

MIT-E3: MODELO CONSTITUTIVO PARA ARGILAS. FORMULAÇÃO, POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES

Mit-E3: Constitutive model for clays formulation, capacities and limitations

Paulo José da Venda Oliveira*

RESUMO – Neste artigo apresenta-se a formulação do modelo constitutivo MIT-E3, sendo um dos modelos mais evoluídos para a simulação do comportamento de argilas normalmente consolidadas e moderadamente sobreconsolidadas. São apresentadas as principais características do modelo e a sua formulação matemática, a qual é subdividida em termos de comportamento normalmente consolidado e sobreconsolidado.

As capacidades e limitações do modelo são ilustradas através da simulação de ensaios laboratoriais: ensaio de descarga em K_0 , ensaio unidimensional de deformação controlada (CRS), ensaios triaxiais não drenados e ensaios de corte simples não drenados.

Finalmente, o modelo é aplicado na simulação de um aterro experimental realizado sobre um depósito constituído por argila "Boston Blue Clay", estabelecendo-se o confronto com o comportamento observado "in-situ" e com uma análise numérica efectuada com o modelo Cam Clay Modificado (CCM), em termos da evolução temporal dos assentamentos, das deformações laterais e dos acréscimos das pressões de água nos poros. Também se comparam os resultados provenientes de ambas as análises numéricas (CCM e MIT-E3) em termos da extensão das zonas em cedência, das isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais e horizontais, das isolinhas dos acréscimos das pressões intersticiais e das direcções das tensões principais.

SYNOPSIS – This paper presents the constitutive MIT-E3 model, which is one of the most elaborated models for the simulation of the mechanical behaviour of normally consolidated and moderately overconsolidated clays. The main characteristics of the mathematical formulation of the model are presented, subdivided in terms of normally consolidated and overconsolidated behaviour.

Model predictive capabilities and limitations are illustrated by comparison with laboratory tests data presented in the bibliography: unloading in K_0 conditions, CRS test, triaxial undrained tests and simple shear undrained tests.

Finally, the model is applied for the simulation of the behaviour of a trial embankment built over a deposit of "Boston Blue Clay". The numerical results are compared with de field data and with the numeric analyses made with the Modified Cam Clay model (MCC).

Both numeric analyses (MCC and MIT-E3) are compared in terms of yield area, of the lines of equal contours of the increments of vertical and horizontal effective stresses, of the lines of equal contours of increments of pore pressures and the principal stresses directions.

1 – INTRODUÇÃO

A maioria dos depósitos de argilas naturais existentes sobre a superfície terrestre encontram-se num estado levemente sobreconsolidado, em resultado da actuação dos seguintes factores: erosão, escavação, variações de nível freático, dissecação, consolidação secundária e cimentação, etc.

*Professor Auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC).
E-mail: pjvo@dec.uc.pt

A generalidade dos modelos mais utilizados para simular o comportamento destes solos admitem que os solos se regem por leis elastoplásticas e isotrópicas, pressupõem leis de endurecimento isotrópicas, leis de escoamento plástico associadas e assumem para critério de rotura as condições referentes ao estado crítico. Nestes modelos, o estado sobreconsolidado é definido por um ponto no interior da superfície de cedência, a que corresponde o estado normalmente consolidado, pelo que o grau de sobreconsolidação está directamente relacionado com a distância a esta. No interior da superfície de cedência, o comportamento é reproduzido por uma lei elástica, quase sempre linear, obtendo-se por este facto trajectórias de tensões completamente reversíveis, naturalmente sem geração de deformações plásticas residuais. Estes modelos também não associam o comportamento volumétrico e distorcional no interior da superfície de cedência, pelo que em condições não drenadas e no interior desta, as tensões distorcionais geradas não induzem variações de pressões de água nos poros (Whittle e Kavvadas, 1994).

Os primeiros modelos baseados nos pressupostos citados, datam da década de sessenta, após cerca de quinze anos de investigação do grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge, sendo denominados por Cam Clay (CC) e Cam Clay Modificado (CCM). O modelo CCM tem vindo a ser implementado em muitos programas comerciais, sendo actualmente um dos modelos mais utilizados em geotecnia. Em 1968 Roscoe e Burland propuseram a revisão do modelo CCM, passando a designar-se por modelo "Cam Clay Modificado Revisto", tendo como principal evolução a geração de deformações distorcionais plásticas no interior da superfície de cedência. Mais tarde, esta importante característica foi também simulada com a associação dos modelos CCM e Von Mises (VM), passando este modelo composto a ter uma superfície de cedência dupla, controlando a superfície referente ao modelo VM a geração de deformações não recuperáveis durante a fase sobreconsolidada (Borja et al., 1990).

Nos anos oitenta, o "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées" desenvolveu o modelo "Melanie", adequado para simular o comportamento de argilas moles naturais não remexidas (Magnan, 1986), apresentando duas importantes inovações relativamente aos modelos de "Cambridge": comportamento anisotrópico e lei de fluxo não associada.

Em 1987, Whittle apresentou o modelo MIT-E3, um modelo muito "sofisticado" que permite simular as principais características do comportamento de argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas ($OCR < 8$), correspondendo à evolução dos modelos MIT-E1 e MIT-E1(R2) desenvolvidos para argilas normalmente consolidadas. Ao longo do presente artigo serão descritas as características, potencialidades e limitações do modelo MIT-E3, utilizando-se para tal um programa plano de elementos finitos desenvolvido na FCTUC (Venda Oliveira, 2000) que permite a realização de análises elastoplásticas com consolidação acoplada.

2 – COMPORTAMENTO DE ARGILAS SOBRECONSOLIDADAS – Pressupostos experimentais

A investigação laboratorial desenvolvida ao longo das últimas décadas tem contribuído para a padronização do comportamento dos solos, o que permitiu o desenvolvimento de modelos constitutivos mais representativos do comportamento dos solos. Em termos de argilas sobreconsolidadas, o trabalho experimental revelou os seguintes aspectos:

- i) A generalidade dos solos sobreconsolidados exhibe comportamento não linear mesmo para reduzidos níveis de deformação, como atestam as investigações de Jardine et al. (1984), representadas na Figura 1, sendo a correcta modelação destas não linearidades iniciais fundamental para a "realista" previsão do comportamento.

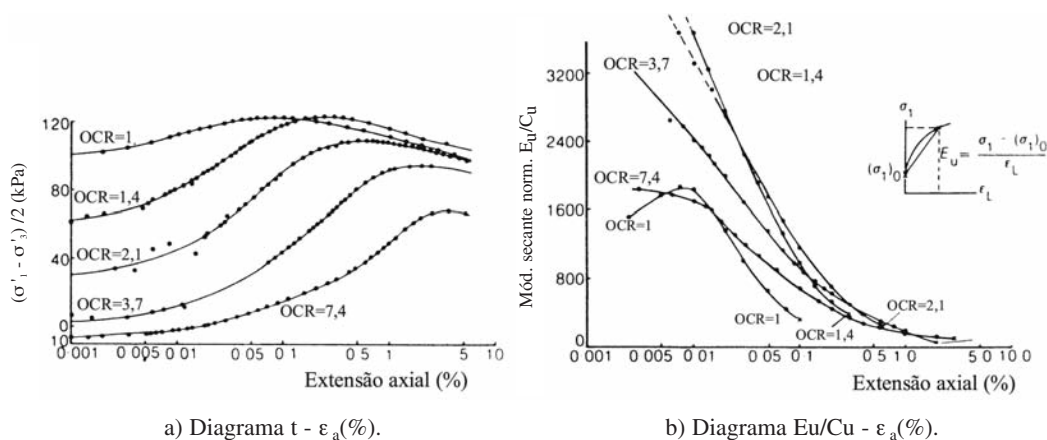


Fig. 1 – Resultados com a argila "North Sea Clay" (Jardine et al., 1984).

- ii) Resultados de ensaios drenados realizados por Tavenas et al. (1979) evidenciam que a localização da superfície de cedência é um dos pontos fulcrais na caracterização de um modelo elastoplástico, devido à repentina variação de comportamento após o ponto de cedência.
- iii) Resultados de ensaios cíclicos de carga realizados por Azzouz et al. (1989), em condições não drenadas, com a argila "Boston Blue Clay" (BBC) para dois estados sobreconsolidados com OCR de 1,38 e 2 (Fig. 2) mostram que a variação cíclica de carga induz o aumento das pressões intersticiais, com a consequente diminuição da tensão efectiva, podendo este facto conduzir à rotura. Assim, é fundamental a associação do comportamento volumétrico e distorcional para a modelação do comportamento de argilas sobreconsolidadas sujeitas a cargas cíclicas, independentemente do nível de tensão.

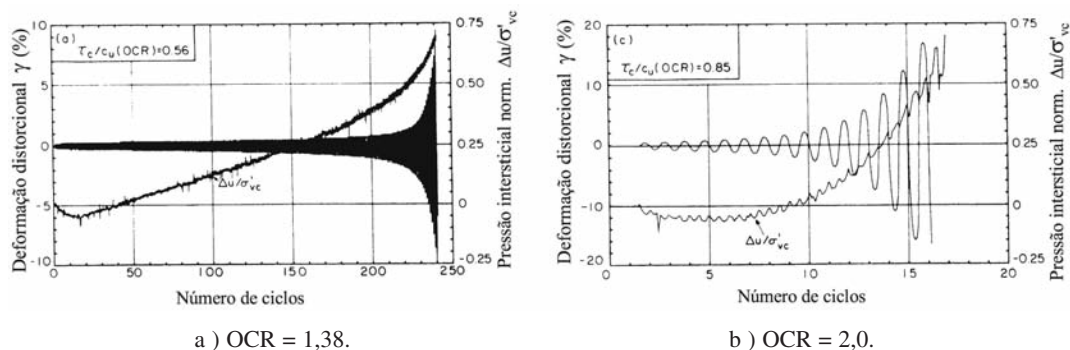


Fig. 2 – Resultados de ensaios cíclicos de carga com a argila BBC (Azzouz et al., 1989).

- iv) Resultados de Whittle (1987) sugerem que os comportamentos respeitantes à descarga e à recarga de uma argila em corte drenado ou compressão hidrostática apresentam características similares, nomeadamente: (1) uma resposta mais rígida que a obtida na curva de carga primária; (2) comportamento tensão-deformação histerético; (3) existência de reduzidas deformações não recuperáveis num ciclo de descarga/recarga; (4) transição suave entre a curva de recarga e a curva de carga primária (correspondente ao estado normalmente consolidado).

Estas importantes características do comportamento das argilas sobreconsolidadas são de complexa modelação, não sendo reproduzidas por alguns modelos elastoplásticos, tais como CC, CCM, Melanie e CCM/VM.

Com o aparecimento do modelo MIT-E3 abriram-se novas fronteiras na modelação numérica, sendo possível a análise de obras de grande complexidade com maior precisão, dado este modelo ser capaz de simular importantes aspectos do comportamento de argilas normalmente consolidadas ou moderadamente sobreconsolidadas, nomeadamente:

- i) comportamento anisotrópico baseado em condições K_0 , dependendo a orientação das superfícies de cedência do coeficiente de impulso em repouso referente ao estado normalmente consolidado, K_0^{nc} ;
- ii) critério de rotura de acordo com as condições do estado crítico;
- iii) possibilidade de rotação das direcções de anisotropia e simulação do fenómeno de amolecimento em condições não drenadas, estabelecendo-se para esse efeito apropriadas leis de endurecimento;
- iv) definição do comportamento de argilas sobreconsolidadas pelo grau de sobreconsolidação (OCR) e pela especificação se o estado de tensão corrente corresponde a uma trajectória de descarga ou de recarga;
- v) comportamento histerético não perfeito, com a geração de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga, sendo o modelo histerético perfeito utilizado para determinar a rigidez e as não linearidades imediatamente a seguir ao ponto de inversão de carga;
- vi) consideração de uma superfície de plasticidade limite, a qual gera o aparecimento de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga, devido à associação entre o comportamento volumétrico e distorcional;
- vii) transição suave do estado sobreconsolidado para o estado normalmente consolidado.

Nos pontos seguintes apresenta-se a formulação necessária para a implementação destas características, sendo esta subdividida em termos de comportamento normalmente consolidado e sobreconsolidado.

3 – 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 “ K_0 ” e a sua evolução com os carregamentos subsequentes e, ainda, o fenómeno de amolecimento que é observado experimentalmente para certos modos de deformação.

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 é dependente do incremento da tensão efectiva e 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 e de uma função de potencial plástico.

3.1 – Função de cedência

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 (Fig. 3), é expressa pela equação:

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

representando:

- c - o coeficiente dos semi-eixos do elipsóide, sendo um parâmetro do material;
- α' - a variável que controla o tamanho da superfície de cedência;
- p' - a tensão normal média efectiva;
- $\{s_i\}$ - o vector das tensões desviatórias, expresso em variáveis transformadas (Quadro 1);
- $\{b_i\}$ - o vector que descreve a orientação da superfície de cedência.

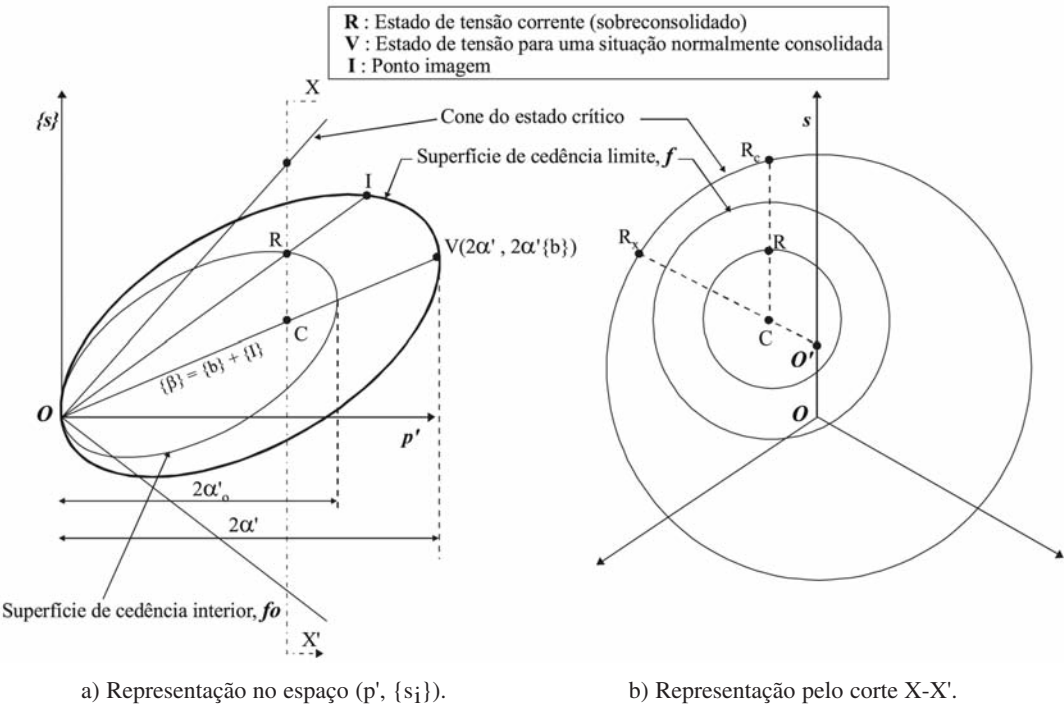


Fig. 3 – Superfícies de cedência e rotura do modelo MIT-E3.

Quadro 1 – Variáveis transformadas.

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

A anisotropia é definida pela orientação do eixo principal do elipsóide, traduzida pelo vector $\{\beta\}$:

$$\{\beta\} = \{b_i\} + \{I\} \quad (2)$$

com $\{I\}^T = (1, 0, 0, 0, 0, 0)$. Inicialmente o vector $\{\beta\}$ está orientado com a direcção da consolidação, rodando em função do carregamento de acordo com as leis de endurecimento.

3.2 – Critério de rotura

O critério de rotura subjacente ao modelo coincide com o critério do estado crítico, sendo definido no espaço das tensões generalizadas por uma superfície cónica anisotrópica com o vértice localizado na origem (Fig. 3), descrito matematicamente por:

$$h = -k^2 p'^2 + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{\xi_i\})^2 \quad (3)$$

representando k uma constante do material em função do tamanho do cone e $\{\xi_i\}$ um vector que define a anisotropia do critério de rotura e cuja orientação é estabelecida pelos valores dos ângulos de atrito em compressão e extensão triaxial.

A direcção da anisotropia da superfície de cedência, $\{b_i\}$, geralmente não coincide com a direcção da anisotropia do cone de estado crítico, $\{\xi_i\}$, mesmo quando este estado é alcançado (Ganendra, 1993).

3.3 – Lei de fluxo

O modelo utiliza uma lei de fluxo não associada que satisfaz 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.

A lei de escoamento é directamente expressa em função das componentes volumétrica e desviatória da direcção do fluxo, respectivamente P e $\{P_i\}$, sendo definida com base nas derivadas da função de potencial plástico:

$$P = 2 \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot r_c \quad (4)$$

$$\{P_i\} = c^2 \cdot x \cdot (\{Q_i\} + |r_c| \cdot \{s_i\}) \quad (5)$$

representando :

r_c - um escalar que exprime a proximidade do estado de tensão corrente em relação ao cone do estado crítico;

$|r_c|$ - o valor absoluto de r_c ;

x - um escalar utilizado para satisfazer o critério da condição K_0 , definido por:

$$x = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \left(\frac{1 + 2K_{0(nc)}}{3(1 - K_{0(nc)})} - \frac{K}{2G} \frac{\kappa}{\lambda} \right) \quad (6)$$

sendo:

λ - o declive da "linha de consolidação virgem" no espaço e - $\ln p'$;

κ - o parâmetro que controla o módulo tangente elástico em descarga e recarga;

G - o módulo distortional.

As deformações plásticas volumétricas e distortionais, respectivamente ε_v^p e $\{E_i^p\}$, são obtidas a partir das seguintes equações:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = d\lambda \frac{\delta Q^{pp}}{\delta p'} = d\lambda \cdot P \quad (7)$$

$$\{\dot{E}_i^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\delta Q^{pp}}{\delta S_i} \right\} = d\lambda \cdot \{P_i\} \quad (8)$$

representando $d\lambda$ o multiplicador plástico, determinado a partir da teoria da plasticidade por (Ganendra, 1993; Whittle e Kavvas, 1994):

$$d\lambda = \frac{K \cdot Q \cdot \dot{\varepsilon}_v + 2G \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{E_i\})}{H + K \cdot Q \cdot P + 2G \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{P_i\})} \quad (9)$$

O parâmetro H , designado por módulo elastoplástico, e que corresponde ao parâmetro A da teoria da plasticidade (Zienkiewicz, 1977), é definido a partir do estudo do comportamento de argilas normalmente consolidadas em condições K_0 , permitindo descrever (Whittle, 1993): (i) linhas de consolidação virgem paralelas com declive λ para todas as trajectórias de consolidação no espaço das tensões efectivas, (ii) endurecimento, (iii) amolecimento, (iv) resistência de pico, (v) condições do estado crítico em situações não drenadas. A expressão do parâmetro H utilizada pelo modelo MIT-E3 é a seguinte:

$$H = 2c^2 \frac{\kappa}{\lambda - \kappa} K \left(\alpha \cdot P - S_t \cdot 2 \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot \langle r_c \rangle \cdot x \cdot \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{b_i\}) \right) \quad (10)$$

sendo S_t um parâmetro que controla o fenómeno de amolecimento e r_c uma variável que restringe a localização do estado de tensão, impedindo que este se localize no exterior do cone do estado crítico, sendo definido por:

$$\begin{aligned} \langle r_c \rangle &= r_c \quad \text{se } r_c > 0 \\ \langle r_c \rangle &= 0 \quad \text{se } r_c \leq 0 \end{aligned}$$

3.4 – Leis de endurecimento

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, respectivamente descritas por:

$$\dot{\alpha} = \alpha \zeta \varepsilon_v^p \quad (11)$$

e

$$\{\dot{b}_i\} = \psi_0 \langle r_x \rangle \frac{1}{\alpha} (\{s_i\} - p' \{b_i\}) \dot{\epsilon}_v^p \quad (12)$$

sendo ξ uma variável que afecta a variação de tamanho da superfície de cedência e ψ_0 um parâmetro do material que controla a rotação da superfície de cedência. 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 ($\{\xi_i\} = \{b_i\}$);
 $0 < r_x < 1 \Rightarrow$ 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:

$$\begin{aligned} \langle r_x \rangle &= r_x \quad \text{se } r_x > 0 \\ \langle r_x \rangle &= 0 \quad \text{se } r_x \leq 0 \end{aligned}$$

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

Com este modelo, um material consolidado em condições K_0 altera a sua estrutura anisotrópica mais lentamente que um material consolidado hidrostáticamente, quando submetidos a solicitações idênticas (Whittle, 1993; Whittle e Kavvas, 1994).

A equação (12) determina o endurecimento de rotação da superfície de cedência controlando a variação de anisotropia da argila, obrigando os eixos principais de anisotropia a rodarem em direcção aos eixos principais das tensões pela ocorrência de deformações plásticas (Whittle, 1991; Whittle, 1993; Whittle e Kavvas, 1994).

4 – MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOBRECONSOLIDADO

Estudos laboratoriais sobre o comportamento de argilas sobreconsolidadas evidenciam que em ciclos de descarga-recarga em corte drenado ou em compressão hidrostática se verifica: 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 inerentes ao comportamento das argilas, o modelo MIT-E3 incorpora o modelo histerético perfeito e o modelo da superfície de plasticidade limite, que seguidamente se descrevem.

4.1 – Modelo histerético elástico

A inclusão deste modelo pretende simular o comportamento não linear (mesmo para pequenos níveis de deformação) de uma argila sobreconsolidada num ciclo descarga-recarga (Fig. 4a) através da variação gradual da rigidez entre os pontos reversíveis (A e B). Na formulação do modelo é necessária a identificação do ponto de reversibilidade da carga e o estabelecimento de expressões para o cálculo da rigidez tangencial, cujo valor será função do afastamento do estado de tensão corrente em relação ao ponto reversível (Hueckel e Nova, 1979). O módulo de rigidez tangencial do esqueleto sólido é expresso pela equação:

$$K = \frac{1 + e}{\kappa_0 (1 + \delta)} p' \quad (13)$$

com:

$$\delta = C.n. (\ln \xi + \xi_s)^{n-1} \quad (14)$$

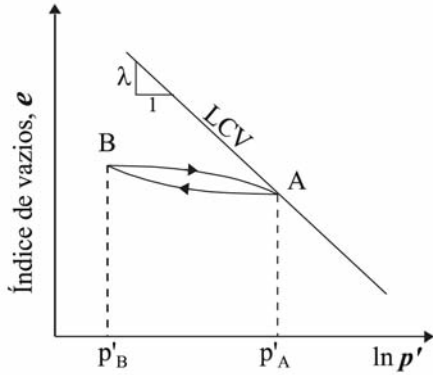
representando:

e - o índice de vazios;

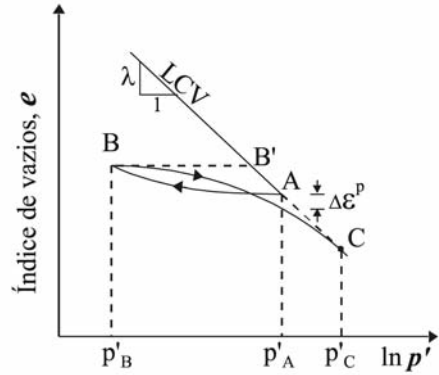
κ_0 - o declive inicial da fase de descarga/recarga no espaço e - $\ln p'$;

C, n, w - constantes do material que caracterizam o comportamento não linear para reduzidos níveis de deformação;

$\xi, \bar{\xi}$ - variáveis dependentes do afastamento entre o estado de tensão actual e o ponto reversível.



(a) Histerese perfeita.



(b) Histerese com deformações plásticas (MIT-E3).

Fig. 4 – Modelação de um ciclo de descarga-recarga.

4.2 – Modelo da superfície de plasticidade limite

A inclusão deste modelo permite simular o desenvolvimento de deformações plásticas em argilas sobreconsolidadas (Fig. 4b), o que possibilita o acoplamento entre o comportamento volumétrico e o distorcional e a existência de uma transição suave entre um estado sobreconsolidado e uma situação normalmente consolidada. Na formulação do modelo, a superfície de plasticidade limite corresponde à superfície de cedência descrita pela Equação 1 e o comportamento plástico para estados de tensão sobreconsolidados, R , é associado ao comportamento plástico de um ponto imagem, I , situado naquela superfície (Fig. 3). Esta situação corresponde à definição de uma superfície de carga f_o que passa pelo ponto representativo do estado de tensão sobreconsolidado, homotética à superfície limite f , com um coeficiente de forma α_o'/α' (Whittle e Kavvas, 1994).

Durante a fase puramente elástica, o tamanho da superfície de plasticidade limite (definido por α) varia em função dos incrementos de extensão volumétrica (Ganendra, 1993), de acordo com a seguinte expressão:

$$\dot{\alpha} = \frac{(1+e)\alpha}{\lambda} \dot{\epsilon}_v \quad (15)$$

e a superfície de carga de tamanho α_o passa constantemente pelo ponto correspondente ao estado de tensão.

A existência de deformações plásticas no interior da superfície de plasticidade limite repercute-se no endurecimento da superfície de carga e da própria superfície de plasticidade limite. O endurecimento da superfície de carga, variando com as extensões volumétricas plásticas, afecta unicamente o tamanho do elipsóide (em função do parâmetro α_o), sendo descrito pela seguinte expressão:

$$\dot{\alpha}_o = \alpha_o \zeta \dot{\epsilon}_v^p \quad (16)$$

O endurecimento da superfície de plasticidade limite é determinado com base em *pseudo-deformações plásticas*, definidas a partir do estado de tensão no ponto imagem (I). O valor do módulo elástico, K , também deve ser consentâneo com este procedimento, pelo que o valor de p' utilizado na expressão (13) deve ser o correspondente ao ponto imagem (p'^I); contudo, o valor de δ permanece inalterado em relação ao estado de tensão real (Ganendra, 1993).

Em descarga, como o comportamento é puramente elástico, considera-se que o parâmetro α varia de acordo com a expressão (15) originando a diminuição de tamanho da superfície de plasticidade limite. O valor de α_o , que define o tamanho da superfície de carga, varia em função do estado de tensão, localizando-se sobre a referida superfície. Pode acontecer que a diminuição de α seja superior à de α_o , a que corresponderia uma situação incoerente caracterizada pelo estado de tensão se localizar no exterior da superfície de plasticidade limite. Esta situação pode ocorrer, se a descarga a partir de um ponto localizado na superfície limite (isto é, $\alpha=\alpha_o$), originar uma reduzida variação de α_o e um decréscimo apreciável de p' (conduzindo ao aparecimento de deformações volumétricas "traccionantes"). Para fazer face a esta situação, impõe-se durante a descarga elástica que $\alpha \geq \alpha_o$.

Após a realização de cálculos de sensibilidade em diversas condições (drenadas e não drenadas), Venda Oliveira (2000) concluiu que o parâmetro de endurecimento $\{b_i\}$ só deverá ser actualizado quando a superfície de carga coincidir com a superfície de plasticidade limite ($\alpha=\alpha_o$). Este procedimento é justificado pela análise de um ciclo de descarga/recarga, dado na fase de descarga se constatar a inexistência de deformações plásticas a que corresponde um vector $\{b_i\}$ constante; contudo, na fase de recarga o cálculo das *pseudo-deformações plásticas* induziria a variação de $\{b_i\}$, ou seja, após recarga e uma vez atingida a linha de consolidação virgem, a superfície de plasticidade limite poderia apresentar uma orientação distinta da correspondente ao estado normalmente consolidado, o que seria incoerente.

5 – PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM O MODELO MIT-E3

No Quadro 2 apresentam-se os 15 parâmetros necessários para a caracterização do comportamento de um material segundo o modelo MIT-E3 e os ensaios a partir dos quais eles podem ser calculados, nalguns casos directamente e noutros a partir de análises paramétricas. No quadro inclui-se também os valores dos parâmetros para a argila de Boston – “Boston Blue Clay” – os quais servem de base às análises numéricas apresentadas nos pontos seguintes.

6 – SIMULAÇÃO DE ENSAIOS LABORATORIAIS

A fiabilidade do modelo e do próprio processo de implementação numérica realizado por Venda Oliveira (2000) é testada, simulando-se diversos ensaios laboratoriais realizados com a argila BBC: um ensaio de descarga em condições K_o , um ensaio unidimensional com deformação controlada (CRS), ensaios triaxiais e de corte simples não drenados. Nestes casos, os resultados numéricos obtidos com o programa desenvolvido no âmbito deste trabalho, designado por FEM, são confrontados com os resultados experimentais e com os obtidos por outros autores em simulações numéricas equivalentes.

6.1 – Ensaio de descarga em condições K_o

Neste ensaio analisa-se a evolução do coeficiente de impulso K_o em descarga unidimensional. Nestas condições, o valor de K_o^{oc} é controlado por intermédio do valor do coeficiente de Poisson.

Quadro 2 – Parâmetros que caracterizam o modelo MIT-E3

Parâmetro	Ensaio	Determinação	Significado físico	"Boston Blue Clay"
e_0	Edométrico, CRS	Directa	Índice de vazios para a tensão de referência na LCV ($\sigma'_v = 100$ kPa)	1,12
λ	Edométrico, CRS	Directa	Compressibilidade da argila normalmente consolidada	0,184
C	Edométrico, CRS	Análise paramétrica	Comportamento não linear em descarga	22,0
n	Edométrico, CRS	Análise paramétrica		1,60
h	Edométrico, CRS	Análise paramétrica	Deformações plásticas residuais	0,2
K_o^{nc}	K_o -edômetro, K_o -triaxial	Directa	K_o para argila normalmente consolidada	0,48
ν	K_o -triaxial	Directa	Coefficiente de Poisson no início da descarga	0,277
ϕ'_{TC}	Triaxial - CK_oUC	Directa	Ângulo de resistência ao corte para o estado crítico em compressão triaxial	33,4
ϕ'_{TE}	Triaxial - CK_oUE	Directa	Ângulo de resistência ao corte para o estado crítico em extensão triaxial	45,9
c	Triaxial – CK_oUC , OCR=1	Análise paramétrica	Resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência)	0,86
St	Triaxial – CK_oUE , OCR=1	Análise paramétrica	Amolecimento em compressão triaxial não drenada	4,5
w	Triaxial – CK_oUC , OCR=2	Análise paramétrica	Não linearidade para níveis de deformação reduzidos em corte não drenado	0,07
γ	Triaxial – CK_oUC , OCR=2	Análise paramétrica	Geração das pressões de água nos poros por corte em argilas sobreconsolidadas	0,5
κ_o	Coluna ressonante, "Bender Elements", etc	Ensaio	Compressibilidade junto ao estado reversível	0,001
ψ_o	Triaxiais drenados	Análise paramétrica	Rotação da superfície limite	100,0

Na Figura 5 comparam-se os resultados laboratoriais (Ladd, 1965), com os resultados obtidos por FEM, Ganendra (1993) e os fornecidos pela expressão semi-empírica de Wood (1990):

$$K_o^{OC} = K_o^{nc} \cdot OCR^n \quad (17)$$

tendo-se adoptado para n o valor de 0,5.

Constata-se que os resultados obtidos pelo programa FEM coincidem com os obtidos por Ganendra (1993), ambos fornecendo uma aproximação razoável dos resultados experimentais. No entanto, para valores de OCR superiores a 12 observa-se que os resultados começam a divergir. A formula de Wood fornece uma melhor aproximação aos resultados experimentais para reduzidos níveis de sobreconsolidação, constatando-se também o aumento das divergências para graus de sobreconsolidação elevados.

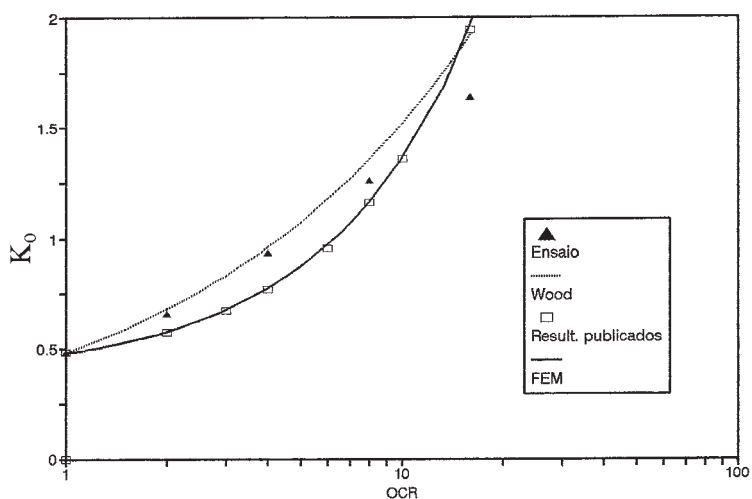


Fig. 5 – Relação entre K_0 e OCR.

6.2 – Ensaio unidimensional de deformação controlada (Crs)

O comportamento de uma argila normalmente consolidada, com $\sigma'_v=153$ kPa ($K_o^{nc} = 0,48$) e $e_o=1.14$, submetida a um ensaio CRS é simulado (Fig. 6), constatando-se que de um modo geral, os resultados obtidos por FEM e por Whittle et al. (1994) simulam bem o comportamento real do

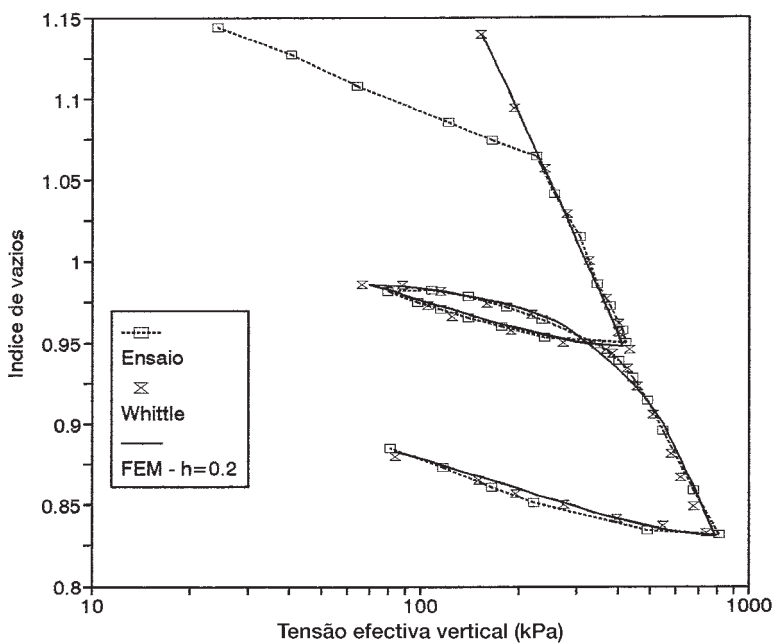


Fig. 6 – Simulação de um ensaio CRS.

solo. Também se verifica que o programa FEM origina um ligeiro incremento da inflexão da curva de recarga próximo da junção com a L.C.V., traduzindo-se em maiores deformações plásticas, o que indicia que se deveria optar por um valor do parâmetro h mais elevado, tal como testado por Venda Oliveira (2000).

6.3 – Ensaio triaxiais não drenados

São simulados ensaios triaxiais não drenados, com trajectórias de compressão e de extensão, para dois graus de sobreconsolidação ($OCR=1$ e 8). Em cada ensaio, o nível de sobreconsolidação desejado é obtido simulando a descarga em condições K_0 , dando origem aos valores do Quadro 3, que serão os valores iniciais dos ensaios não drenados.

Quadro 3 – Estado inicial correspondente a cada valor de OCR.

OCR	K_0	e_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)
1	0,5344	1,12	100,00	53,33
8	1,1621	1,1658	12,50	14,53

Nas Figuras 7 e 8 confrontam-se os resultados numéricos obtidos por FEM, Whittle (1993) e Ganendra (1993), respectivamente para $OCR = 1$ e 8 . Verifica-se que, de um modo geral, a evolução dos diagramas "tensão-deformação" e das trajectórias de tensões efectivas são semelhantes nas diversas análises. No caso da amostra normalmente consolidada (Fig. 7), o amolecimento calculado pelo programa FEM após a rotura é ligeiramente menos pronunciado que o obtido por Ganendra (1993) e Whittle (1993). Esta situação indicia que o valor do parâmetro S_t (que controla o amolecimento) deveria ser ligeiramente superior na análise de FEM.

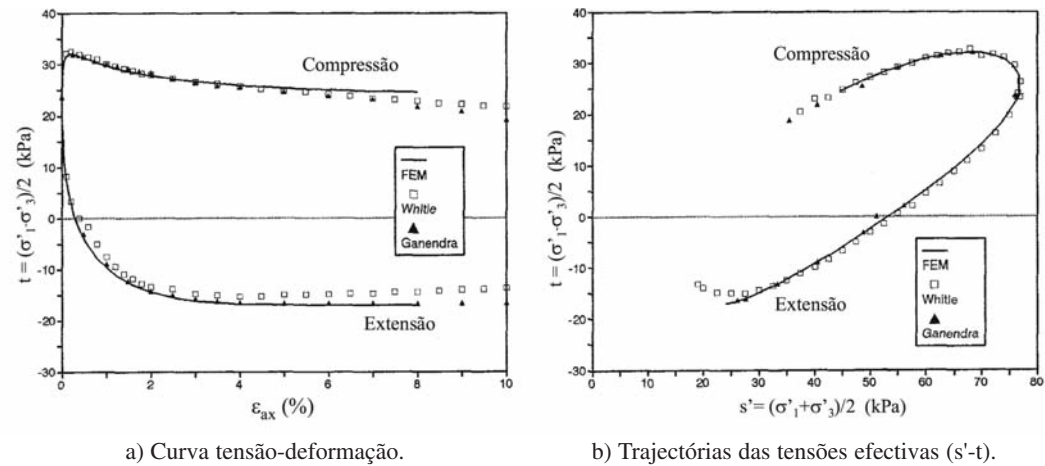


Fig. 7 – Simulação de ensaios triaxiais não drenados de compressão e extensão. $OCR = 1$.

Na Figura 9 apresentam-se os resultados laboratoriais, tendo as amostras sido reconsolidadas utilizando o método "Shanshep", sendo posteriormente descarregadas até ao nível de sobreconsolidação desejado (Whittle, 1993). De um modo geral, observa-se que os resultados obtidos com as análises numéricas são semelhantes ao comportamento "real", permitindo simular algumas das características observadas nos ensaios laboratoriais, nomeadamente:

- i) mobilização da resistência de pico em argilas normalmente consolidadas para níveis de deformação reduzidos;
- ii) não linearidade do comportamento "tensão-deformação" para toda a gama de deformações, independentemente do valor de OCR;
- iii) desenvolvimento de pressões intersticiais associadas a variações de tensões tangenciais, traduzidas na variação da tensão efectiva média.

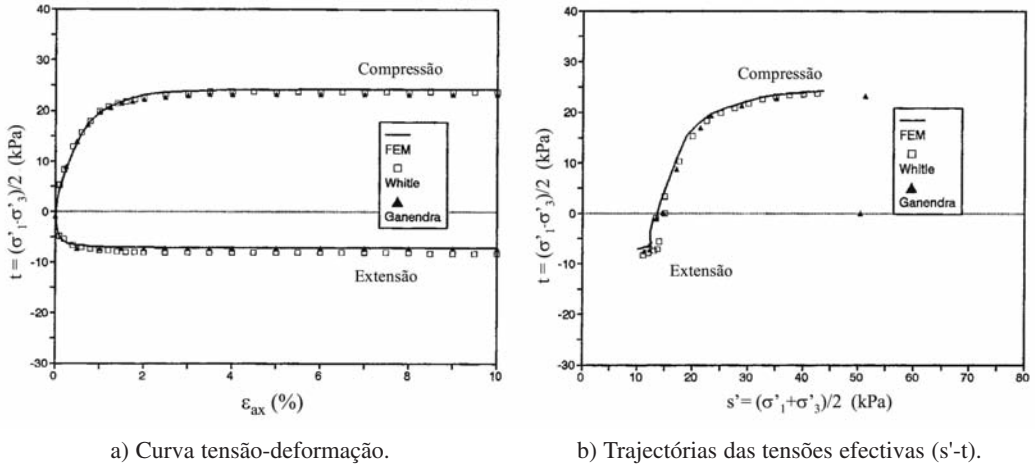


Fig. 8 – Simulação de ensaios triaxiais não drenados de compressão e extensão. OCR = 8.

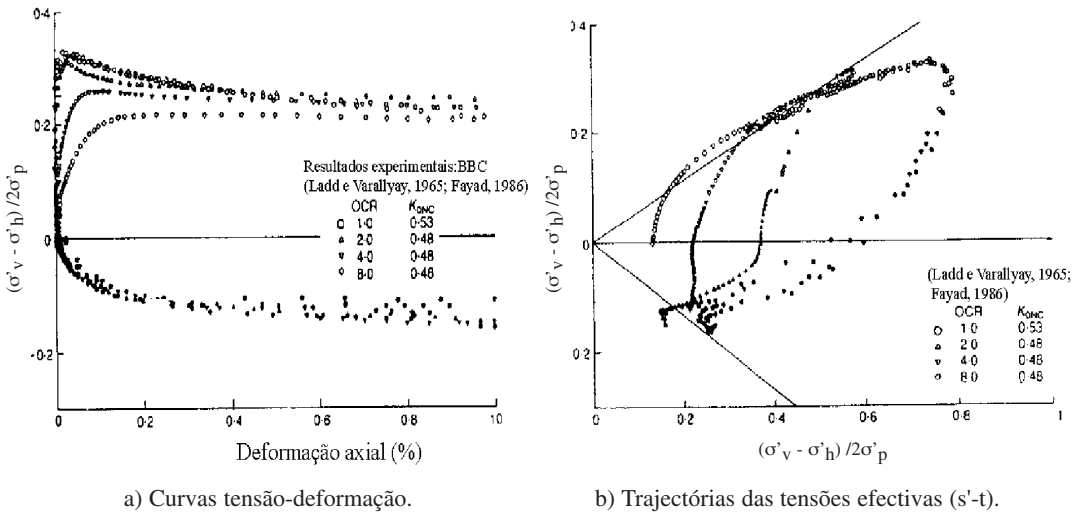


Fig. 9 – Ensaios triaxiais não drenados com "Boston Blue Clay" (Retirado de Whittle, 1993).

A resistência não drenada obtida pelas análises numéricas é superior à obtida experimentalmente (em cerca de 10%), não obstante o comportamento "tensão-deformação" para níveis de deformação inferiores a 2% se aproximar dos resultados laboratoriais. No caso das amostras mais sobreconsolidadas, este facto pode ser explicado pelo desenvolvimento de planos de deslizamento nestas amostras (Fayad, 1986) que ocorrem no lado "seco" em relação ao estado crítico, estando

este facto relacionado com o fenómeno de dilatação com amolecimento (Atkinson e Richardson, 1987). Assim, quando uma parte do solo se dilata, o interior dessa região torna-se mais húmida e menos resistente, pelo que posteriores deformações tendem a concentrar-se progressivamente nesta zona, fazendo com que este solo sucessivamente mais "fraco" se continue a deformar até que as condições do estado crítico sejam atingidas (Atkinson e Richardson, 1987). O modelo MIT-E3 não simula esta descontinuidade localizada, daí as diferenças obtidas entre os resultados experimentais e numéricos.

6.4 – Ensaio de corte simples não drenados

Ladd e Edgers (1972) realizaram diversos ensaios não drenados de corte simples com amostras resedimentadas de "Boston Blue Clay", para valores de OCR igual a 1, 2, 4 e 8 (Fig. 10).

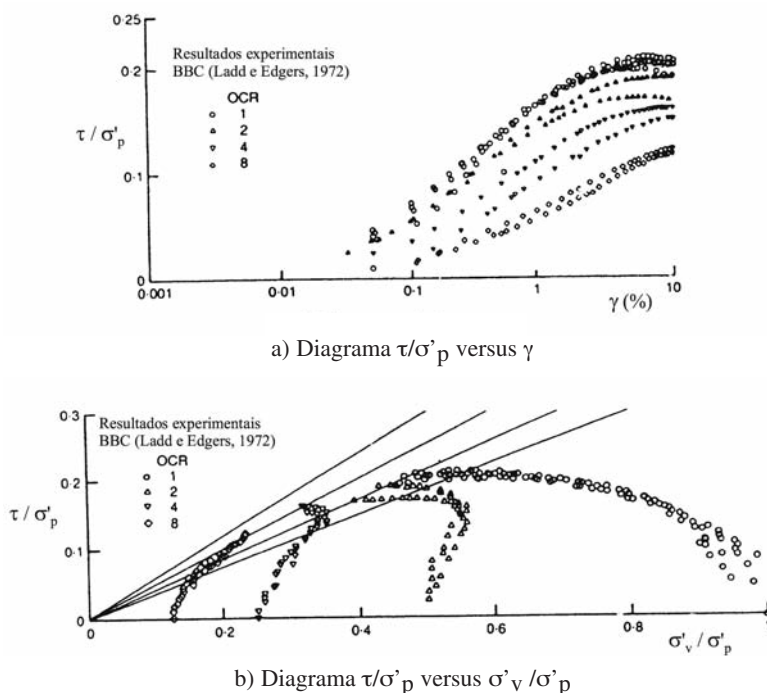


Fig. 10 – Resultados experimentais do ensaio não drenado de corte simples com o solo "Boston Blue Clay" (Whittle, 1993).

Na Figura 11 confrontam-se os resultados obtidos com o programa "FEM" e por Whittle (1993), constatando-se que os resultados numéricos se aproximam com bastante razoabilidade dos laboratoriais.

Para OCR = 1, as previsões fornecem bons resultados tanto em termos de resistência não drenada (C_u/σ'_v) como nos caminhos das tensões efectivas, observando-se no diagrama "tensão-deformação" valores ligeiramente superiores da rigidez, bem como um amolecimento excessivo pós pico (verificado com "FEM") em relação ao obtido experimentalmente.

Para OCR=2, o modelo (FEM e Whittle) prevê uma resistência não drenada superior em cerca de 10% e maior rigidez em relação aos resultados experimentais. No caso de OCR = 4, a resistência não drenada prevista com "FEM" praticamente coincide com a laboratorial, sobrestimando os

resultados de Whittle em cerca de 8%. No caso de $OCR = 8$, a resistência não drenada obtida por Whittle é cerca de 27% superior em relação aos resultados experimentais, diminuindo esta diferença para sensivelmente 15% com o programa FEM.

Em termos de trajetórias de tensões (Fig. 11c), observa-se nos provetes com $OCR = 2, 4$ e 8 que as análises numéricas originam um troço linear vertical, afastando-se este do observado nos resultados experimentais. Esta discrepância é devida ao modelo não conseguir, neste caso particular, simular a geração das pressões de água nos poros induzidas pelas tensões distorcionais, estando este facto relacionado com a forma geométrica da superfície limite do modelo MIT-E3 (Whittle, 1993).

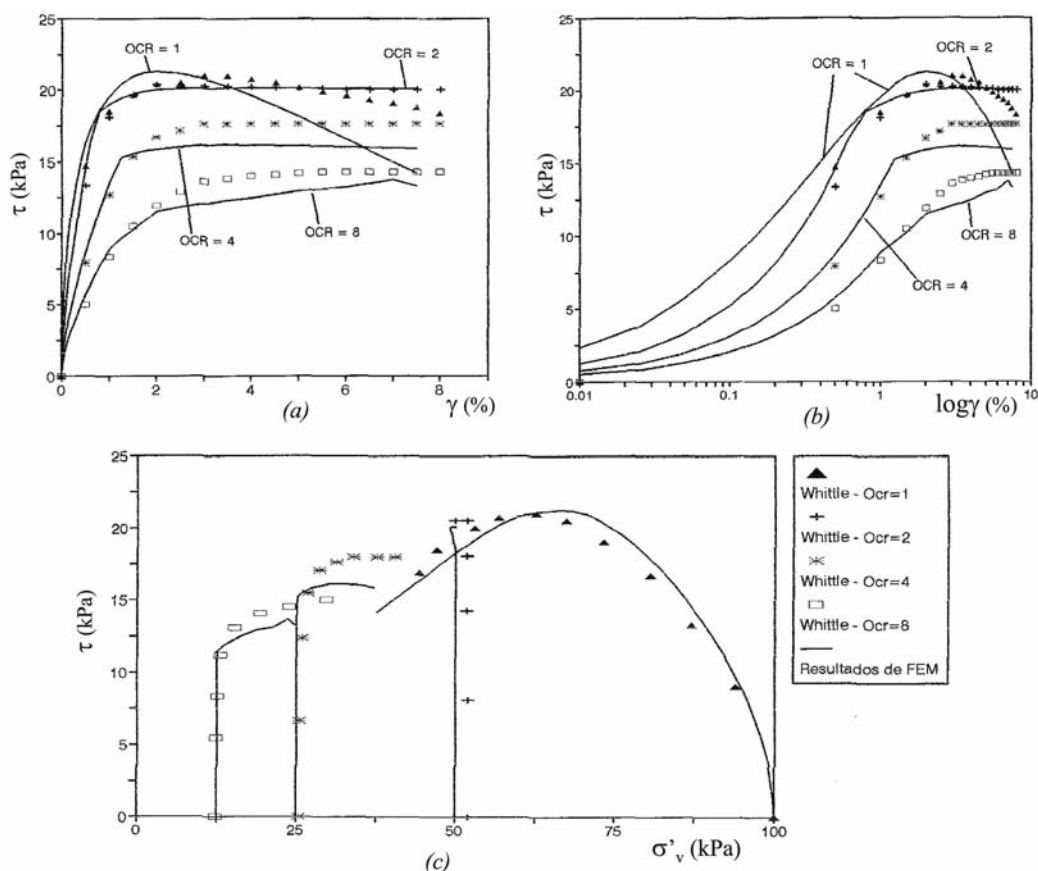


Fig. 11 – Ensaio não drenado de corte simples. Comparação entre os resultados numéricos de FEM e de Whittle (1993). (a) Diagrama τ - γ . (b) Diagrama τ - $\log \gamma$. (c) Diagrama τ - σ'_v .

Tal como constatado por Whittle (1993), o modelo prevê maior rigidez que a obtida laboratorialmente em provetes sobreconsolidados, no entanto, a variação de rigidez com a deformação é bem simulada (Fig. 10a).

As previsões em termos da rotação das tensões principais entre as duas análises (FEM e Whittle) para $OCR = 1$ coincidem, registando-se a rápida rotação das tensões principais com a deformação, obtendo-se o valor de 28° no ponto correspondente à resistência de pico, mantendo-se este valor sensivelmente constante para deformações superiores.

7 – SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UM ATERRO

O comportamento do aterro experimental I-95, construído na zona de Boston em 1967, é analisado estabelecendo-se o confronto entre os valores observados "in-situ" e os resultados obtidos com as análises numéricas efectuadas com o programa FEM, utilizando os modelo CCM e MIT-E3 (Venda Oliveira, 2000)

Na Figura 12 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada no estudo do aterro, sendo composta por 203 elementos quadrangulares "híbridos" de 8 nós (com interpolação quadrática e linear para os deslocamentos e pressões intersticiais, respectivamente), totalizando 676 pontos nodais. No que concerne às condições fronteira foram admitidas as seguintes hipóteses: (i) deslocamentos verticais e horizontais nulos no limite inferior; (ii) deslocamentos horizontais nulos nos limites laterais da malha; (iii) fronteiras impermeáveis nos limites inferior e laterais; (iv) nível freático localizado a 3,0 metros de profundidade. Na figura também se indica a localização da instrumentação utilizada, sendo constituída por uma placa de medição de assentamentos verticais (nó 91), um piezômetro (nó 363) e um inclinômetro localizado sob a base do talude do aterro.

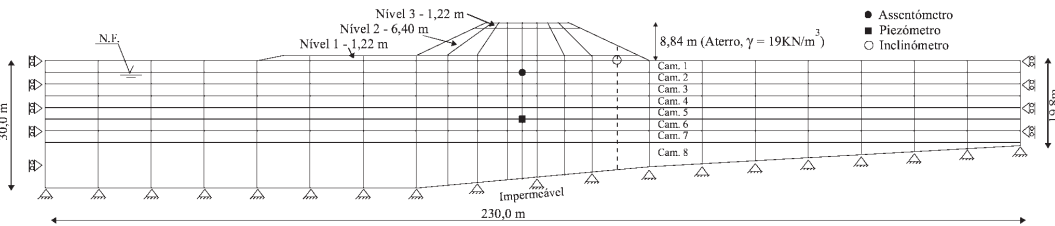


Fig. 12 – Malha de elementos finitos do aterro experimental I-95.

A construção do aterro foi realizada em três camadas, sendo a simulação do processo construtivo efectuada de acordo com o Quadro 4.

O solo de fundação é constituído por três camadas diferenciadas: lodos, areias siltosas e argila "Boston Blue Clay" (BBC). Em profundidade o grau de sobreconsolidação da argila BBC vai diminuindo, variando de 4,5 (imediatamente sob a areia siltosa) até 1,0 (h=20 metros). Esta variação é simulada através da subdivisão do estrato argiloso em seis subcamadas (camada 3 à camada 8), possuindo cada uma respectivamente os seguintes valores de OCR: 4,5, 3,0, 2,3, 1,8, 1,3, 1,0.

Quadro 4 – Sequência construtiva do aterro I-95.

Intervalo de tempo (dias)	N.º de incrementos	Descrição
75	5	1.ª camada, h=1,22 m
100	5	2.ª camada, h=6,40 m
120	6	Consolidação
25	1	3.ª camada, h=1,22m
500	5	Consolidação
1200	6	Consolidação

No Quadro 5 apresentam-se os parâmetros base utilizados no cálculo. O comportamento do material do aterro é simulado por uma lei elástica, variando o módulo de deformabilidade, E', entre 5700 kPa (camada superior) e 78000 kPa (camada inferior). Antes da construção do aterro substituiu-se a camada lodosa por um material granular, sendo este simulado também como um material elástico.

A camada de areia siltosa é simulada em todas as análises pelo modelo "Cam Clay Modificado", sendo o comportamento da argila BBC reproduzido pelos modelos CCM e MIT-E3, a que correspondem as duas análises numéricas efectuadas. Neste último caso adoptaram-se os parâmetros: $K_o^{nc} = 0,50$; $\phi'_{(TC)} = 26,54^\circ$; $\phi'_{(TE)} = 39,52^\circ$; $c = 0,866$; $\psi_0 = 100$; $\lambda = 0,147$; $\kappa_0 = 0,001$; $v' = 0,30$; $C = 22$; $n = 1,6$; $w = 0,07$; $St = 4,5$; $\gamma = 0,5$; $h = 0,2$; $e_{\lambda 0} = 3,56$; $\kappa_{\text{médio}} = 0,06$, estabelecidos com base no Quadro 2. Para se estabelecer uma comparação rigorosa entre os dois modelos, optou-se por utilizar os parâmetros $\phi'_{(TC)}$ e $\phi'_{(TE)}$ calculados a partir das condições do estado crítico ($M=1,05$), em substituição dos obtidos experimentalmente (Quadro 2). A inclusão do parâmetro $\kappa_{\text{médio}} = 0,06$ permitiu o cálculo do índice de vazios inicial em função do grau de sobreconsolidação.

Quadro 5 – Parâmetros dos materiais utilizados na simulação do aterro experimental I-95

Material	Estado inicial			Par. elásticos		Parâmetros plásticos (CCM)				Permeab.
	K_o	γ (kN/m ²)	OCR	E' (MPa)	v'	λ	κ	$e_{\lambda 0}$	M	k_h/k_v
Aterro	0,5	19,0	–	5,7-78 ⁽²⁾	0,3	–	–	–	–	---
Mat. granular ⁽¹⁾	0,5	15,0	–	10	0,3	–	–	–	–	---
Areia siltosa	0,5	15,0	–	(*)	0,3	0,025	0,005	2,50	1,50	4,0
Argila BBC	1,15-0,5 ⁽³⁾	15,0	4,5-1,0	(*)	0,3	0,147	0,060	3,56	1,05	4,0

⁽¹⁾Sob o aterro a camada de lodo foi escavada e substituída por um material granular antes da construção do aterro

⁽²⁾Variando da camada superior para a inferior.

⁽³⁾Variável em função do valor de OCR

⁽⁴⁾Calculado por $E' = \frac{3(1 + e_o)(1 - 2v')}{\kappa} p'_c$

Os coeficientes de permeabilidade vertical da camada de argila BBC e da camada de areia siltosa variam em consonância com a expressão de Taylor (1948):

$$k = k_o \cdot 10^{\frac{e - e_o}{C_k}} \quad (18)$$

adoptando-se para valores de referência $k_v(\text{ref}) = 1,1 \times 10^{-3}$ m/dia e $e_o(\text{ref}) = 3,3$, uma relação entre a permeabilidade horizontal e vertical de quatro e uma constante $C_k = 1,2$.

Na Figura 13 confrontam-se os valores medidos "in-situ" com os diversos resultados numéricos obtidos com o programa FEM, utilizando os modelos CCM e MIT-E3. No diagrama que retrata a evolução das deformações verticais com tempo (Fig. 13a), constata-se com a utilização do modelo MIT-E3, para $\kappa_0 = 0,006$, uma excelente simulação do comportamento observado "in-situ", conduzindo naturalmente a maiores deformações que o modelo CCM. Comparando ambas as análises efectuadas com o modelo MIT-E3, verifica-se com a diminuição de κ_0 uma curva assentamento-tempo mais linearizada, traduzida por menores deformações nos instantes iniciais e em assentamentos finais superiores, estando este facto associado a uma maior rigidez inicial. Todavia, com o aumento da rigidez a "taxa" de aproximação à superfície de cedência é também incrementada, fruto de um menor endurecimento, pelo que a partir desse momento o comportamento passa a evoluir fundamentalmente em regime plástico, obtendo-se consequentemente um acréscimo substancial das deformações verticais. No caso de uma rigidez inicial menor ($\kappa_0 = 0,006$), a trajectória em regime elástico não linear é mais "extensa", traduzida pela diminuição da velocidade deformacional em regime plástico, o que explica o comportamento para $t > 1700$ dias.

No diagrama dos deslocamentos horizontais na lateral do aterro (Fig. 13b) correspondente ao instante $t = 2120$ dias, observa-se que as análises realizadas com os modelos CCM e MIT-E3 (este com $\kappa_0 = 0,006$) conduzem a diagramas com forma parabólica que reproduzem em termos qualita-

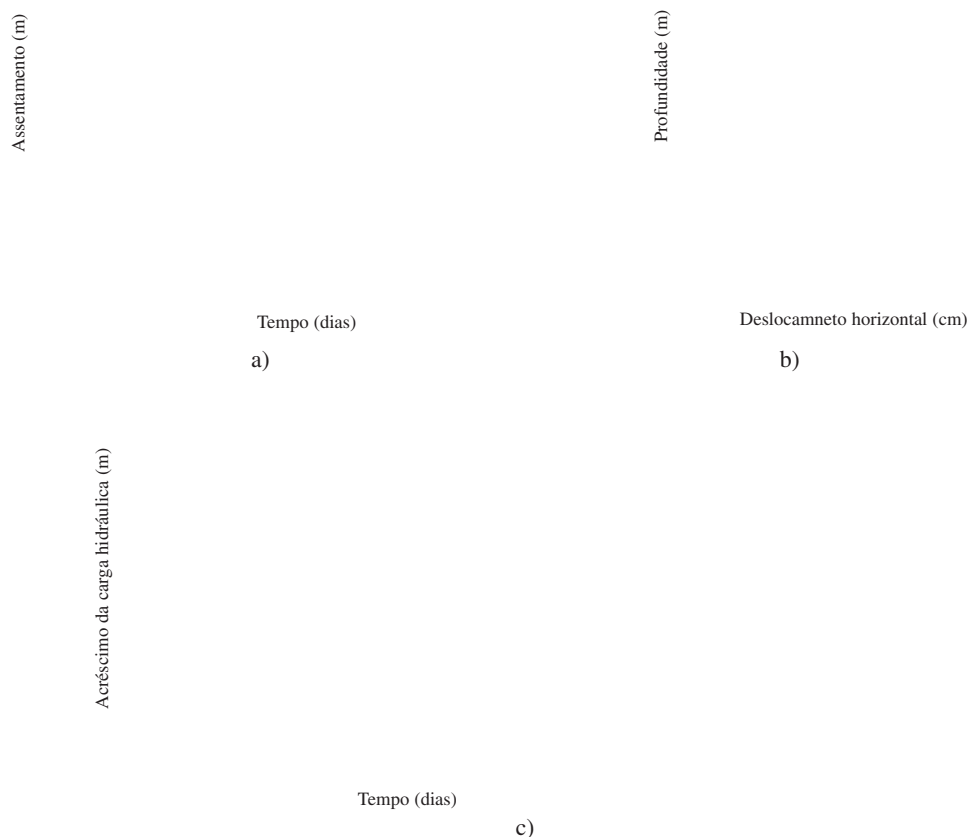


Fig. 13 – Comparação entre os resultados obtidos com os modelos MIT-E3, CCM e observados "in-situ".
 (a) Curva assentamentos-tempo (nó 31). (b) Deformações horizontais na lateral do aterro para $t = 2120$ dias.
 (c) Evolução temporal do excesso de carga hidráulica (nó 363).

tivos os observados "in-situ", embora com menor expressão quantitativa. Já a análise efectuada com o modelo MIT-E3 para $\kappa_0=0,001$ originou uma melhor simulação do comportamento real no topo e na base da camada de BBC, muito embora na zona central se tenha registado uma inflexão muito significativa dos deslocamentos horizontais, a qual praticamente não tem expressão no comportamento "in-situ". Esta inflexão ocorre nas camadas superiores da argila BBC, as quais se encontram inicialmente sobreconsolidadas, sendo induzida pela variação de rigidez entre as camadas superficiais do solo de fundação e a argila BBC. Esta explicação é comprovada pelo facto da inflexão aumentar com o incremento da rigidez inicial das camadas de BBC, ou seja, com o aumento da diferença de rigidez entre o depósito de BBC e as camadas mais superficiais.

Na Figura 14 apresenta-se a evolução temporal das deformações horizontais na lateral do aterro, obtida pelo programa FEM utilizando o modelo MIT-E3. A inflexão dos deslocamentos horizontais, observada na zona central em ambas as análises ($\kappa_0 = 0,001$ e $\kappa_0=0,006$), torna-se evidente a partir de $t = 670$ dias, acentuado-se progressivamente com o incremento temporal.

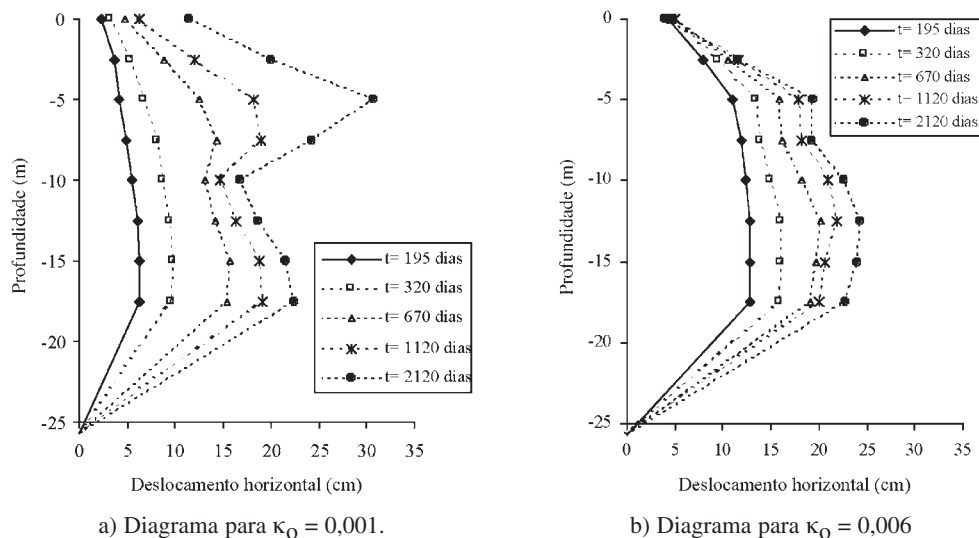


Fig. 14 – Evolução temporal das deformações horizontais na lateral do aterro, obtidas com o modelo MIT-E3.

No diagrama que ilustra a evolução temporal dos acréscimos da carga hidráulica (Fig. 13c), observa-se nos instantes iniciais evoluções semelhantes em ambas as análises numéricas. Com o incremento temporal verifica-se em ambas as análises efectuadas com o modelo MIT-E3 um comportamento semelhante, constatando-se para $t > 1000$ dias a quase sobreposição com os valores observados "in-situ". No entanto, a dissipação dos acréscimos da pressão intersticial obtida é inferior à resultante da aplicação do modelo CCM, estando este facto relacionado com a evolução dos assentamentos, dado o aumento destes implicar a necessidade de expulsar um maior volume de água do solo, incrementando assim as pressões intersticiais.

Os diagramas da delimitação das zonas em cedência, das isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais ($\Delta\sigma'_y$), efectivas horizontais ($\Delta\sigma'_x$), tangenciais ($\Delta\tau'_{xy}$) e intersticiais (Δu) e das direcções das tensões principais, para $t = 2120$ dias, estão representados nas Figuras 15 e 16, respectivamente para os modelos CCM e MIT-E3 (para $\kappa_0 = 0,006$).

Comparando a extensão das zonas em cedência induzidas pelos dois modelos (Figuras 15a e 16a), observa-se em ambos os casos a natural concentração das zonas em cedência nas camadas mais profundas, pelo facto destas estarem menos sobreconsolidadas, prolongando-se a cedência até às camadas mais superficiais em forma de cone com vértice coincidente com o centro do aterro, correspondendo este facto naturalmente a maiores incrementos de tensão. A utilização numérica do modelo CCM gera zonas em cedência com maior extensão até à superfície e com uma delimitação mais perfeita, o que levaria a supor que os assentamentos seriam maiores neste caso. No entanto, constata-se o inverso, sendo este facto explicado pela forma da superfície de cedência do modelo MIT-E3, dado esta se estender ao longo da linha K_0 , o que origina um comportamento em regime elástico não linear mais expressivo.

A análise dos diagramas dos incrementos das tensões efectivas verticais (Figuras 15b e 16b), permite constatar com a aplicação do modelo CCM uma maior regularidade e uniformidade na distribuição de $\Delta\sigma'_y$ pelas diversas camadas do solo de fundação, em contraponto com o modelo MIT-E3, com o qual se regista uma maior concentração de $\Delta\sigma'_y$ nas camadas superficiais, em resultado da maior rigidez do solo.

Fig. 15 – Análise numérica de FEM com o modelo CCM. Zonas em cedência e isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais (kPa), efectivas horizontais (kPa), tangenciais (kPa) e das pressões intersticiais (kPa) e diagrama das direcções das tensões principais, no instante $t = 2120$ dias.

Fig. 16 – Análise numérica de FEM com o modelo MIT-E3 ($\kappa_0=0,006$). Zonas em cedência e isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais (kPa), efectivas horizontais (kPa), tangenciais (kPa) e das pressões intersticiais (kPa) e diagrama das direcções das tensões principais, no instante $t = 2120$ dias.

Comparando os diagramas de $\Delta\sigma'_x$ (Figuras 15c e 16c), constata-se que o modelo CCM origina menores valores de $\Delta\sigma'_x$ e simultaneamente uma melhor distribuição destes ao longo do solo de fundação, em relação à análise efectuada com o modelo MIT-E3. Com o modelo MIT-E3 regista-se uma progressiva concentração dos acréscimos das tensões horizontais nas proximidades do pé do talude, não sendo este facto indissociável do aparecimento da inflexão no diagrama das deformações horizontais. Este modelo também estima acréscimos de tensão efectiva horizontal superiores, aos quais correspondem maiores deformações laterais.

Da análise dos diagramas das isolinhas de $\Delta\sigma'_{xy}$ (Figuras 15d e 16d) verifica-se com ambos os modelos uma evolução qualitativa semelhante, embora em termos quantitativos o modelo MIT-E3 conduza a valores superiores (em cerca de 50%). Este facto irá condicionar o desenvolvimento das pressões intersticiais, dado com o modelo MIT-E3 estas também dependerem da variação das tensões tangenciais, razão pela qual se observa na Figura 16e acréscimos das pressões intersticiais superiores às obtidas com o modelo CCM (Fig. 15e), muito embora a evolução qualitativa em ambas as análises seja semelhante.

Em termos das direcções das tensões principais (Figuras 15f e 16f), constata-se em ambos os casos a natural rotação das tensões principais sob a lateral do aterro, sendo o comportamento qualitativo muito semelhante.

8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho apresentou-se a formulação matemática do modelo MIT-E3 tendo-se abordado algumas aspectos inerentes à sua implementação numérica. Deu-se especial ênfase às três mais importantes características deste modelo: (i) modelo elastoplástico para argilas normalmente consolidadas com comportamento anisotrópico e amolecimento; (ii) modelo histerético com geração de deformações plásticas; (iii) modelo da superfície de plasticidade limite para argilas sobreconsolidadas.

As simulações numéricas de ensaios laboratoriais efectuadas com o programa "FEM", por Whittle (1993) e por Ganendra (1993) são praticamente coincidentes, muito embora os resultados de "FEM" evidenciem para OCR = 1 um menor amolecimento e para OCR = 8 uma maior resistência não drenada.

Em termos de fiabilidade do modelo MIT-E3, verifica-se para OCR=1 uma excelente previsão do comportamento obtido em ensaios edométricos e triaxiais. Todavia, para graus de sobreconsolidação mais elevados observa-se uma diminuição de fiabilidade, em particular na simulação de ensaios triaxiais e de corte simples em condições não drenadas

A aplicação deste modelo na simulação do comportamento de um aterro, mostrou um comportamento mais de acordo com o observado "in-situ", mas distinto do obtido com a utilização do modelo CCM, originando o modelo MIT-E3 menor dissipação das pressões intersticiais associadas a maiores deformações verticais, fruto deste modelo considerar o acoplamento entre as componentes volumétrica e distorcional, pelo que a geração de pressões intersticiais é também dependente da variação de tensões de corte. A análise efectuada também permitiu compreender a enorme influência da rigidez inicial no desenvolvimento das deformações verticais, fruto da sobreconsolidação das camadas superficiais.

BIBLIOGRAFIA

- Atkinson, J. H. e Richardson, D. (1987). "The effect of local drainage in shear zones on the undrained strength of overconsolidated clay". *Géotechnique* 37, nº 3, pp.393-403.
- Azzouz, A.S.; Malek, A.M. e Baligh, M.M. (1989). "Cyclic behaviour of clays in undrained simple shear". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, No. 5, pp. 637-657.

- Borja, R.I.; Hsieh, H.S.; Kavazanjian Jr, E. (1990). "Double yield surface model II: Implementation and verification". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 116, nº 9, september, pp.1402-1421.
- Fayad, P. (1986). "Aspects of the volumetric and undrained behaviour of Boston blue clay". Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology. [Citado por Whittle, 1993].
- Ganendra, D. (1993). "Finite element analysis of laterally loaded piles". Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine. London.
- Hueckel, T. e Nova, R. (1979). "Some histeresis effects on the behaviour of geological media". *International Journal of Solids and Structures*, nº 15, pp. 625-642.
- Jardine, R.J.; Symes, M.J.; Burland, J.B. (1984). "The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus". *Géotechnique* 34, No. 3, pp. 323-340.
- Ladd, C.C. (1965). "Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear". *Proceedings 6th Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Montreal (Toronto: University of Toronto Press), Vol. 1, pp. 282-290.
- Ladd, C.C. e Edgers, L. (1972). "Consolidated-undrained direct simple shear tests on Boston blue clay". Research report R72-82, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology. [Citado por Whittle, 1993].
- Magnan, J.P. (1986). "Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles". Rapport de recherche LPC, No. 141, 256 páginas.
- Roscoe, K.H. e Burland, J.B. (1968). "On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay". *Engineering plasticity*, J. Heyman e F.A. Leckie, eds., Cambridge University Press, Cambridge, England.
- Tavenas, F.A.; Mieussens, C.; Bourges, F. (1979). "Lateral displacements in clay foundation under embankments". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16 (3), pp. 532-550.
- Taylor, D.W. (1948). "Fundamentals of Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Venda Oliveira, P.J. (2000). "Aterros sobre solos moles – Modelação numérica", Tese de Doutorado, pp.598, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Venda Oliveira, P.J.; Lopes, M.; Almeida e Sousa, J. (2002). "Efeitos diferidos no tempo associados à presença de água num maciço envolvente de um túnel". 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, pp. 1129-1142, Lisboa.
- Venda Oliveira, P.J.; Lopes, M.; Almeida e Sousa, J. (2002). "Evolução no tempo das deformações induzidas pela escavação de um túnel superficial". I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, pp. 253-263, S. Paulo.
- 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* 43, nº 2, pp. 289-313.
- Whittle, A. J.; Degroot, Don J.; Ladd, Charles C. (1994). "Model prediction of anisotropic behavior of Boston Blue Clay". *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 199-224, vol. 120, nº 1.
- Whittle, A.J. (1987). "A constitutive model for overconsolidated clays with application to the ciclic loading of friction piles". Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology. [Citado por Whittle, 1991, 1993 e por Ganendra, 1993].
- Whittle, A.J. e Kavvadas, M. (1994). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays". *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 173-198, vol. 120, nº 1.
- Wood, D.M. (1990). "Soil behaviour and critical state soil mechanics". Cambridge University Press, Cambridge, England.
- Zienkiewick, O.C. (1977). "The Finite Element Method". 3ª edição, Mcgraw-Hill Book Company (UK) Limited, England.