

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS (P,Q,θ) EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Numerical simulation of critical state model (p,q,θ) in embankments on soft soils

JOSÉ LEITÃO BORGES*
ANTÓNIO SILVA CARDOSO**

RESUMO - Descreve-se o modelo de estados críticos (p,q,θ), tendo em vista a sua utilização na simulação numérica do comportamento constitutivo dos solos. Usando esta formulação, apresentam-se e analisam-se também os resultados de aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método de elementos finitos a uma obra de aterro sobre solos moles (reforçada ou não com geossintéticos). Analisa-se ainda o efeito, no comportamento da obra, da variação conjunta do grau de sobreconsolidação e do coeficiente de impulso em repouso da fundação.

SYNOPSIS - In order to its utilisation in the numerical simulation of constitutive behaviour of soils, critical state model (p,q,θ) is described. Using this formulation, the results of application of a numerical method based on finite element method in an embankment on soft soils (reinforced or not) are also presented and analysed. The effect of the variation of the over consolidation ratio and coefficient of earth pressure at rest of the foundation, on the embankment behaviour, is analysed too.

1 - PREÂMBULO

Uma questão crucial da aplicação de modelos numéricos na simulação do comportamento de obras geotécnicas tem a ver com a modelação realista das características constitutivas dos solos envolvidos. Um modelo analítico de simulação do comportamento dos solos deve, pois, procurar reproduzir as características desse comportamento. No entanto, a descrição completa do comportamento complexo dos solos só é possível, em regra, com modelos elastoplásticos necessariamente muito complicados e elaborados (superfícies de cedência fechadas, leis de fluxo plástico não-associadas, plasticidade anisotrópica, etc.), por forma a serem, portanto, gerais e fiáveis. Contudo, a complexidade formal desses modelos, as dificuldades de caracterização laboratorial dos parâmetros e as dificuldades de convergência em problemas com condições de fronteira complexas fazem com que a sua aplicação na resolução de problemas práticos seja muitas vezes proibitiva. Assim, a simulação do comportamento dos solos exige, em geral, que, à reprodução das características desse comportamento pelo modelo, esteja associada a simplicidade deste.

Nestas condições, torna-se, portanto, necessário identificar os aspectos do comportamento dos solos que nos problemas em análise são mais relevantes e seleccionar o modelo a utilizar atendendo a esses aspectos.

Tendo presente então a necessidade de um compromisso entre, por um lado, a simplicidade do modelo (traduzida, em termos práticos, por um número reduzido de parâmetros com significado físico fácil de identificar e de caracterização laboratorial

* Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

** Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

simples) e, por outro, uma relativa complexidade matemática que, na simulação das obras, permita ter em conta os aspectos de influência mais relevante no comportamento mecânico, utiliza-se, neste trabalho, o modelo de estados críticos (p,q,θ) na simulação do comportamento constitutivo dos solos em obras de aterro sobre solos moles (Borges, 1995; Britto e Gunn, 1987; Lewis e Schrefler, 1987). Trata-se de um modelo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas, com endurecimento ou amolecimento dependente do tipo de trajectória de tensão e em que o conceito de cedência está separado do de rotura ou estado crítico. Segundo Britto e Gunn (1987), os modelos de estados críticos (Cam-clay, Cam-clay modificado e modelo (p,q,θ)) têm sido utilizados com bastante sucesso na simulação de argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas, designadamente em obras do tipo das estudadas neste trabalho (por exemplo, o facto de se estar em presença de modelos com superfícies de cedência fechadas é determinante para a correcta simulação das deformações da estrutura durante os processos de consolidação que se desenvolvem durante e após a execução do aterro).

Este artigo trata dos seguintes aspectos: a) – descrição do modelo (p,q,θ) , tendo em vista a sua utilização na simulação numérica do comportamento constitutivo dos solos; b) – apresentação e análise dos resultados de aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método de elementos finitos a uma obra de aterro sobre solos moles (reforçada ou não com geossintéticos), usando as considerações referidas em a); analisa-se ainda o efeito, no comportamento da obra, da variação do grau de sobreconsolidação da fundação (e da variação em conformidade do coeficiente de impulso em repouso).

O modelo numérico foi desenvolvido admitindo a validade das condições associadas aos estados planos de deformação e de escoamento e incorpora diversos tipos de elementos finitos, o que permite simular separadamente todos os elementos componentes da estrutura: os solos de fundação, as camadas do aterro, os reforços e as interfaces entre estes e os solos envolventes.

Sinteticamente, este modelo possui as seguintes características: i) - formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação de Biot); esta formulação é aplicada em qualquer fase, quer durante a execução do aterro, quer no período pós-construção; ii) - utilização do modelo de estado crítico (p,q,θ) na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro; iii) - utilização de um modelo elastoplástico com endurecimento na simulação do comportamento "instantâneo" dos reforços; iv) - modelação do comportamento viscoso dos geossintéticos (relações constitutivas dependentes do tempo) usando um modelo reológico baseado na associação em série de unidades de Kelvin; v) - simulação do comportamento constitutivo das interfaces solo-reforços através de um modelo elastoplástico com endurecimento.

2 - O MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS (P,Q,θ)

2.1 - Fundamentos teóricos gerais relativos aos modelos elastoplásticos

O modelo (p,q,θ) tal como a maior parte dos modelos elastoplásticos, baseia-se num conjunto de hipóteses relativas ao carácter das deformações experimentadas pelos corpos quando sujeitos a variações de tensões e ao tipo de relações entre estas e aquelas.

Assim, admite-se que, associado a uma determinada variação do estado de tensão, o incremento de deformação total pode decompor-se, em geral, em duas parcelas: uma elástica, recuperável no caso de se aplicar uma variação de tensões simétrica da anterior, e outra plástica, inalterável com a descarga; deste modo, tem-se

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_p\} \quad (1)$$

em que $\{d\varepsilon\}$, $\{d\varepsilon_e\}$ e $\{d\varepsilon_p\}$ representam, respectivamente, as componentes dos tensores das deformações incrementais totais, elásticas e plásticas.

Por outro lado, a deformação elástica, linear ou não, depende da grandeza do incremento da tensão (efectiva, já que neste modelo as relações constitutivas se exprimem a partir das tensões no esqueleto sólido), sendo essa dependência controlada pela expressão

$$\{d\varepsilon_e\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma'\} \quad (2)$$

em que $[D_e]$ é a matriz de rigidez elástica, cujos parâmetros assumem valores constantes se as relações tensões-deformações elásticas forem lineares, ou variam com o estado de tensão no caso contrário.

Considera-se ainda a existência de uma lei, lei de fluxo, que relaciona os incrementos de deformações plásticas com as tensões. Baseando-se no princípio da normalidade, a lei de fluxo utiliza, em geral, o conceito de potencial plástico, isto é, os incrementos de deformação plástica num determinado ponto sujeito a uma dada variação de tensões são normais à superfície definida pelo potencial plástico:

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad (3)$$

em que $d\lambda$ é um factor de proporcionalidade de cujo valor dependem as grandezas das componentes de deformação plástica e g o potencial plástico, função escalar das componentes do tensor das tensões no ponto de cedência. Em algumas teorias, designadas por teorias de fluxo associado, pressupõe-se que são idênticas a superfície definida pelo potencial plástico e a superfície de cedência.

Quanto ao controle dos tipos de deformações correspondentes a um determinado incremento de tensões, ele estabelece-se, em geral, a partir de um critério ou condição de cedência, que é função escalar das componentes do tensor das tensões, por um lado, e das deformações plásticas, por outro:

$$f = f(\{\sigma'\}, \{\varepsilon_p\}) \quad (4)$$

Em função das deformações plásticas experimentadas até um determinado momento, a equação

$$f = 0 \quad (5)$$

define, num espaço de tensões n -dimensional, a posição da superfície de cedência nesse momento. Se, no espaço referido, uma dada variação de tensões for representada por pontos localizados no interior da superfície de cedência ($f < 0$), a deformação é totalmente elástica e, conseqüentemente, a posição da referida superfície mantém-se inalterada. Contrariamente, se a variação das tensões tende a "cruzar" a superfície de cedência, a deformação é constituída por uma parcela elástica e outra plástica; assim, nesta situação, na medida em que aumentam as deformações plásticas acumuladas, a superfície de cedência muda, em geral, de posição (endurecimento ou amolecimento) e o ponto

representativo do estado de tensão permanece sempre situado sobre ela (note-se que, de acordo com a teoria da plasticidade, jamais poderá ser $f > 0$).

A variação de posição da superfície de cedência é controlada pela designada lei de endurecimento, função das deformações plásticas. A escolha de uma lei específica de endurecimento - por exemplo, endurecimento isotrópico (Hill, 1950), endurecimento cinemático (Prager, 1955) - depende de vários factores, designadamente da sua capacidade para simular o comportamento do material, por um lado, e da facilidade da sua aplicação, por outro. Este último aspecto, por exemplo, tem levado à adopção muito usual de leis de endurecimento isotrópico, nas quais a superfície de cedência expande (ou contrai) uniformemente com as deformações plásticas, mantendo sempre a mesma forma e o mesmo eixo. Assim, neste caso, a função de cedência pode escrever-se da seguinte maneira:

$$f = f(\{\sigma'\}, \{\varepsilon_p\}) = f(\{\sigma'\}, Y(h)) \quad (6)$$

em que $h = h(\{\varepsilon_p\})$ é o parâmetro de endurecimento, definido directamente em função das deformações plásticas ("*strain hardening*") ou em função da parcela do trabalho de deformação devida às deformações plásticas ("*work hardening*"), e $Y = Y(h)$ representa a lei de endurecimento.

Tendo como objectivo a utilização dos modelos elastoplásticos em análises pelo método dos elementos finitos, é necessário definir a matriz de rigidez elastoplástica $[D_{ep}]$ que correlaciona os incrementos das tensões e das deformações:

$$\{d\sigma'\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (7)$$

Tratando-se de modelos com fluxo associado, isto é, $f(\{\sigma'\}, Y(h)) = g(\{\sigma'\}, Y(h))$ em que f e g são, respectivamente, a função de cedência e o potencial plástico, a matriz $[D_{ep}]$ é dada por (Zienkiewicz, 1977; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987):

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \{a\} \{a\}^T [D_e]}{\{a\}^T [D_e] \{a\} - c \{H\}^T \{a\}} \quad (8)$$

em que $[D_e]$ é a matriz de rigidez elástica e

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad (9a)$$

$$c = \frac{\partial f}{\partial h} \quad (9b)$$

$$\{H\} = \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon_p\}} \right\} \quad (9c)$$

Por outro lado, com o objectivo de facilitar o cálculo do vector $\{a\}$, é, em geral, conveniente, se se trata de um modelo (e material) isotrópico, expressar a função de cedência em termos dos invariantes das tensões I_1 , J_2 e θ (ou p , q e θ), sendo:

$$p = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} \quad (10a)$$

$$q = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{3}{2}(s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2} \quad (10b)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsen \left[-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad \text{com} \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad (10c)$$

em que

$$J_3 = s_x s_y s_z + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{zx}^2 - s_z \tau_{xy}^2 \quad (10d)$$

e

$$s_x = \sigma'_x - p \quad s_y = \sigma'_y - p \quad s_z = \sigma'_z - p$$

Os invariantes p e q são designados, respectivamente, por tensão média efectiva e tensão de desvio. (Assinale-se que, de acordo com a simbologia normalmente utilizada em Mecânica dos Solos, a tensão média efectiva deveria, em rigor, ser representada por p' em vez de p ; no entanto, o símbolo p é utilizado por diversos autores, por simplicidade, critério que foi igualmente adoptado neste texto.)

Assim, proposto por Zienkiewicz (1977), o vector $\{a\}$ pode calcular-se da seguinte maneira:

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma'\}} \right\} = \left(\frac{\partial f}{\partial p} [M_0] + \frac{\partial f}{\partial J_2} [M_1] + \frac{\partial f}{\partial J_3} [M_2] \right) \{\sigma'\} \quad (11)$$

em que:

$$\{\sigma'\} = \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \sigma'_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad [M_0] = \frac{1}{9p} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad [M_1] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2 & 0 & 0 \\ & & & & 2 & 0 \\ & & & & & 2 \end{bmatrix}$$

$$[M_2] = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}\sigma'_x & \frac{1}{3}\sigma'_z & \frac{1}{3}\sigma'_y & -\frac{2}{3}\tau_{yz} & \frac{1}{3}\tau_{zx} & \frac{1}{3}\tau_{xy} \\ & \frac{1}{3}\sigma'_y & \frac{1}{3}\sigma'_x & \frac{1}{3}\tau_{yz} & -\frac{2}{3}\tau_{zx} & \frac{1}{3}\tau_{xy} \\ & & \frac{1}{3}\sigma'_z & \frac{1}{3}\tau_{yz} & \frac{1}{3}\tau_{zx} & -\frac{2}{3}\tau_{xy} \\ & & & -\sigma'_x & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ & & & & -\sigma'_y & \tau_{yz} \\ & & & & & -\sigma'_z \end{bmatrix} + p \begin{bmatrix} -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & 1 & 0 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

simétrica simétrica

simétrica simétrica

É de notar que, estando f definida em função do invariante θ (e não de J_3), $\partial f / \partial J_3$ calcula-se pela expressão

$$\frac{\partial f}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} \quad (12)$$

em que (derivação da relação 10c):

$$\frac{\partial \theta}{\partial J_3} = - \frac{\sqrt{3}}{2 \cdot \cos(3\theta) \cdot (J_2)^{\frac{3}{2}}} = \frac{\text{tg}(3\theta)}{3J_3} \quad (13)$$

2.1 - Considerações gerais relativas ao modelo (p,q,θ)

O modelo (p,q,θ) tal como os outros modelos de estados críticos (por exemplo, os modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado), estabelece uma distinção entre os conceitos de cedência e de rotura mediante a consideração da noção de estado crítico, em conjugação com uma superfície de cedência dependente das deformações plásticas. Diz-se que um solo está em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação de volume nem variação das componentes do tensor das tensões efectivas. Um solo sujeito a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha de estado crítico, situação em que, portanto, se verificam as condições de plasticidade perfeita.

Partindo de duas condições alternativas relativamente ao trabalho plástico durante a cedência, Roscoe (1963) e Schofield e Wroth (1968) propuseram o modelo Cam-clay e Roscoe e Burland (1968) o modelo Cam-clay modificado. Em ambos os casos, o lugar geométrico dos pontos em situação de estado crítico no espaço das tensões principais efectivas é o cone de Drucker-Prager (que passa pela origem do sistema de coordenadas) e, portanto, a superfície de rotura - e também as superfícies de cedência - são independentes do invariante θ das tensões. A influência deste invariante é, no entanto, considerada no modelo (p,q,θ), o qual pode ser entendido como uma extensão do Cam-clay modificado em que a superfície de rotura é, agora, a pirâmide hexagonal de Mohr-Coulomb (Zienkiewicz *et al.*, 1975). Para além deste aspecto, uma outra extensão considerada no modelo (p,q,θ) corresponde ao facto de as superfícies de cedência, ao contrário do que acontece nos outros dois modelos, não passarem obrigatoriamente pelo ponto correspondente a $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = 0$ (ou, o que é equivalente, pelo ponto $p = q = 0$).

2.2 - Relação volume-tensão média efectiva

Se uma amostra de solo for submetida a compressões e descompressões isotrópicas, isto é, com variação de p e $q = 0$, a curva volume-tensão média efectiva apresenta, em geral, o aspecto representado na Fig. 1. Na teoria do estado crítico, em conformidade com os resultados experimentais, as curvas de compressão virgem (primeira carga), descompressão e recompressão assumem-se lineares no referencial $(\ln p, \nu)$ (ver Fig. 2), sendo ν o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume de material sólido ($\nu = 1 + e$, em que e é o índice de vazios). Em particular, a equação da linha de compressão isotrópica virgem (muitas vezes designada também por linha de consolidação isotrópica) é dada por

$$\nu = N - \lambda \ln p \quad (14)$$

em que λ e N são parâmetros (constantes) característicos do solo: λ é o declive da linha no referencial $(\ln p, v)$ e N corresponde ao valor de v quando $\ln p = 0$, isto é, $p = 1$ (Fig. 2). Por outro lado, as equações das linhas de descompressão ou recompressão ("linhas k ") são do tipo

$$v = v_k - k \ln p \quad (15)$$

em que k é, igualmente, uma constante característica do solo, declive das "linhas k " no referencial $(\ln p, v)$, e v_k depende da linha descompressão-recompressão em que o estado do solo se move, mas mantém-se constante enquanto esse estado se desloca para cima ou para baixo na mesma linha (Fig. 2).

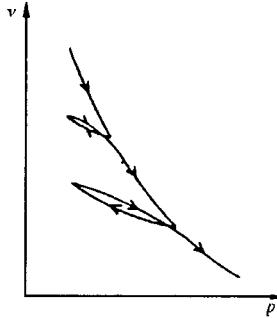


Fig. 1- Curvas típicas, no referencial (p, v) , de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas

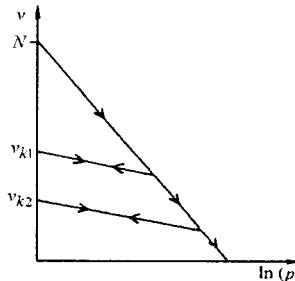


Fig. 2 - Curvas teóricas, na teoria de estado crítico, de compressão, descompressão e recompressão no referencial $(\ln p, v)$

2.3 - Linha de estado crítico

Como já foi referido, segundo a teoria do estado crítico, quando uma amostra de solo é sujeita a tensões de desvio, ela tende a aproximar-se da linha de estado crítico. Esta linha é definida pelas seguintes equações:

$$q = Mp \quad (16a)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p \quad (16b)$$

em que Γ é uma constante característica do solo (corresponde ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade) e M , no modelo

(p,q,θ) , é função do invariante θ e do ângulo de atrito ϕ (definido em termos de tensões efectivas):

$$M = \frac{3\text{sen}\phi}{\sqrt{3}\cos\theta + \text{sen}\phi\text{sen}\theta} \quad (16c)$$

Note-se que a equação 16a, tendo em conta o valor de M dado pela expressão 16c, corresponde ao critério de Mohr-Coulomb, sem coesão.

As equações 16 definem, então, no referencial tridimensional (p,v,q) , a linha de estado crítico; na Fig. 3a representa-se esquematicamente essa linha para estados de tensão em que θ (ou M) permanece constante; nas Figs. 3b e 3c estão desenhadas, igualmente, representações esquemáticas nos referenciais (p,q) e $(\ln p,v)$.

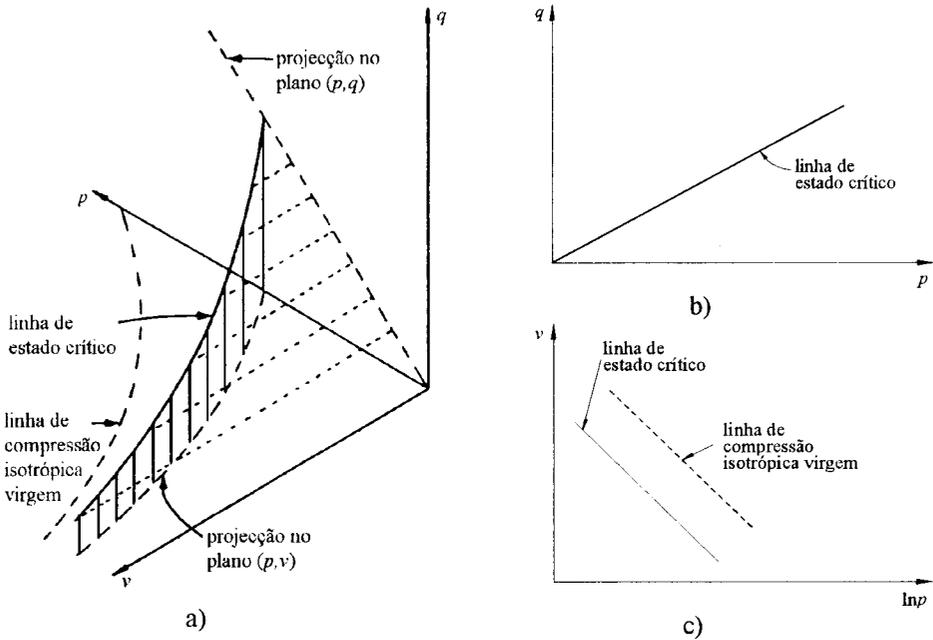


Fig. 3 - Linha de estado crítico nos referenciais: a) (p,v,q) ; b) (p,q) ; c) $(\ln p,v)$

Como observação, refere-se que, tendo como objectivo a quantificação da proximidade, ou não, de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico, utiliza-se neste trabalho a noção de nível de tensão, SL (do inglês *stress level*), definido da seguinte maneira:

$$SL = \frac{q}{pM} \quad (17)$$

Graficamente, este parâmetro, que varia entre 0 e 1, sendo este último valor correspondente à rotura última ou estado crítico, corresponde ao quociente das tangentes dos ângulos γ e ψ indicados na Fig. 4, em que o ponto A representa o estado de tensão em causa.

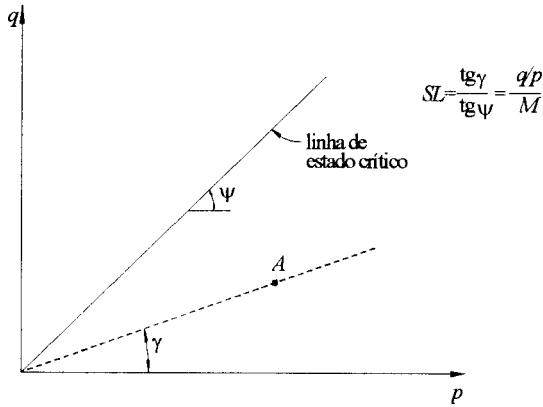


Fig. 4 - Noção gráfica do nível de tensão SL

2.4 - Superfície de cedência

A superfície de cedência considerada no modelo (p, q, θ) é, no referencial (p, q) , uma elipse (ver Fig. 5a) definida pela seguinte equação (Lewis e Schrefler, 1987):

$$f = (p - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad (18)$$

em que

$\alpha_p(\varepsilon_v^p)$ é a coordenada p do centro da elipse,

$n(\theta)$ é a relação entre os eixos da elipse nas direcções q e p ,

$a(\varepsilon_v^p)$ é o comprimento do semi-eixo da elipse na direcção p ,

ε_v^p é a deformação volumétrica plástica (parâmetro de endurecimento).

Durante a cedência, à medida que o solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se (endurecimento ou amolecimento) e, como se trata de um modelo com fluxo associado, ou seja, $f = g$, o princípio da normalidade aplica-se, portanto, à superfície f definida pela equação 18. A direcção das deformações plásticas fica, assim, definida univocamente para cada ponto da superfície (à excepção das situações correspondentes a $\theta = 30^\circ$ ou $\theta = -30^\circ$, como se verá mais adiante), sendo vertical a direcção da normal à elipse no ponto de intersecção com a linha de estado crítico (Fig. 5). Neste ponto, a deformação volumétrica plástica é nula e toda a deformação plástica é, portanto, distorcional: o solo deforma-se, pois, a volume constante.

A superfície de cedência depende, por conseguinte, das deformações plásticas e expande ou contrai consoante o solo endurece ou amolece: ao endurecimento está associada a diminuição de volume e ao amolecimento o seu aumento. Para uma trajectória de tensão do tipo 1-2 (Fig. 5b), o vector das deformações plásticas, normal à elipse, produz uma diminuição de volume que determina o endurecimento do solo; a elipse expande até atingir, eventualmente, a posição 2, na qual deixam de ocorrer deformações volumétricas: o solo deforma-se como um fluido friccional com volume constante.

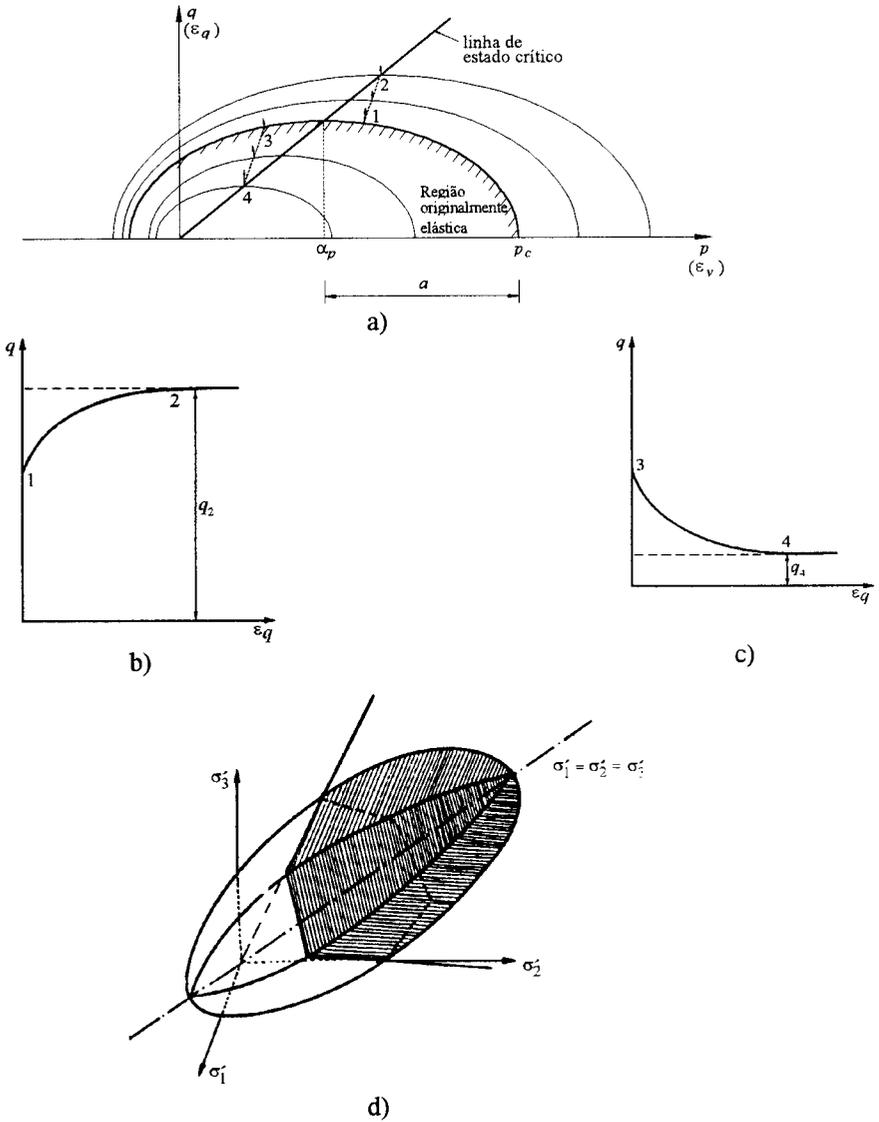


Fig. 5 - a) Superfícies de cedência do modelo (p,q,θ) (referencial (p,q)); b) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); c) amolecimento (trajectória de tensões 3-4); d) superfície de cedência do modelo (p,q,θ) no espaço das tensões principais efectivas

No caso de uma trajectória de tensão do tipo 3-4, o modelo simula um comportamento com amolecimento devido à dilatação do material (Fig. 5c). Consequentemente, a elipse diminui de tamanho e, no ponto 4, atinge-se o limite correspondente a variação de volume nula.

Refira-se, no entanto, que muitos investigadores colocam algumas reservas acerca da fiabilidade da simulação do amolecimento por este modelo (Zienkiewicz *et al.*, 1975). A solução para este problema passa, por vezes, pela combinação de várias superfícies de cedência (Humpheson, 1976; Lewis e Schrefler, 1987), solução que foi também adoptada neste trabalho (ver Fig. 6), mediante a combinação do critério de Mohr-Coulomb (linha de

estado crítico), para valores da tensão média efectiva inferiores a α_p , e da elipse do modelo (p, q, θ) , para valores superiores. É de notar que, embora esta solução se traduza na manutenção da modelação do comportamento de endurecimento (trajectória $A-B$ da Fig. 6) e na supressão da simulação do comportamento de amolecimento - que é substituído por comportamento elástico perfeitamente plástico (trajectória $C-D$ da Fig. 6), cujo significado constitutivo se traduz pela supressão da resistência de pico correspondente ao comportamento com amolecimento -, as deformações plásticas nesta última situação são somente distorcionais: o modelo simula comportamento elástico em toda a extensão da trajectória $C-D$, excepto no ponto D (intersecção com a linha de estado crítico) no qual se adopta, de novo, o modelo (p, q, θ) , para simular as deformações plásticas (com $\varepsilon_v = 0$ e $\varepsilon_q \neq 0$).

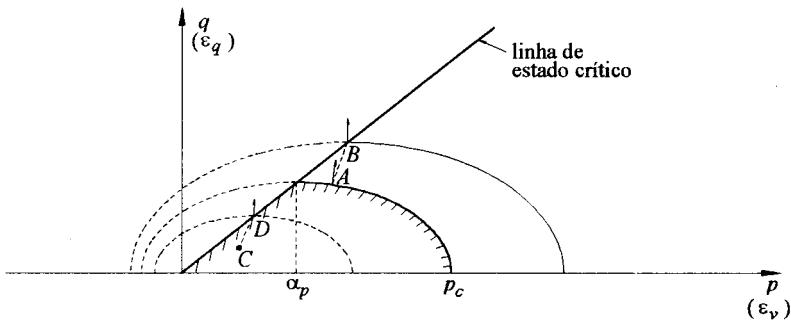


Fig. 6 - Supressão de simulação de amolecimento no modelo (p, q, θ)

Por outras palavras, a solução implementada corresponde ao modelo (p, q, θ) com a restrição de não serem permitidos estados de tensão situados no exterior da superfície de Mohr-Coulomb (linha de estado crítico).

Enfim, refira-se que a posição inicial da elipse de cedência é determinada pela máxima pressão de pré-consolidação p_{c0} (intersecção da superfície de cedência com o eixo dos pp , ou seja, $p_{c0} = \alpha_{p0} + a$) a que o solo esteve sujeito, previamente, durante a sua história; conforme se trate de um solo normalmente consolidado ou sobreconsolidado, o ponto que define o estado de tensão inicial situa-se sobre a elipse de cedência (no primeiro caso) ou no seu interior (no segundo).

2.5 - Lei de endurecimento

Tendo presente a equação que define a superfície de cedência (expressão 18), para se fixar uma lei de endurecimento tem de se ter em consideração que, neste caso, duas grandezas, designadamente α_p e a , dependem da deformação volumétrica plástica ε_v^p , tomada para parâmetro de endurecimento. No entanto, como se demonstra a seguir, as grandezas α_p e a estão relacionadas e, portanto, pode adoptar-se uma delas (por exemplo α_p , como é feito nesta exposição) como lei de endurecimento.

Considere-se na Fig. 7, de acordo com as relações volume-tensão média adoptadas nos modelos de estado crítico, as variações de volume experimentadas por uma amostra de solo sujeita, em primeiro lugar, a uma compressão isotrópica virgem 1-2 (que segue a linha definida pela equação 14), com a pressão a variar de α_p a p_c , e, depois, a uma

descompressão 2-3, simétrica da anterior (de p_c a α_p), seguindo, portanto, uma "linha k ". Deste modo, o valor do volume específico v_2 pode ser obtido em função de v_1 através da expressão

$$v_2 = v_1 - \lambda \ln \left(\frac{p_c}{\alpha_p} \right)$$

ou, em função de v_3 , por

$$v_2 = v_3 - k \ln \left(\frac{p_c}{\alpha_p} \right)$$

o que permite obter

$$v_1 - v_3 = (\lambda - k) \ln \left(\frac{p_c}{\alpha_p} \right)$$

Como a diferença ($v_1 - v_3$) representa o afastamento na vertical, isto é, em termos de volume específico, entre a linha de consolidação isotrópica e a linha de estado crítico, e como $p_c = \alpha_p + a$, pode escrever-se

$$N - \Gamma = (\lambda - k) \ln \left(\frac{\alpha_p + a}{\alpha_p} \right)$$

ou, finalmente,

$$a = b \cdot \alpha_p \tag{19}$$

em que

$$b = \exp \left(\frac{N - \Gamma}{\lambda - k} \right) - 1 \tag{20}$$

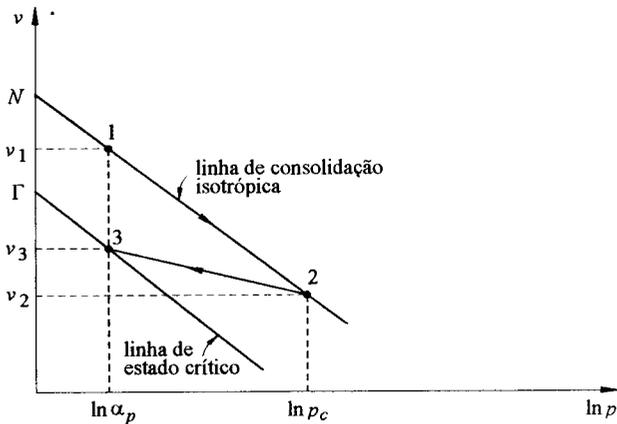


Fig. 7 - Relações entre volumes específicos

A partir da Fig. 8, por sua vez, é possível obter também a equação que relaciona α_p e ϵ_v^p (lei de endurecimento). Considerando p_{c0} a pressão de pré-consolidação (intersecção

da superfície de cedência inicial com o eixo dos pp), a deformação volumétrica plástica correspondente à compressão isotrópica virgem $A-B$ é dada por

$$\varepsilon_v^p = \frac{v_0 - v'}{v_0}$$

Atendendo a que (Fig. 8)

$$\tilde{v}_0 - v' = (\lambda - k) \ln \left(\frac{p_c}{p_{c0}} \right)$$

e

$$\frac{p_c}{p_{c0}} = \frac{\alpha_p}{\alpha_{p0}}$$

(já que, da relação 19, se deduz $p_c = (b+1)\alpha_p$), obtém-se por fim a lei de endurecimento:

$$\alpha_p = \alpha_{p0} \exp \left(\frac{\varepsilon_v^p}{\chi} \right) \quad (21)$$

em que $\chi = (\lambda - k) / v_0$.

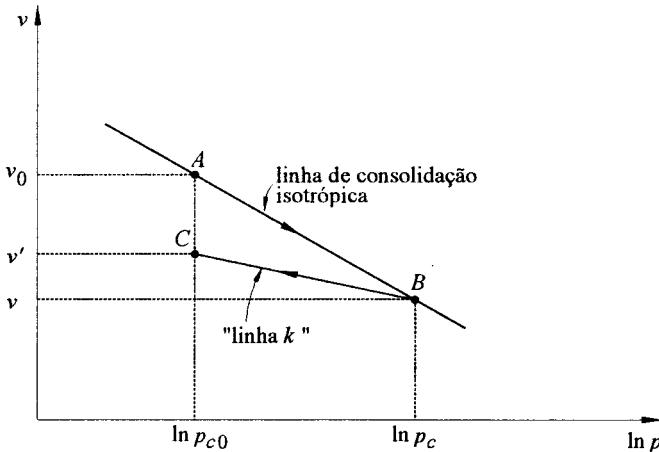


Fig. 8 - Determinação do valor da deformação volumétrica plástica correspondente à trajetória $A-B$

2.6 - Matriz de rigidez elastoplástica $[D_{ep}]$

De acordo com o que se referiu em 2.1, a matriz de rigidez elastoplástica $[D_{ep}]$ é dada pela expressão 8 e o seu cálculo passa previamente pela definição das grandezas correspondentes às expressões 9, ou seja, $\{a\}$, c e $\{H\}$. Tendo presente, por outro lado, a vantagem formal da utilização dos invariantes das tensões I_1, J_2 e θ , indica-se de seguida a equação da superfície de cedência (expressão 18) expressa em termos destes invariantes:

$$f = \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(\theta)} - b^2 Y^2(h) = 0 \quad (22)$$

em que $h = \varepsilon_v^p$ é o parâmetro de endurecimento, $Y(h) = \alpha_p(\varepsilon_v^p)$ é a lei de endurecimento e $n(\theta)$ relação dos diâmetros da elipse nas direcções q e p , é dado pela expressão

$$n(\theta) = \frac{3 \text{sen} \phi}{b(\sqrt{3} \cos \theta + \text{sen} \phi \cdot \text{sen} \theta)} \quad (23)$$

(já que, por definição, $n = (M \alpha_p)/a$, e M e a são definidos, respectivamente, pelas equações 16c e 19).

Assim, o vector $\{\alpha\}$ calcula-se pela expressão 11, sendo, neste caso,

$$\frac{\partial f}{\partial p} = 2(p - Y) \quad (24a)$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_2} = \frac{3}{n^2} \quad (24b)$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial n} \frac{\partial n}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} = \frac{3\sqrt{3}}{n^2 \cdot \cos(3\theta) \cdot (J_2)^{\frac{1}{2}}} \frac{\text{sen} \phi \cdot \cos \theta - \sqrt{3} \text{sen} \theta}{\sqrt{3} \cos \theta + \text{sen} \phi \cdot \text{sen} \theta} \quad (24c)$$

Por outro lado, c é dado por

$$c = \frac{\partial f}{\partial h} = \frac{\partial f}{\partial Y} \frac{\partial Y}{\partial h} = 2[(1 - b^2)Y - p] \frac{Y}{\chi} \quad (25)$$

visto que

$$\frac{\partial f}{\partial Y} = 2[(1 - b^2)Y - p]$$

e

$$\frac{\partial Y}{\partial h} = \alpha_{p0} \exp\left(\frac{h}{\chi}\right) \frac{1}{\chi} = \frac{Y}{\chi}$$

Finalmente, como

$$h = \varepsilon_v^p = \varepsilon_x^p + \varepsilon_y^p + \varepsilon_z^p \quad (26)$$

e $\{\varepsilon_p\} = [\varepsilon_x^p \quad \varepsilon_y^p \quad \varepsilon_z^p \quad \gamma_{xy}^p \quad \gamma_{yz}^p \quad \gamma_{zx}^p]^T$, tem-se

$$\{H\} = \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon_p\}} \right\} = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T \quad (27)$$

Para se calcular a matriz elastoplástica $[D_{ep}]$ é necessário também definir previamente a matriz de rigidez elástica $[D_e]$.

As características elásticas adoptadas nos modelos de estado crítico são normalmente definidas a partir de dois parâmetros elásticos (Britto e Gunn, 1987), designadamente o coeficiente de deformação volumétrica K' e o coeficiente de Poisson ν' (definidos ambos em termos de tensões efectivas). Tendo presente que, por definição,

$$K' = -\nu' \frac{dp}{dv} \quad (28)$$

e que dp/dv se pode obter a partir da equação da "linha k " (expressão 15) - já que, em regime elástico, as variações de volume são controladas por esta equação -, K' é dado por

$$K' = \frac{pv}{k} = \frac{p(1+e)}{k} \quad (29)$$

Note-se que K' não é constante e que, portanto, a elasticidade é não linear. Por sua vez, ν' é considerado constante.

Assim, de acordo com a teoria da elasticidade para materiais isotrópicos, a matriz $[D_e]$, que correlaciona os incrementos das tensões

$\{d\sigma'\} = [d\sigma'_x \quad d\sigma'_y \quad d\sigma'_z \quad d\tau_{xy} \quad d\tau_{yz} \quad d\tau_{zx}]^T$ com os incrementos das deformações elásticas $\{d\varepsilon_e\} = [d\varepsilon_x^e \quad d\varepsilon_y^e \quad d\varepsilon_z^e \quad d\gamma_{xy}^e \quad d\gamma_{yz}^e \quad d\gamma_{zx}^e]^T$, tem a seguinte forma:

$$[D_e] = \begin{bmatrix} AL & DL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & AL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & & AL & 0 & 0 & 0 \\ & & & LL & 0 & 0 \\ & & & & LL & 0 \\ & & & & & LL \end{bmatrix} \quad (30)$$

simétrica

em que

$$AL = \frac{3K' + 4G}{3} \quad (31a)$$

$$DL = \frac{3K' - 2G}{3} \quad (31b)$$

$$LL = G \quad (31c)$$

sendo G (módulo de deformabilidade distorcional) obtido a partir de K' e ν' pela expressão:

$$G = K' \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \quad (32)$$

2.7 - Pontos singulares da superfície de cedência

Visto que o critério de cedência é definido em correlação com a linha de estado crítico - que, no modelo (p,q,θ) , corresponde ao critério de Mohr-Coulomb -, as intersecções das superfícies de cedência, definidas no espaço tridimensional das tensões principais efectivas, com planos perpendiculares ao eixo hidrostático (planos π), são, neste modelo, hexágonos irregulares (o critério de cedência depende, pois, do invariante θ).

Assim, as superfícies de cedência apresentam "cantos" para valores de θ iguais a $+30^\circ$ e -30° , o que significa que são indeterminadas, nestes casos, as direcções dos vectores de deformação plástica (Drucker, 1959, concluiu que, no caso de fluxo associado, a direcção do vector de deformação plástica está limitada pelas normais às superfícies que se "ligam" no ponto singular). Estas indeterminações constata-se analiticamente no modelo (p,q,θ) , pelas dificuldades de ordem numérica associadas à execução do cálculo para $|\theta| = 30^\circ$, já que a equação 24c corresponde neste caso a um quociente com denominador zero ($\cos(3\theta) = 0$, para $|\theta| = 30^\circ$). Este problema pode ser resolvido, no entanto, "arredondando" os cantos, isto é, considerando a superfície de cedência independente de θ para valores próximos de $+30^\circ$ e -30° , por exemplo para $|\theta| > 29^\circ$, como foi feito no presente trabalho. Nestes termos, a superfície de cedência f é definida da seguinte maneira:

$$f = \begin{cases} \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(-29^\circ)} - b^2 Y^2(h) = 0 & \text{para } \theta < -29^\circ \\ \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(\theta)} - b^2 Y^2(h) = 0 & \text{para } -29^\circ \leq \theta \leq 29^\circ \\ \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(+29^\circ)} - b^2 Y^2(h) = 0 & \text{para } \theta > 29^\circ \end{cases} \quad (33)$$

Para $|\theta| > 29^\circ$, porque f é independente de θ a derivada $\partial f / \partial J_3$, correspondente à expressão 24c é igual a zero e, portanto, deixam de existir os problemas de ordem numérica atrás referidos.

2.8 - Determinação dos parâmetros do modelo (p,q,θ)

Os parâmetros do modelo (p,q,θ) podem ser determinados a partir de ensaios laboratoriais simples e relativamente comuns em Mecânica dos Solos. A metodologia de selecção desses parâmetros depende, no entanto, do problema que se pretende analisar, mas a informação deve ser obtida, normalmente, através de ensaios laboratoriais de boa qualidade, sendo este aspecto particularmente importante em análises de previsões do comportamento de obras reais. Nestas circunstâncias é, em geral, desejável realizar também ensaios *in situ*, acrescentando informação à obtida laboratorialmente.

É claro que, muitas vezes, a informação disponível é limitada e o projectista deverá definir intervalos de valores possíveis para os diferentes parâmetros, tendo em conta a influência da variação de cada um.

O ângulo de atrito ϕ pode ser obtido através de ensaios triaxiais, drenados ou não drenados com medição da pressão neutra. É necessário geralmente realizar vários ensaios, com diferentes pressões de consolidação, os quais deverão prolongar-se até grandes

deformações por forma a assegurar que as amostras atinjam situações próximas do estado crítico. Para os ensaios não drenados as pressões neutras devem ser medidas, já que é necessário constatar que os seus valores não variam na parte final do ensaio. Se variam, então a amostra ainda não atingiu o estado crítico e os resultados correspondentes, no caso dos solos normalmente consolidados, levam a valores de ϕ subestimados. Nos solos sobreconsolidados, os valores de ϕ poderão ser sobrestimados. Assinale-se, no entanto, que são em geral muito difíceis de atingir estados críticos verdadeiros em ensaios triaxiais, já que tal implica a mobilização de deformações tão significativas que se alteram marcadamente, em termos de tensões e deformações, as condições de fronteira no provete. Este facto deverá ser tido em conta na interpretação dos ensaios.

Quanto aos parâmetros λ e k , eles podem ser obtidos através de ensaios edométricos ou ensaios triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso k_0 . É de salientar que, de acordo com a teoria de estado crítico, são de esperar, do ponto de vista teórico, valores idênticos dos declives das linhas de compressão virgem no referencial $(v, \ln p)$ - parâmetro λ para qualquer valor constante $\eta = q/p$ do ensaio; assim, é supostamente equivalente a obtenção de λ em ensaios relativos a compressões isotrópicas ou compressões em que se mantém uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso k_0 .

Em ensaios de compressão unidimensional, é prática corrente a representação dos resultados em termos de e (índice de vazios) e $\log_{10} \sigma'_v$ em que σ'_v é a tensão vertical efectiva. Neste referencial, $(e, \log_{10} \sigma'_v)$, os declives das linhas de compressão virgem e descompressão-recompressão são os denominados índices de compressibilidade C_c e recompressibilidade C_r , os quais, portanto, estão relacionados com λ e k pelas seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (34a)$$

$$k = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (34b)$$

Como se viu atrás, os parâmetros N e Γ correspondem, respectivamente, às ordenadas na origem (portanto, para $\ln p = 0$, ou seja, $p = 1$) da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estado crítico. Por conseguinte, o parâmetro N pode ser obtido através dos ensaios triaxiais correspondentes à primeira das linhas referidas (compressão isotrópica em primeira carga). Quanto ao parâmetro Γ ele pode ser estabelecido a partir dos ensaios executados para determinação do ângulo de atrito ϕ definindo a linha de estado crítico através de uma recta que aproxime os diversos valores de $(\ln p, v)$ correspondentes às diferentes situações de rotura última (estado crítico) ensaiadas.

3 - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO ESTADO INICIAL DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO NUMA OBRA DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES

3.1 - Descrição do problema

O problema considerado diz respeito à construção contínua, em 28 dias, de um aterro (reforçado e não-reforçado) de 2 m de altura, simétrico, com uma plataforma final de

10,6m de largura e com taludes inclinados 1/1,5. A camada de argila saturada, que constitui a fundação, tem 5 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável.

A Fig.9 ilustra a geometria da obra, representando a malha de elementos finitos onde estão desenhados somente os elementos bidimensionais. Trata-se de uma malha com um total de 1195 nós e 571 elementos, sendo 526 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excessos de pressões neutras), que constituem o maciço de fundação e o aterro, 15 elementos-barra de 3 nós (6 incógnitas de deslocamentos), que modelam o reforço (geotêxtil) situado na base do aterro, e 30 elementos de junta de 6 nós (12 incógnitas de deslocamentos), que simulam as interfaces superior e inferior entre o solo e o geotêxtil.

A execução do aterro foi simulada activando sucessivamente os elementos que constituem as diferentes camadas. Foram consideradas 4 camadas de 0,5 m de espessura e estabeleceu-se um ritmo contínuo de construção de 7 dias por camada.

No que se refere às condições de fronteira dos deslocamentos, elas foram estabelecidas atendendo, por um lado, às condições de simetria (fronteira lateral esquerda onde se impõem deslocamentos horizontais nulos) e, por outro, às características supostas para as formações geológicas em que assenta a fundação (fronteira inferior onde se supõem nulos os deslocamentos horizontais e verticais) e, ainda, admitindo que a partir de uma determinada distância do aterro os deslocamentos horizontais do maciço podem ser considerados nulos (fronteira lateral direita).

Relativamente aos excessos de pressões neutras, fixaram-se iguais a zero os valores relativos aos nós que pertencem à única superfície de drenagem considerada, ou seja, o plano limite superior da camada de fundação.

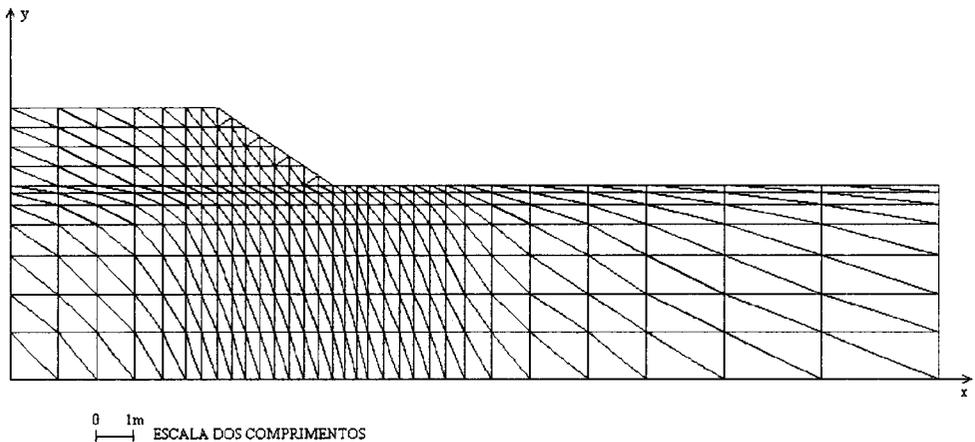


Fig.9 - Malha de elementos finitos

As relações constitutivas do aterro e da fundação foram simuladas através da aplicação do modelo de estado crítico (p, q, θ) com os parâmetros indicados no Quadro I. No Quadro II complementam-se estas informações indicando para a argila a variação em profundidade dos coeficientes de impulso em repouso e de sobreconsolidação correspondentes a duas situações distintas (os cálculos 1A e 1B diferem entre si somente no facto do primeiro ser reforçado e o segundo não; o mesmo acontece com os cálculos 2A e 2B). Os valores adoptados para os cálculos 1A e 1B correspondem a considerar normalmente consolidadas as camadas a profundidades superiores a 1,8 m e ligeiramente sobreconsolidadas as mais

superficiais; nos cálculos 2A e 2B adoptou-se OCR igual 4 e k_0 igual a 0,87, tratando-se, portanto, de uma argila sobreconsolidada. Para o material de aterro considerou-se k_0 igual a 0,43 e OCR igual a 1,0.

Ao estabelecer as propriedades constitutivas dos elementos-barra que simulam o geotêxtil, teve-se em atenção as características típicas deste. Dado o carácter não-linear das curvas dos ensaios de tracção, simulou-se o seu comportamento usando um modelo elastoplástico com endurecimento (Borges, 1995). Na Fig.10 está representada a curva teórica utilizada e no Quadro III explicitam-se os parâmetros que a caracterizam.

QUADRO I
Propriedades da argila da fundação e do aterro

	λ	k	Γ	ϕ (°)	v'	N	γ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,22	0,02	3,26	30	0,25	3,40	17	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,82	20	-	-

QUADRO II
Alteração do estado de tensão inicial no maciço de fundação: coeficientes k_0 e OCR

Cálculos	Profundidade (m)	k_0	OCR
1A, 1B	0 - 1	0,7	2,43
	1 - 1,8	0,7 - 0,5	2,43 - 1
	1,8 - 5	0,5	1
2A, 2B	0 - 5	0,87	4

Relativamente às interfaces solo-reforço, atendendo, igualmente, às características específicas do seu comportamento, ou seja, aos mecanismos de interacção dos dois materiais, indicam-se na Fig. 11 as curvas teóricas utilizadas e no Quadro IV os parâmetros correspondentes (modelo elastoplástico com endurecimento).

QUADRO III
Propriedades mecânicas do geotêxtil

E (kPa)	A (m ²)	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
1,5×10 ⁶	0,002	7,5×10 ⁴	8,824×10 ⁵	0	35,29	0

Lei de endurecimento: $\sigma_c = c_1 + (c_2 \varepsilon_p + c_3 \varepsilon_p^2) / (1 + c_4 \varepsilon_p + c_5 \varepsilon_p^2)$ (σ_c em kPa)

QUADRO IV
Propriedades mecânicas das interfaces solo-geotêxtil

k_s (kPa/m)	k_n (kPa/m)	H (kPa)	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
1,6×10 ⁴	2×10 ⁷	0	0,333	417,094	0	1251,408	0

Lei de endurecimento: $\text{tg}\delta = c_1 + (c_2 \Delta s_p + c_3 \Delta s_p^2) / (1 + c_4 \Delta s_p + c_5 \Delta s_p^2)$ (Δs_p em m)

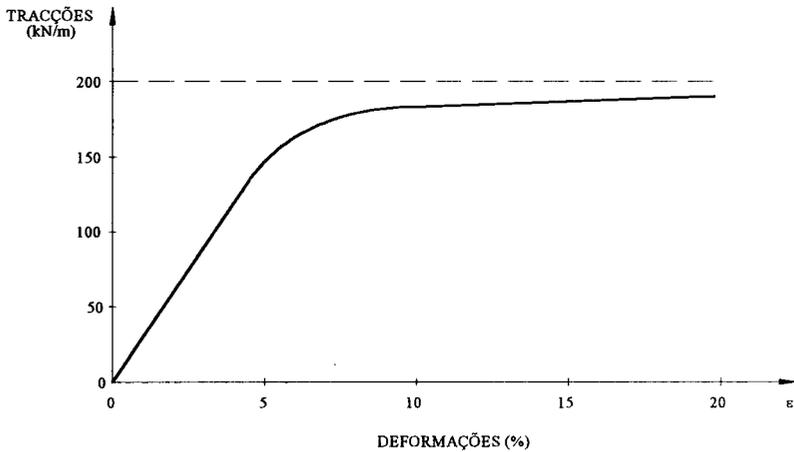


Fig.10 - Geotêxtil: curva tracções-deformação

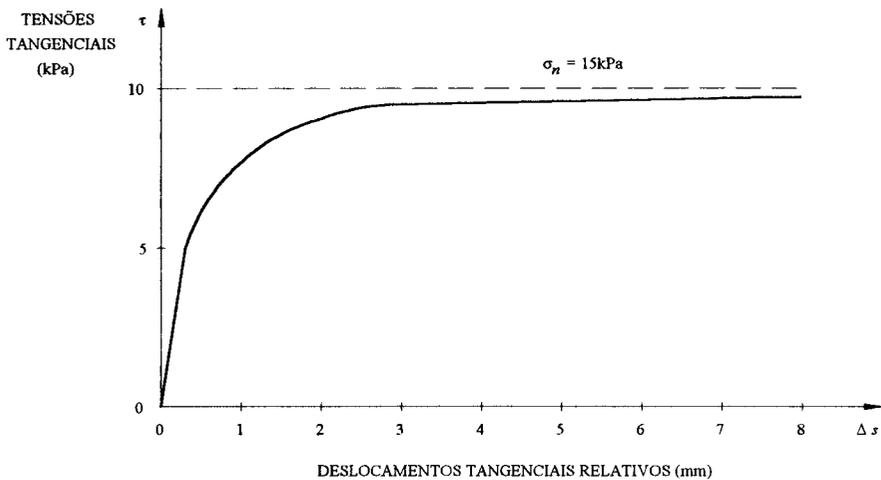


Fig.11 - Interfaces: curva tensões tangenciais/deslocamentos tangenciais relativos para uma tensão normal de 15 kPa

3.2 - Análise dos resultados

As diferenças entre os cálculos 1 e 2 (ilustradas no Quadro II), traduzindo-se em variações dos valores iniciais dos níveis de tensão e das dimensões das superfícies de cedência (ver Fig. 12), influenciam largamente o comportamento global da obra:

- i) nos cálculos 2A e 2B os deslocamentos são substancialmente menores que nos cálculos 1A e 1B (ver Figs. 13 e 14); note-se que, em virtude de, no caso dos maciços sobreconsolidados, as trajectórias de tensão se realizarem, em grande parte, no interior das superfícies de cedência, o carácter das deformações é fundamentalmente elástico; este facto tem tradução evidente na Fig. 15, onde se representam, no alinhamento vertical de abscissa 3,2 m, os deslocamentos horizontais relativos ao cálculo 1A e 2A: ao contrário do que acontece nos maciços normalmente consolidados, ou ligeiramente

sobreconsolidados, os deslocamentos horizontais, durante a consolidação, têm o sentido fundamentalmente dirigido para o interior da zona carregada (a excepção manifesta-se nas camadas mais superficiais, onde, devido às menores dimensões das superfícies de cedência, as trajectórias de tensão, situando-se numa primeira fase no interior daquelas superfícies, atingem-nas ainda durante o processo de consolidação);

ii) em consequência dos menores deslocamentos horizontais do maciço nas faces do reforço, são obviamente menores (cerca de metade que no cálculo 1A) os esforços de tracção mobilizados na armadura (Fig. 16).

Saliente-se por fim que, comparando os resultados dos cálculos 1A e 1B e 2A e 2B, se pode concluir que a inclusão da armadura na base do aterro não influencia significativamente os assentamentos a longo prazo, como se constata na Fig. 14 (esta questão é mais evidente no caso das argilas sobreconsolidadas devido ao facto de os assentamentos correspondentes terem uma componente distorcional bastante menor que no caso das argilas normalmente consolidadas, principalmente no que se refere ao período de consolidação propriamente dito).

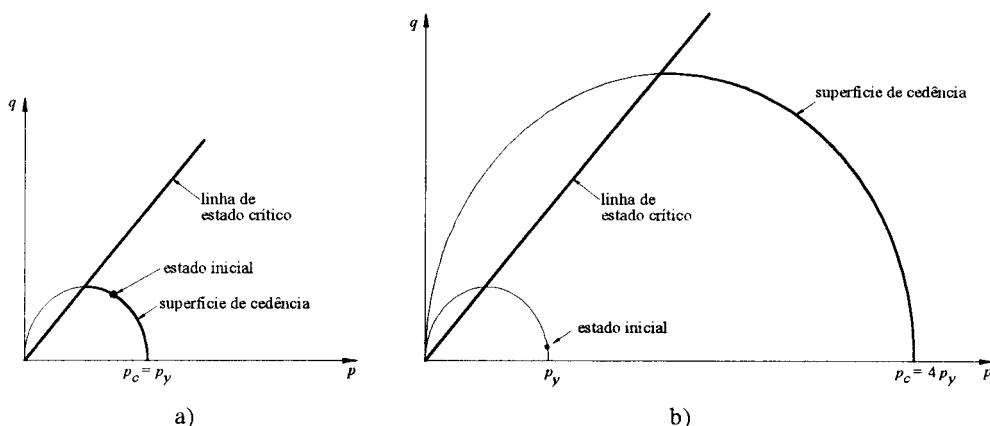


Fig. 12 - Efeito da alteração de OCR e k_0 nas condições iniciais do modelo (p, q, θ): a) OCR = 1 e $k_0 = 0,5$; b) OCR = 4 e $k_0 = 0,87$

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi financeiramente apoiado pelo projecto de investigação PRAXIS/2/2.1/CEG/42/94 - "Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes e Energia. Novos Desenvolvimentos", subsidiado pelo Programa PRAXIS XXI.

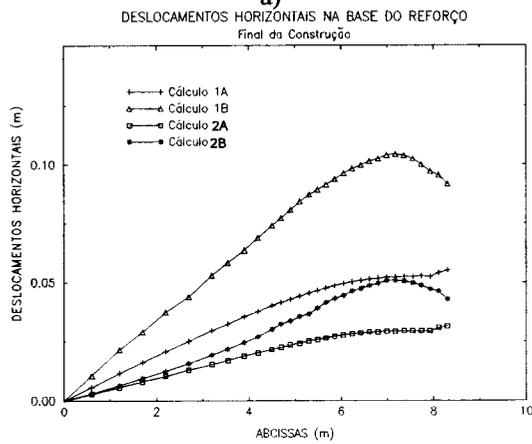
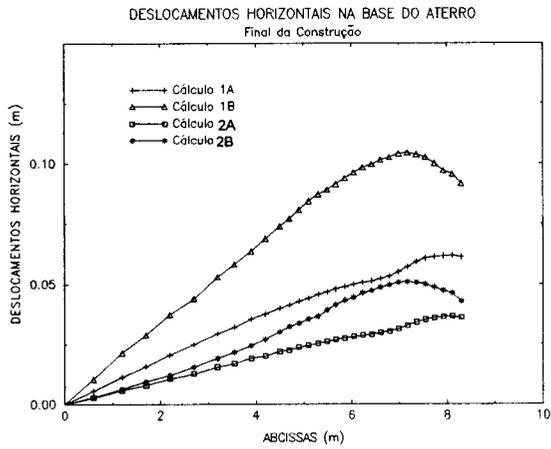


Fig. 13 - Efeito da variação de OCR e k_0 da fundação nos deslocamentos horizontais do solo no final da construção: a) na face superior do reforço; b) na face inferior do reforço

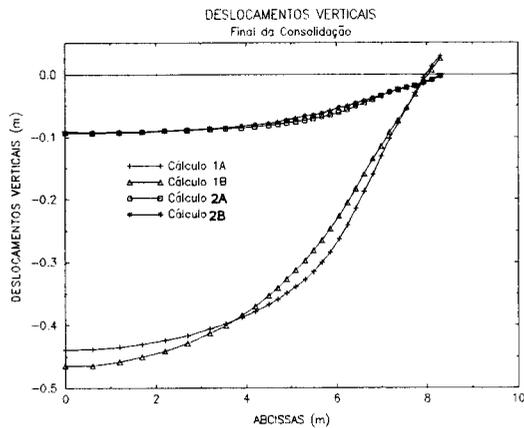


Fig. 14 - Efeito da variação de OCR e k_0 da fundação nos deslocamentos verticais na base do aterro no final da consolidação

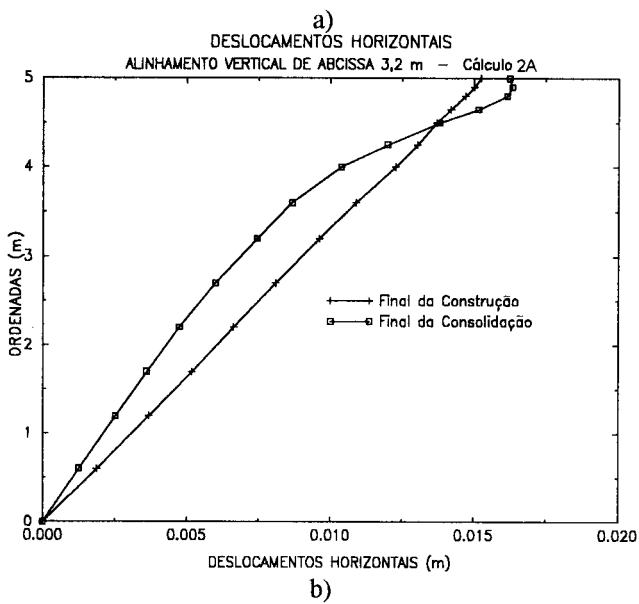
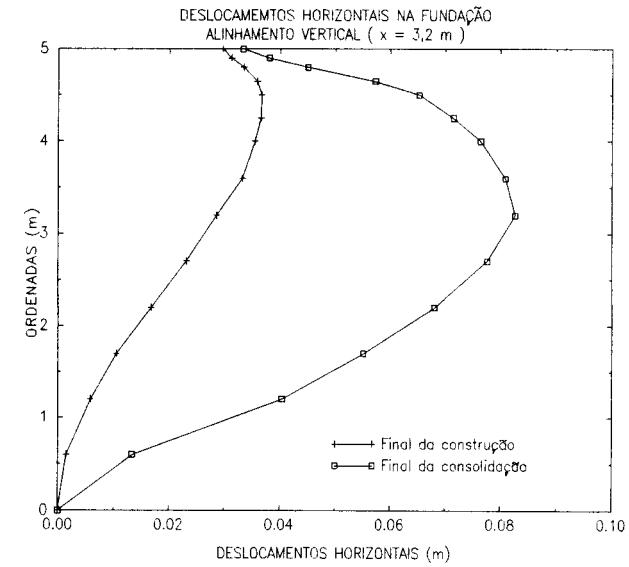


Fig. 15 - Deslocamento horizontais no alinhamento vertical de abscissa 3,2 m: a) cálculo 1A; b) cálculo 2A

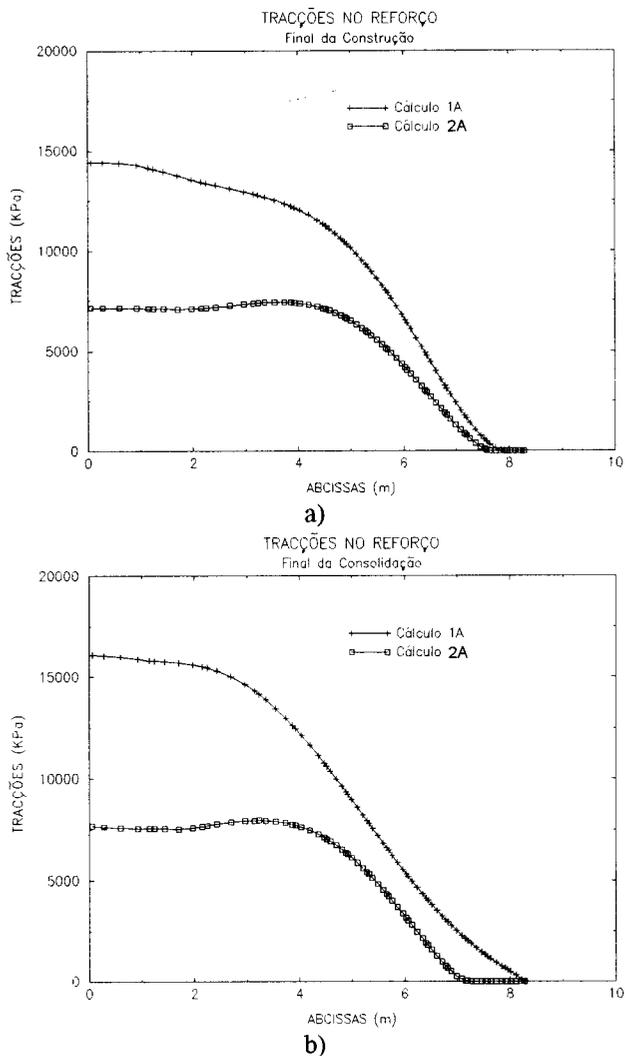


Fig. 16 - Efeito da alteração de OCR e k_{θ} da fundação na distribuição dos esforços de tracção no reforço: a) no final da construção; b) no final da consolidação

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BORGES, J.L. - *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Fac. de Engenharia, Porto, 1995.
- BRITTO, A.M. e GUNN, M.J.. *Critical soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited, England, 1987.
- DRUCKER, D.C. - *A definition of stable inelastic material*. Trans. A.S.M.E., Vol. 26, pp. 101-106, 1959.
- HILL, R. - *The mathematical theory of plasticity*. Oxford University Press, London, 1950.

- HUMPHESON, C. - *Finite element analysis of elasto-visco-plastic soils*. Ph.D. Thesis, University College of Swansea, 1976.
- LEWIS, R.W. e SCHREFLER, B.A. - *The finite element method in deforming and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester, 1987.
- PRAGER, W. - *The theory of plasticity. A survey of recent achievements*. Proc. of the Inst. of Mech. Engineers, Vol. 169, 1955.
- ROSCOE, K. e BURLAND, J.B. - *On the generalised stress-strain behaviour of wet clay*. Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp. 535-609, 1968.
- SCHOFIELD, A.N. e WROTH, C.P. - *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, 1968.
- ZIENKIEWICZ, O.C. - *The finite element method*. McGraw-Hill, London, 1977.
- ZIENKIEWICZ, O.C.; HUMPHESON, C.; LEWIS, R.W. - *Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics*. Géotechnique, Vol.25, n°4, pp. 671-689, 1975.