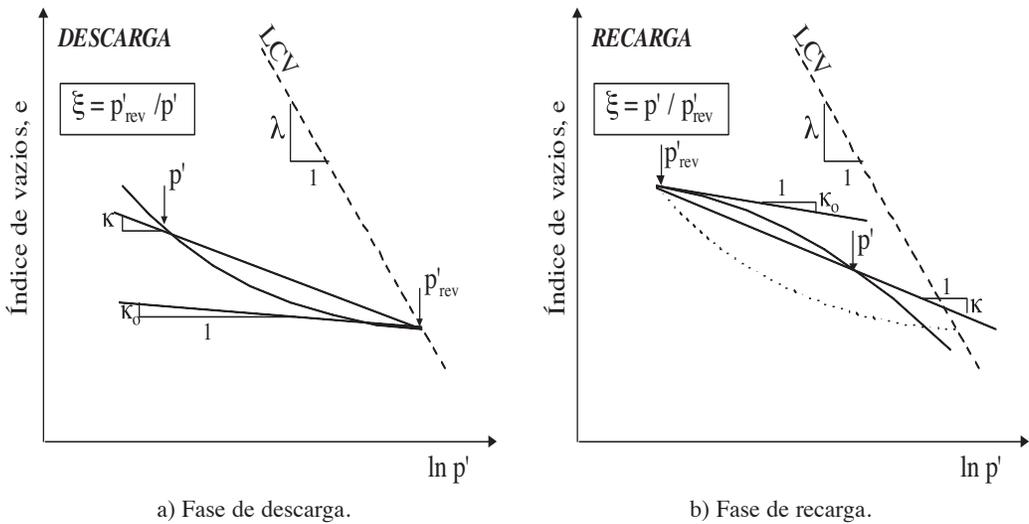


Fig. 3 – Definição da variável ξ em descarga e recarga.

Com o segundo dos modelos, consegue-se simular o desenvolvimento de deformações plásticas em argilas sobreconsolidadas (Figura 2b), o que possibilita o acoplamento entre os comportamentos volumétrico e distorcional, bem como a existência de uma transição suave entre o estado sobreconsolidado e a linha de consolidação virgem (LCV). Na formulação do modelo, a superfície de plasticidade limite corresponde à superfície de cedência (descrita pela expressão 1) e o comportamento plástico para estados de tensão sobreconsolidados (R) é associado ao comportamento plástico de um ponto imagem (I) situado naquela superfície (Figura 1). Esta situação corresponde à definição de uma superfície de carga (f_0) que passa pelo ponto representativo do estado de tensão sobreconsolidado, com um coeficiente de forma α_0/a' , sendo portanto homotética à superfície limite (f).

3 – CONSTANTES MATERIAIS DO MODELO MIT-E3

O Quadro 2 resume os ensaios necessários à caracterização completa do modelo MIT-E3. Este modelo é caracterizado por quinze constantes, sete determinadas directamente de ensaios laboratoriais e oito estimadas com base em estudos de sensibilidade, que visam o ajuste destas constantes, no intuito de se reproduzirem alguns resultados experimentais.

Seguidamente, e de um modo sucinto, descrevem-se as diversas constantes materiais, tecendo-se complementarmente algumas considerações sobre os ensaios necessários à sua avaliação. Em relação às constantes de avaliação indirecta, apresentam-se estudos de sensibilidade que visam contribuir para a compreensão e clarificação da importância de cada constante na simulação do comportamento dos solos.

3.1 – Constantes materiais de avaliação directa

O coeficiente de impulso em repouso referente ao solo normalmente consolidado, K_0^{nc} , é uma das constantes mais importantes, dado definir a orientação das elipses de cedência. Esta constante pode ser determinada a partir de ensaios triaxiais de consolidação " K_0 ", de ensaios edométricos com medição das tensões laterais ou simplesmente estimada com base em fórmulas empíricas.

Quadro 2 – Constantes do modelo MIT-E3 (adaptado de Whittle e Kavvasas, 1994).

Tipo de ensaio	OCR	Pormenores do ensaio	Constantes Directos	Constantes Indirectos
Edómetro ou CRS	–	Registo do índice de vazios, e_o	e_o, λ	–
Edómetro ou CRS	–	Descarga em dois níveis de tensão	–	C, n
Edómetro ou CRS	–	Dois ciclos descarga-recarga	–	h
K_o - edómetro ou K_o - triaxial	1 - 4	Registo da trajectória de tensões efectivas na consolidação e na descarga	K_o^{nc} 2G/K	–
Ensaio triaxiais de corte não drenado	1	Compressão - CK_oUC Extensão - CK_oUE	ϕ'_{TC} ϕ'_{TE}	S_c, c
Ensaio triaxial de corte não drenado	2	Ensaio CK_oUC	–	w, γ
Coluna ressonante ou ensaios de medição das ondas de corte	–	Medida directa de G_{max} com base na velocidade das ondas de corte	κ_o	–
Ensaio triaxiais especiais	1	Ensaio drenados com trajectórias de deformação	–	ψ_o

CK_oUC – Ensaio triaxial com consolidação “ K_o ” e corte não drenado com trajectórias de compressão.
 CK_oUE – Ensaio triaxial com consolidação “ K_o ” e corte não drenado com trajectórias de extensão.

Por sua vez, a partir de ensaios edométricos ou de ensaios de consolidação unidimensional com deformação controlada (CRS), pode-se reconstituir a linha de consolidação virgem, bastando para tal definir o seu declive no espaço $e-\ln p'$ (λ) e o índice de vazios referente ao estado de tensão inicial (e_o).

O conhecimento da velocidade das ondas de corte elásticas, medidas em laboratório (coluna ressonante ou “bender elements”) ou em “in-situ”, relaciona-se com o módulo de rigidez referente a reduzidos níveis de deformação, permitindo desta forma estimar a constante material κ_o .

O coeficiente de Poisson, ν , relaciona-se com o módulo de corte elástico (G) e o módulo de compressibilidade volumétrica (K), de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{2G}{K} = \frac{3(1-\nu)}{1+\nu} \quad (9)$$

Com base na descarga edométrica e partindo do pressuposto que o comportamento é linear elástico, Whittle et al. (1994) sugerem, em alternativa à expressão (9), a seguinte forma:

$$\frac{2G}{K} = \frac{(1 - K_o^{nc})OCR_1}{\frac{1}{3}(1 + 2K_o^{nc})OCR_1 - 1} \quad (10)$$

representando OCR_1 o valor do grau de sobreconsolidação para o estado isotrópico ($K_o = 1$).

Com os ensaios triaxiais avaliam-se os ângulos de resistência ao corte em compressão (ϕ'_{TC}) e extensão (ϕ'_{TE}), referentes às condições do Estado Crítico, devendo, por conseguinte, os níveis de deformação envolvidos serem elevados (Whittle e Kavvasas, 1994).

3.2 – Constantes materiais de avaliação indirecta

As constantes materiais de avaliação indirecta (C , n , ψ_0 , S_t , c , w , h e γ) são determinadas com base em estudos de sensibilidade, de modo a se reproduzir o comportamento obtido em laboratório com determinados ensaios específicos (Quadro 2).

Ao longo dos itens seguintes, apresentam-se os resultados de estudos de sensibilidade deste tipo. Estas análises são efectuadas admitindo-se para constantes de referência do modelo MIT-E3 as correspondentes a "Boston Blue Clay", apresentadas no Quadro 4. As análises numéricas são efectuadas com provetes consolidados anisotropicamente para uma tensão vertical de préconsolidação de 100 kPa ($e_0 = 1,12$) e um K_0^{nc} de 0,48. A malha utilizada na simulação numérica é constituída por um único elemento quadrangular isoparamétrico híbrido de 8 pontos nodais, que permite o cálculo dos deslocamentos em conjunto com os excessos de pressão intersticial.

3.2.1 – Constantes C e n

As constantes C e n são utilizados para descrever a não linearidade da formulação hysterética perfeita, sendo seleccionadas de modo a simular o comportamento durante a descarga de um ensaio edométrico (ou CRS). Nas Figuras 4 e 5 apresentam-se, respectivamente, os resultados da variação de C (10, 16, 22, 26 e 30) e de n (1,2, 1,6, 2,0 e 2,4) em função de $\xi(p'_{rev}/p')$ em descarga.

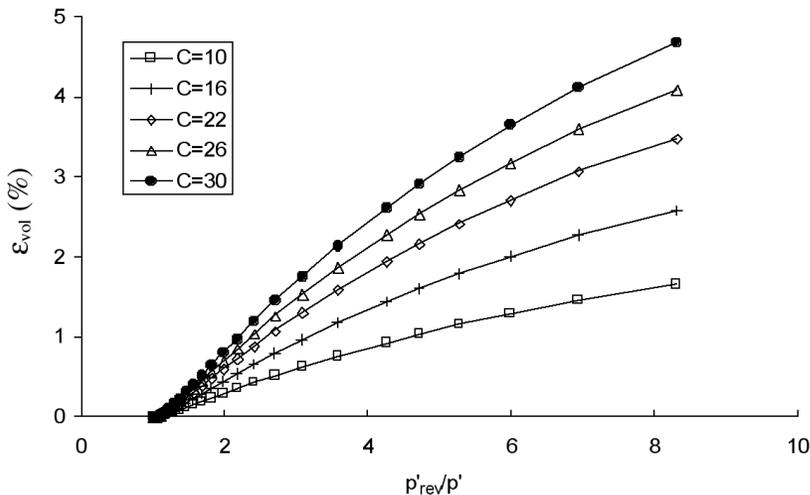


Fig. 4 – Influência de C na evolução das extensões volumétricas durante a descarga edométrica.

Em ambos os casos, constata-se que a extensão volumétrica em regime elástico linear aumenta com o incremento de C e de n , embora se observe uma maior sensibilidade à variação de C relativamente a n . O efeito da não linearidade em descarga ou recarga é naturalmente obtido pela adição da influência destas duas constantes. Assim, para níveis de tensão próximos do ponto de reversibilidade, a que correspondem valores de ξ inferiores a 3, observa-se que n praticamente não induz variação de volume, pelo que se conclui que a influência da constante C não é suficiente para originar relevantes extensões volumétricas. Com o aumento de ξ , a influência de n torna-se mais significativa, contribuindo decisivamente para o aumento das extensões volumétricas com o afastamento ao ponto de reversibilidade.

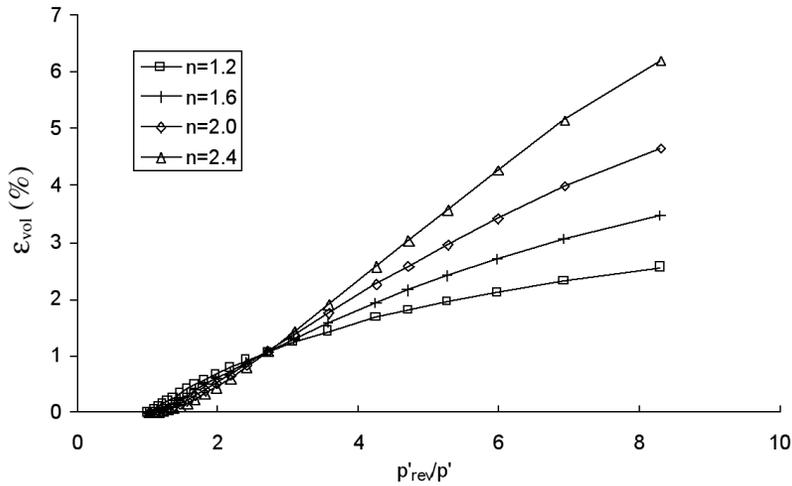
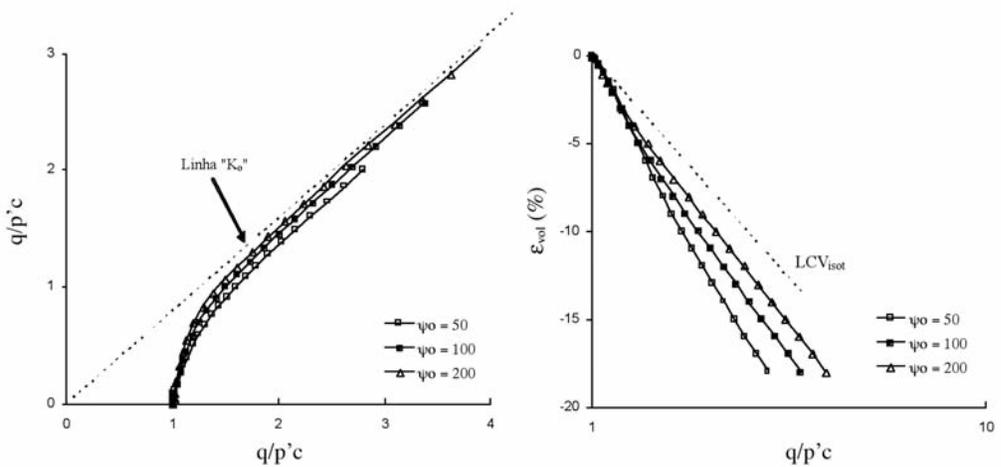


Fig. 5 – Influência de n na evolução das extensões volumétricas durante a descarga edométrica.

3.2.2 – Constante ψ_o

A constante material ψ_o controla a velocidade de ajuste do eixo da superfície de cedência, induzido por um campo de tensões ou de deformações imposto. De acordo com Whittle e Kavvas (1994) a avaliação de ψ_o deve ser efectuada com base em ensaios triaxiais que promovam a rotação da superfície de cedência. Nas Figuras 6 e 7 ilustra-se a influência de ψ_o (50, 100 e 200) na simulação de dois ensaios triaxiais drenados, efectuados com trajectórias específicas para a avaliação desta constante. No primeiro caso (Figura 6), o provete é consolidado isotropicamente, sendo posteriormente sujeito a uma trajectória de deformações “ K_o ” ($\Delta\epsilon_a \neq 0$; $\Delta\epsilon_h = 0$). Neste ensaio



(a) Evolução $q/p'_c - p'/p'_c$.

(b) Evolução $\epsilon_{vol} - p'/p'_c$.

Fig. 6 – Influência de ψ_o . Consolidação isotrópica seguida de deformação “ K_o ”.

as trajectórias de tensões efectivas aproximam-se das condições "K₀", observando-se com o incremento das deformações a rotação da superfície de cedência em direcção a este eixo (Figura 8). Na Figura 6a observa-se com o aumento de ψ_0 uma aproximação mais rápida à linha "K₀" e um menor afastamento em relação à linha de consolidação virgem isotrópica.

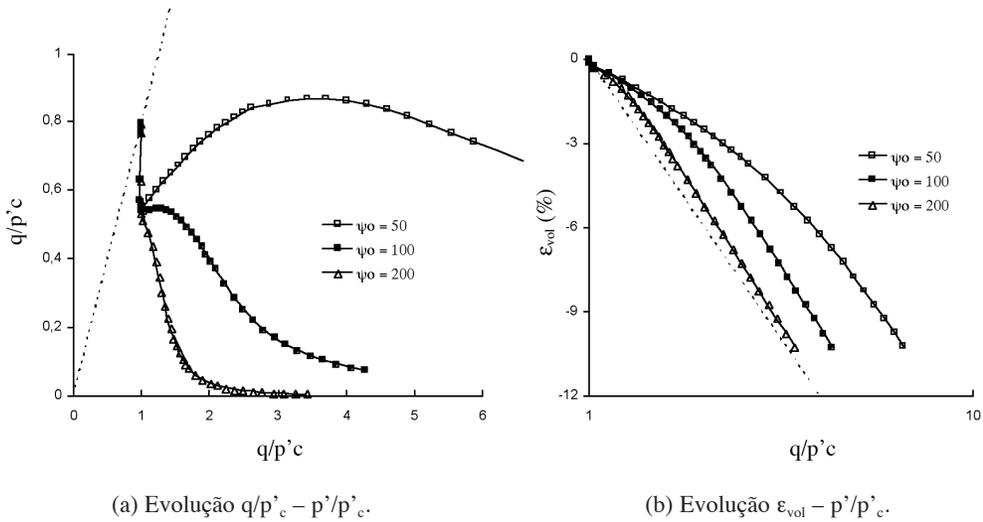


Fig. 7 – Influência de ψ_0 . Consolidação "K₀" seguida de deformação isotrópica.

No segundo caso (Figura 7), o provete é inicialmente consolidado em condições "K₀", aplicando-se em seguida incrementos de extensão hidrostáticos ($\Delta\epsilon_a = \Delta\epsilon_h$). Neste caso, o modelo prevê a gradual evolução da trajectória de tensões em direcção ao eixo hidrostático. A consideração de ψ_0 igual a 50 conduz a resultados pouco aceitáveis, nomeadamente em termos da evolução das tensões deviatóricas, observando-se na fase inicial o afastamento da trajectória de tensões efectivas do eixo hidrostático, só se notando uma ténue convergência para este para níveis de tensão muito elevados. Em ambos os casos os efeitos são similares, constatando-se com o aumento de ψ_0 uma aproximação mais rápida à trajectória de tensões imposta e um menor afastamento em relação à linha de consolidação virgem referente ao estado inicial. Estes resultados permitem constatar o relevante papel de ψ_0 no controlo da velocidade de rotação da superfície de cedência.

As Figuras 8 e 9 ilustram bem a evolução das superfícies de cedência em ambas as situações analisadas, para ψ_0 igual a 200. Constata-se que a evolução das superfícies de cedência do modelo MIT-E3 evolui de forma coerente com as trajectórias de tensões impostas, tanto em termos de endurecimento, induzido pelo aumento de tensões, como em termos da sua orientação, imposta pela alteração do estado de consolidação, variando de isotrópico para anisotrópico no caso da Figura 8 e vice-versa no caso da Figura 9.

Alguns investigadores (Ting, 1968; Anadarajah e Kuganenthira, 1996) concluíram que a aplicação de níveis de tensão duas a três vezes superiores à tensão de consolidação inicial, dilui a "memória" do solo em relação à história das tensões de consolidação. Em consonância com este facto, Whittle e Kavvas (1994) sugerem para "Boston Blue Clay" valores de ψ_0 entre 75 e 200.

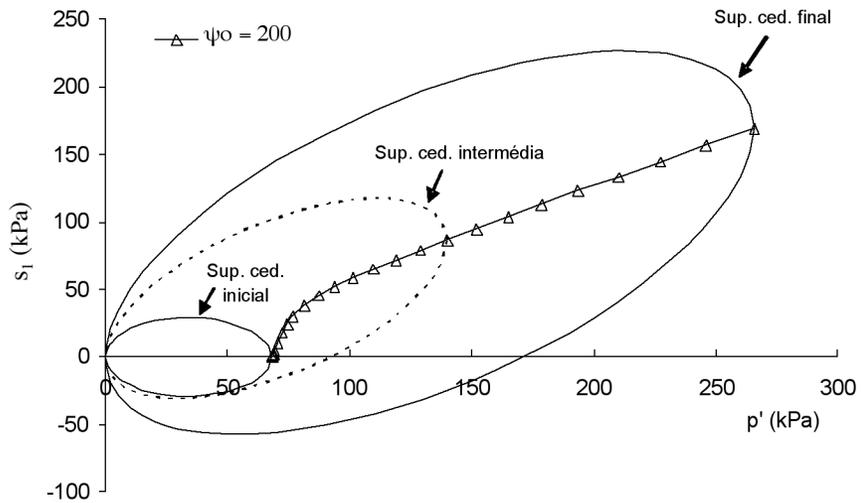


Fig. 8 – Consolidação isotrópica seguida de deformação “ K_0 ”.
Evolução das superfícies de cedência para $\psi_0 = 200$.

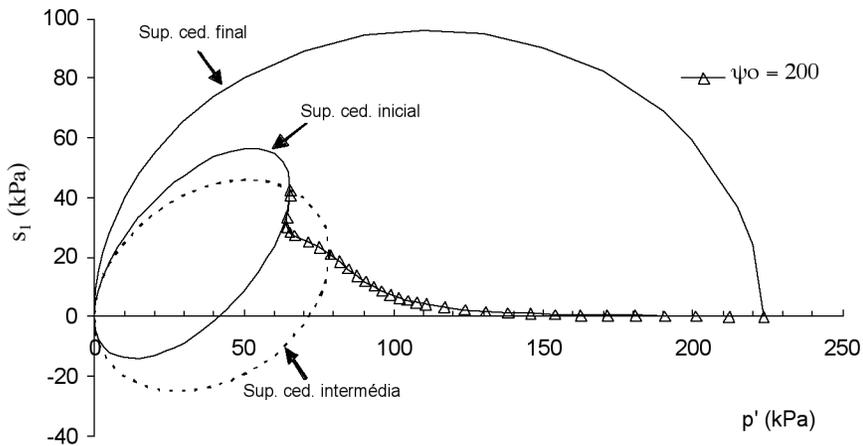


Fig. 9 – Consolidação “ K_0 ” seguida de deformação isotrópica.
Evolução das superfícies de cedência para $\psi_0 = 200$.

3.2.3 – Constantes S_i e c

As constantes S_i e c controlam, respectivamente, o comportamento pós-rotura e a geometria da superfície de cedência, sendo estimados a partir de ensaios triaxiais não drenados, realizados com provetes normalmente consolidados em condições “ K_0 ”, com trajectórias de compressão (CK_0UC) e de extensão (CK_0UE). Nas Figuras 10 e 11 apresentam-se os resultados da variação de S_i e c , respectivamente. Observa-se uma relevante influência de S_i no comportamento pós-rotura em compressão triaxial, contribuindo também o aumento de S_i para uma ligeira expansão da superfície de cedência em trajectórias de extensão.

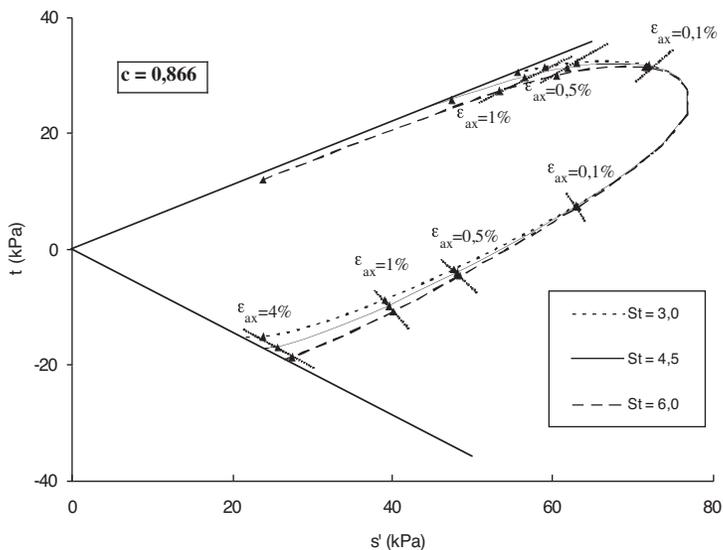


Fig. 10 – Influência de St nas trajetórias de tensões efectivas de ensaios CK_0UC e CK_0UE em condições normalmente consolidadas.

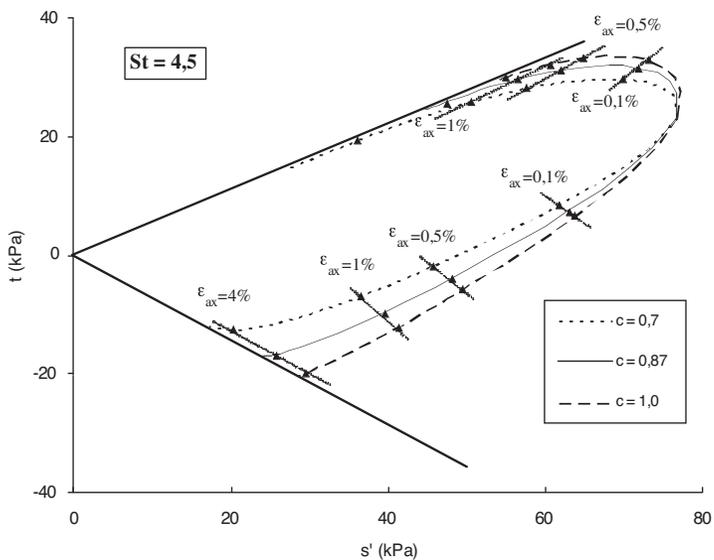


Fig. 11 – Influência de c nas trajetórias de tensões efectivas de ensaios CK_0UC e CK_0UE em condições normalmente consolidadas.

O controlo da resistência não drenada é fundamentalmente efectuado pela constante material c , pelo ajustamento da dimensão da superfície de cedência. Assim, constata-se com o incremento de c de 0,7 para 1,0 a expansão da superfície de cedência, que induz o aumento da resistência não drenada em cerca de 13% e 70%, respectivamente nas trajectórias de compressão e de extensão.

Analisando em conjunto as Figuras 10 e 11, constata-se que a influência de ambas as constantes se sobrepõem um pouco, influenciando o comportamento pós-rotura em condições não drenadas. Contudo, enquanto que o aumento de c origina a expansão global da superfície de cedência, o incremento de S , só tem o mesmo efeito em extensão, originando em compressão o oposto, ou seja a sua retracção. Assim, pela conjugação destas duas constantes afinam-se aspectos como o comportamento pós-rotura, a evolução das trajectórias de tensões e naturalmente a resistência não drenada.

3.2.4 – Constante w

A constante w é utilizada no modelo MIT-E3 para controlar o comportamento não linear em corte não drenado para reduzidos níveis de deformação e estados de tensão suficientemente afastados da superfície limite (Whittle e Kavvas, 1994). Esta constante pode ser estimada através da simulação de ensaios de compressão triaxial com provetes sobreconsolidados, pela análise do módulo de deformabilidade (E_u) na gama das pequenas deformações.

Na Figura 12 apresentam-se os resultados da variação de w (0,001, 0,01, 0,1 e 1,0) numa argila sobreconsolidada com OCR igual a 8. Constata-se com o aumento da constante w a diminuição do módulo de deformabilidade (Figura 12b), originando este facto, naturalmente, maiores deformações para o mesmo nível de tensão (Figura 12a).

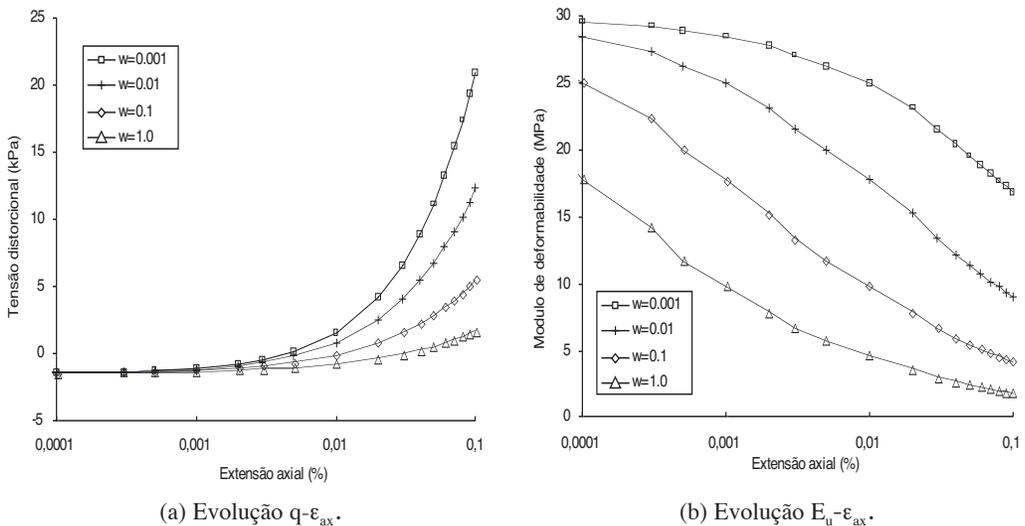


Fig. 12 – Influência de w no módulo de deformabilidade e na tensão distorcional, em regime elástico, num ensaio CK_0UC com um provete sobreconsolidado ($OCR=8$).

3.2.5 – Constante h

A magnitude das deformações plásticas residuais geradas em ciclos de descarga-recarga é controlada numericamente pela constante material h (Whittle e Kavvadas, 1994), sendo a sua avaliação efectuada a partir da simulação de resultados de ensaios edométricos (ou CRS).

Na Figura 13 apresentam-se os resultados da simulação de um ensaio edométrico com um ciclo de descarga-recarga correspondente a um OCR igual a 6, tendo-se analisado três valores de h (0,02, 0,2 e 2,0). Naturalmente, a curva referente à descarga coincide em todos os casos, dado o comportamento evoluir em regime elástico não linear, repercutindo-se a diminuição de h unicamente no aumento das deformações residuais ($\Delta\epsilon^p$) no final do ciclo de recarga, ou seja, quando a plasticificação do material assume alguma relevância. Assim, constata-se com a variação da constante h de 2,0 para 0,02 o aumento das deformações residuais em cerca de 250%. Obviamente, a constante h também influencia a aproximação da curva de recarga à linha da consolidação virgem (LCV), constatando-se com a sua diminuição uma aproximação mais suave, que, naturalmente, corresponde a maiores tensões de junção entre ambas as curvas.

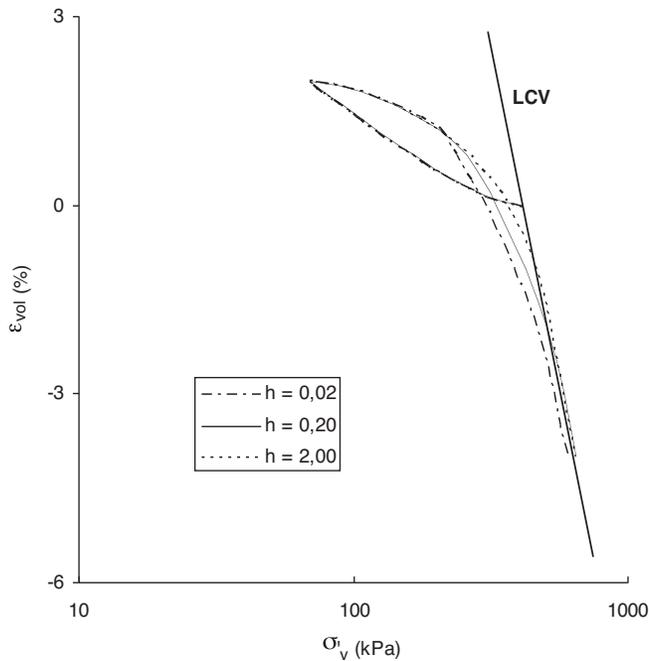


Fig. 13 – Influência da constante material h na curva de recarga $\epsilon_{vol}-\sigma'_v$.

3.2.6 – Constante γ

A constante material γ tem a função específica controlar o desenvolvimento das pressões de água nos poros durante o corte não drenado, induzidas pela variação de tensões tangenciais, durante trajetórias de tensões localizadas no interior da superfície de cedência, ou seja, referentes a estados sobreconsolidados (Whittle e Kavvadas, 1994). Esta constante é estimada pela comparação das trajetórias de tensões efectivas obtidas num ensaio CK₀UC com as respectivas simulações nu-

méricas. Na Figura 14 apresentam-se os resultados da variação de γ (0,1, 0,5 e 1,0) num ensaio triaxial não drenado de uma argila sobreconsolidada (OCR=2), em termos de trajectórias de tensões (Figura 14a) e de geração de pressões intersticiais (Fig. 14b). Assim, para níveis de deformação entre 0,05% e 1% constata-se com o aumento de γ a geração maiores incrementos de pressões intersticiais, que se repercutem, obviamente, na inflexão para a esquerda da trajectória de tensões efectivas (Figura 14a). Para níveis de deformação superiores a 1% e para γ igual a 1,0, a tendência inverte-se, sendo este facto coerente com a obtenção de tensões efectivas médias superiores. Em todo o caso, e em termos quantitativos, os resultados parecem evidenciar uma reduzida influência desta constante no comportamento.

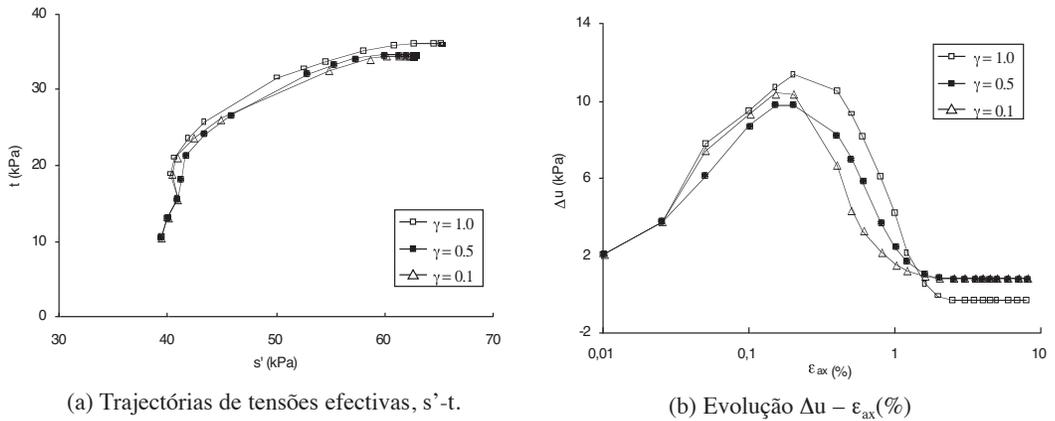


Fig. 14 – Influência de γ num ensaio CK_0UC com $OCR=2$.

4 – CONSTANTES MATERIAIS DE DIVERSAS ARGILAS

Nos Quadros 3 e 4 comparam-se os índices de consistência médios e as constantes materiais do modelo MIT-E3 respeitantes a três argilas: "Boston Blue Clay", "Empire Clay" e argila de Londres. Os índices de consistência dos dois últimos solos são semelhantes, o que se traduz em algumas similaridades em termos de constantes do modelo MIT-E3, nomeadamente: e_o , K_0^{nc} , ϕ'_{TC} , ϕ'_{TE} , w , γ e ψ_o .

O Quadro 4 evidencia o facto das constantes γ e ψ_o coincidirem entre as três argilas, o que vem reforçar as conclusões do estudo de sensibilidade efectuada na secção anterior, de que a influência destas constantes não é muito significativa.

Quadro 3 – Índices de consistência médios de três argilas "Boston Blue Clay", "Empire Clay" e argila de Londres (Whittle, 1993).

Índice	"Boston Blue Clay"	"Empire Clay"	Argila de Londres
W_L (%)	42	76	75
W_p (%)	21	26	28
IP (%)	21	50	47
IL (%)	95	36	5

Quadro 4 – Constantes materiais do modelo MIT-E3 de diversos solos (Whittle, 1993).

Constante material	Significado físico	"Boston Blue Clay"	"Empire Clay"	Argila de Londres
e_0	Índice de vazios para a tensão de referência na LCV ($\sigma'_v = 100$ kPa)	1,12	1,26	1,21
λ	Compressibilidade da argila normalmente consolidada	0,184	0,274	0,172
C	Comportamento não linear em descarga	22,0	24,0	65,0
n	Comportamento não linear em descarga	1,60	1,75	1,50
h	Deformações plásticas residuais	0,2	0,2	0,1
K_o^{nc}	K_o para argila normalmente consolidada	0,48	0,62	0,62
ν	Coefficiente de Poisson no início da descarga	0,277	0,312	0,288
ϕ'_{TC}	Ângulo de resistência ao corte em compressão triaxial	33,4	23,6	22,5
ϕ'_{TE}	Ângulo de resistência ao corte em extensão triaxial	45,9	21,6	22,5
c	Resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência)	0,86	0,75	0,80
S_t	Comportamento pós-rotura em compressão triaxial não drenada	4,5	3,0	3,9
w	Não linearidade para níveis de deformação reduzidos em corte não drenado	0,07	0,20	0,20
γ	Geração das pressões de água nos poros por corte	0,5	0,5	0,5
κ_0	Compressibilidade junto ao estado reversível	0,001	0,0035	0,001
ψ_0	Rotação da superfície limite	100,0	100,0	100,0

5 – CONCLUSÕES

Este trabalho evidencia algumas das potencialidades do modelo MIT-E3 para a simulação de importantes características do comportamento de argilas naturais, como sejam a rotação da superfície de cedência induzida pela variação do campo de tensão ou de deformação, o comportamento pós-rotura em condições não drenadas, a distinção entre comportamento em compressão e extensão, a geração de pressões intersticiais induzidas pela variação de tensões tangenciais, a influência da elasticidade não linear e a geração de deformações plásticas num ciclo de descarga-recarga. As análises numéricas efectuadas permitem salientar os seguintes aspectos:

- i) a importância das constantes C e n na simulação da não linearidade elástica no interior da superfície de cedência;
- ii) o eficaz controlo da velocidade de ajuste da orientação do eixo da superfície de cedência por parte da constante ψ_0 ;
- iii) a correcta simulação do comportamento não drenado em compressão e extensão triaxial, para a qual muito contribuem as constantes S_t e c , que permitem ajustar a dimensão da su -

perfície de cedência e assim controlar o comportamento pós-rotura e naturalmente a resistência não drenada;

- iv) a consideração da não linearidade associada a reduzidos níveis de deformação em corte não drenado, por intermédio da variação do módulo de deformabilidade em função das deformações registadas, sendo este processo controlado pela constante material w ;
- v) a importante contribuição da constante h , que permite controlar a magnitude das deformações plásticas residuais num ciclo de descarga-recarga;
- vi) a reduzida influência das tensões de corte no desenvolvimentos de pressões intersticiais, o que vem justificar a reduzida variabilidade atribuída à constante material γ .

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anadarajah, A. e Kuganenthira, N. (1996). "Variation of fabric anisotropy of kaolinite in triaxial loading". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 122, n° 8, pp. 633-640.
- Dafalias, Y.; Herrmann, G.R. (1982). "Bounding surface formulation of soil plasticity". *Soil Mechanics, Transient and Cyclic Loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds. Wiley and Sons.
- Hueckel, T. e Nova, R. (1979). "Some hysteresis effects on the behaviour of geological media". *International Journal of Solids and Structures*, n° 15, pp. 625-642.
- Maranha das Neves, E. (1986). "Equações constitutivas de meios particulados". *Memória n° 63*, Lisboa.
- Ting, W.H. (1968). "Some effects of history on the stress-strain behaviour of kaolin". *Ph. D. thesis*, University of Cambridge, England.
- Venda Oliveira, P.J. (2000). "Aterros sobre solos moles – Modelação numérica", *Tese de Doutoramento*, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Venda Oliveira, P.J. (2005). "MIT-E3: modelo constitutivo para argilas. Formulação, potencialidades e limitações". *Geotecnia*, n° 103 (Número especial - Prémio Manuel Rocha 2000-2003), pp. 145-168.
- Whittle, A. J. (1991). "MIT-E3: A constitutive model for overconsolidated clays". *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp. 697-702. Beer, Booker e Carter, Balkema, Rotterdam.
- Whittle, A. J. (1993). "Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays". *Géotechnique*, vol. 43, n° 2, pp. 289-313.
- Whittle, A. J.; Degroot, Don J.; Ladd, Charles C. (1994). "Model prediction of anisotropic behaviour of Boston Blue Clay". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n° 1, pp. 199-224.
- Whittle, A.J. e Kavvasdas, M. (1994). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n° 1, pp. 173-198.