

ALGORITMO PARA MODELAÇÃO DO COLAPSO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Algorithm for modelling collapse in unsaturated soils

João R. Maranhã*

Ana Vieira**

Ana Mourinha***

RESUMO – A saturação de um solo pode dar origem a deformações designadas por deformações de colapso. A anulação da sucção matricial, que representa o efeito das forças inter-partículas de natureza capilar é responsável por estas deformações. Neste trabalho descreve-se um algoritmo especialmente formulado para simular este tipo de deformações. O algoritmo descrito é aplicado na análise numérica dos assentamentos e danos provocados na fachada em alvenaria de um edifício pela saturação ocorrida numa zona do solo de fundação.

ABSTRACT – Soil saturation may cause deformations, known as collapse deformations. The mechanism responsible for these collapse deformations in soils is the reduction to zero of the matric suction, which represents the effect of interparticle capillary forces. An algorithm specifically formulated to simulate collapse deformations is described in this work. The algorithm is then applied to the numerical analysis of settlement and damage on a masonry facade of a building, due to saturation of a zone in the foundation soil.

PALAVRAS CHAVE – Solos não saturados, modelação numérica, interacção solo-estrutura.

1 – INTRODUÇÃO

O aumento do teor em água de um solo pode dar origem, em condições de tensão total constante, a deformações volumétricas compressivas conhecidas como deformações por colapso. O mecanismo responsável por estas deformações é a redução das forças capilares inter-partículas associadas à saturação parcial (sucção matricial). As deformações por colapso podem ocorrer em qualquer tipo de estrutura geotécnica (fundações, aterros, escavações, barragens de aterro, túneis) e provocar alterações significativas no campo de tensões e/ou deformações. Erroneamente, este fenómeno, descrito na literatura como hidrocompactação de solos colapsíveis, é frequentemente atribuído à perda da coesão por dissolução das ligações (cimentação) entre partículas (Waltham, 1994). Neste trabalho descreve-se um método computacional (algoritmo) para simular o efeito do colapso devido ao aumento do teor em água do solo (redução da sucção matricial) e apresenta-se um exemplo de aplicação à fundação de uma fachada de um edifício em alvenaria (Mourinha, 2010).

Sob certas condições, edifícios construídos sobre solos não saturados podem sofrer danos associados a assentamentos por colapso, que acompanham um aumento do teor em água do terreno. Aterros mal compactados, assim como solos naturais com elevado índice de vazios, por efeito da elevação do nível freático, de infiltrações por fugas em canalizações ou reencaminhamento de águas pluviais, sofrem uma redução das forças capilares associadas à saturação parcial (sucção matricial) que pode dar

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

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

*** Engenharia Civil

origem a assentamentos por colapso. Se estes assentamentos forem de magnitude suficientemente elevada e não uniformes, causarão danos ou até mesmo rotura (parcial ou total) em edifícios. Danos em edifícios devidos a assentamentos por colapso encontram-se documentados detalhadamente em Rodrigues (2007). Souza Neto (2004) também apresenta alguns casos, mas com menos detalhe.

A análise dos assentamentos em solos não saturados devidos a um aumento do grau de saturação só é feita em casos muito excepcionais. Isto em parte deve-se à escassez de ferramentas de análise para solos não saturados e também à maior complexidade do problema relativamente à mecânica dos solos clássica, que apenas incide sobre os solos saturados. Como uma parte significativa das fundações superficiais de edifícios ocorre em solos não saturados, porque raramente o terreno se encontra saturado até à superfície, os fenómenos de assentamento por colapso ou expansão do solo não podem ser excluídos em caso de um aumento do grau de saturação do solo. Existe pois a necessidade de compreender melhor, não só as condições em que este fenómeno se verifica, mas também a sua interacção com os edifícios sobrejacentes. Para tal torna-se necessário desenvolver métodos de análise do problema.

Neste trabalho modelou-se numericamente, recorrendo ao programa FLAC, o fenómeno das deformações devidas ao colapso assim como a interacção solo/estrutura e a identificação de eventuais danos que ocorram na fachada de um edifício. O efeito do colapso foi simulado através de um método em que os efeitos da saturação do terreno são representados por uma mudança das propriedades materiais (considerando-se apenas duas fases – sólida e líquida) como descrito em Maranhã (1997), recorrendo a uma extensão do conceito de tensão efectiva devida a Bishop (Nuth e Laloui, 2008). Não foram utilizadas leis constitutivas formuladas especificamente para solos não saturados como em Alonso *et al.* (1990). Para representar o comportamento do solo foi utilizado o modelo Cam-Clay modificado (estado crítico).

O campo de tensões iniciais na fundação e as tensões induzidas pela construção da fachada de um edifício, considerando a sequência construtiva, foram objecto de particular atenção na modelação numérica.

2 – ALGORITMO PARA A MODELAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES POR COLAPSO

Nesta secção descreve-se um algoritmo para modelar os assentamentos por colapso que ocorrem em solos não saturados. Este fenómeno ocorre, sob certas condições, quando as sucções matriciais existentes em solos não saturados, se reduzem devido ao aumento do grau de saturação. Este algoritmo é, em princípio, aplicável a qualquer lei constitutiva para solos saturados. Assim sendo, dispensa a utilização de leis constitutivas formuladas especificamente para solos não saturados. Isto revela-se duplamente vantajoso, não só por estas serem mais complexas assim como por requererem programas de elementos finitos especialmente formulados para o efeito. Por outro lado, a utilização de leis constitutivas para solos não saturados permite representar a evolução gradual do processo de molhagem com maior rigor.

Este tipo de algoritmo pode ser aplicado quando se pretende determinar o efeito da mudança brusca das constantes de um modelo material. A mudança pode, em princípio, ser atribuível a uma variação do teor em água, da temperatura, à passagem do tempo ou qualquer outra mudança de condições que determine uma alteração na resposta do material. Neste caso considera-se somente uma mudança das características do material (que correspondem, ao nível do modelo, a uma alteração das constantes deste) devido ao aumento do teor em água.

2.1 – Descrição do algoritmo

O algoritmo utilizado para simular os assentamentos por colapso do solo é uma generalização daquele apresentado por Nobari e Duncan (1972) associado ao modelo hiperbólico de Duncan e

Chang (1970). Esta generalização, descrita em Maranhã (1997), ao contrário da abordagem de Nobari e Duncan (1972), é aplicável a qualquer lei constitutiva formulada para solos saturados. Noorany *et al.* (1999) apresentam um exemplo de aplicação a um talude de uma abordagem semelhante à de Nobari e Duncan (1972) para comportamento elástico.

O algoritmo assume que existem dois conjuntos de constantes materiais, um para o material no estado “seco” e outro para o material no estado saturado ou “molhado”. Os termos “seco” e “molhado” são aqui utilizados para designar respectivamente estados não saturados com menor e maior grau de saturação. Assume-se também que, numa primeira fase, o material muda do estado “seco” para o estado “molhado” sem que seja permitido qualquer movimento do mesmo. Isto é, o material sofre uma relaxação da tensão enquanto as deformações se mantêm fixas. A tensão no material “molhado” é calculada assumindo que este foi previamente submetido à mesma trajectória de deformação que o material “seco”. Como o novo estado de tensão do material “molhado”, que substitui o estado de tensão do material “seco”, não vai estar em equilíbrio com as forças externas aplicadas, é necessária uma segunda fase do algoritmo para restabelecer o equilíbrio no corpo. Nesta fase, são aplicadas ao corpo forças nodais equivalentes à variação da tensão e são calculados os deslocamentos daí resultantes. Este processo encontra-se representado para o caso de um elemento finito, suficientemente pequeno para que os estados de tensão e deformação sejam homogêneos, na Fig. 1.

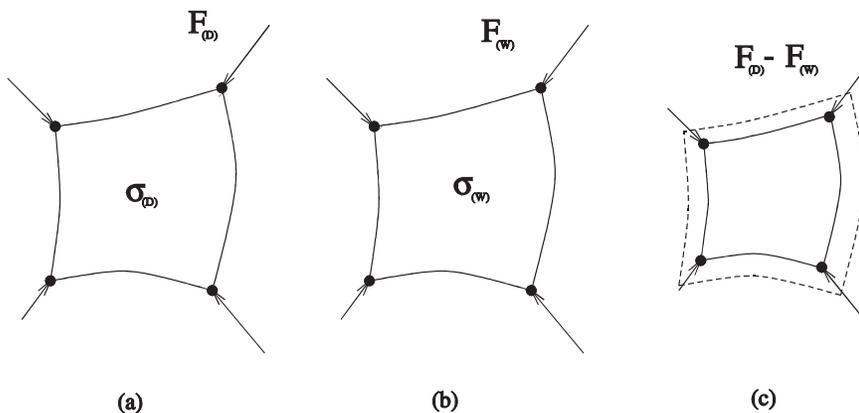


Fig. 1 – a) Situação inicial. b) “Molhado” (fixo). c) Fixações livres.

Relativamente à Fig. 1, $F_{(D)}$ são as forças nodais em equilíbrio com o estado de tensão, $\sigma_{(D)}$, para o caso “seco” (“dry” em Inglês). $F_{(W)}$ são as forças nodais em equilíbrio com o estado de tensão, $\sigma_{(W)}$, para o caso “molhado” (“wet” em Inglês).

Para determinar o estado de tensão saturado $\sigma_{(W)}$ assume-se, como proposto por Farias (1993), que a mesma sequência de incrementos de deformação a que é submetido o material “seco” é aplicada ao material “molhado”. Por outras palavras, no método dos elementos finitos ou diferenças finitas, quando se invoca a lei constitutiva para calcular o incremento de tensão que resulta da aplicação de um incremento de deformação, passam agora a calcular-se dois incrementos de tensão em paralelo: um para o modelo material com as constantes relativas ao material no estado “seco” e outro com as constantes relativas ao material “molhado”. O segundo estado de tensão acumulado, $\sigma_{(W)}$, é o estado de tensão que vai substituir o estado de tensão correspondente ao estado “seco”, $\sigma_{(D)}$, quando ocorre a “molhagem” (aumento do grau de saturação). Este não é ainda o estado de tensão final “pós-molhagem”, que só é conhecido após o restabelecimento do equilíbrio global.

O processo para determinação da tensão “molhada” $\sigma_{(w)}$ encontra-se representado na Fig. 2.

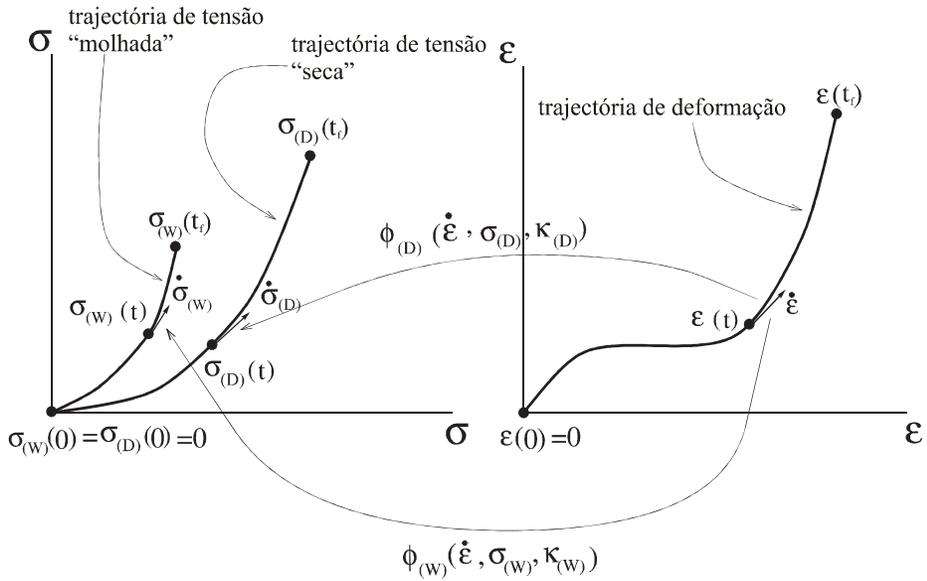


Fig. 2 – Trajectória de deformação (única) e trajectórias de tensão do solo “seco” e “molhado”.

As leis constitutivas para o material no estado “seco” e “molhado” são dadas numa forma genérica por

$$\begin{cases} \dot{\sigma}_{(D)} = \phi_{(D)}(\dot{\epsilon}, \sigma_{(D)}, \kappa_{(D)}) \\ \dot{\sigma}_{(w)} = \phi_{(w)}(\dot{\epsilon}, \sigma_{(w)}, \kappa_{(w)}) \end{cases} \quad (1)$$

em que $\phi_{(D)}$ e $\phi_{(w)}$ designam a lei constitutiva utilizando as constantes materiais correspondentes aos estados “seco” e “molhado” respectivamente, $\dot{\epsilon}$ é a taxa de deformação, enquanto que $\kappa_{(D)}$ e $\kappa_{(w)}$ são variáveis internas necessárias para definir o estado do material “seco” e “molhado”.

Na Fig. 2 as trajectórias de tensão começam na origem (tensão nula). Isto nem sempre é possível, pois só é conhecido o estado de tensão inicial “seco”, $\sigma_{(D)}(0)$, pelo que é necessário estimar um valor para o estado de tensão inicial “molhado”, $\sigma_{(w)}(0)$, assim como para as variáveis internas, $\kappa_{(w)}(0)$, caso existam no modelo utilizado. A variável t designa o tempo e varia entre 0 e t_f .

2.2 – Modelo Cam-Clay modificado

O modelo Cam-Clay modificado, de Roscoe e Burland (1968), foi escolhido para representar o comportamento do solo, por ser um modelo que incorpora alguns dos seus aspectos mais relevantes. Em particular, este modelo consegue reproduzir o efeito de pré-consolidação que desempenha um papel essencial no fenómeno do colapso por molhagem. Por outro lado, este modelo encontra-se disponível no programa FLAC, utilizado neste trabalho. Apesar disso foi necessário modificar o modelo para permitir o cálculo da tensão “saturada” em paralelo ao da tensão “seca”.

Bishop (1959) sugeriu a seguinte extensão do conceito de tensão efectiva devido a Terzaghi:

$$p' = p - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

em que p' é a tensão média efectiva, p é a tensão média total, u_a é a pressão no ar, u_w é a pressão na água e χ é um parâmetro que varia entre 0, que corresponde a estado completamente seco, e 1, que corresponde ao estado saturado. Quando $\chi = 1$ recupera-se a tensão efectiva de Terzaghi. Para efeitos de utilização com um programa para resolução de problemas de valores na fronteira, formulado só para solos saturados de acordo com a mecânica dos solos tradicional, considera-se uma pressão intersticial equivalente dada por

$$\bar{u}_w = u_a - \chi s \quad (3)$$

em que $s = u_a - u_w$ é designada como sucção matricial e desempenha um papel primordial no comportamento dos solos não saturados. A sucção matricial traduz o efeito das forças capilares entre as partículas do solo. As forças capilares que actuam sobre as partículas num solo não saturado devem-se à tensão superficial. Formam-se à volta dos contactos entre partículas, pontes de fluido (água) com forma anelar, limitadas lateralmente pela tensão superficial que funciona como uma membrana à tracção (Fig. 3). Esta membrana comprime as partículas entre si. O valor da sucção matricial, que depende da curvatura da membrana, aumenta com a diminuição do raio das partículas e com a redução do volume de água na ponte (redução do grau de saturação).

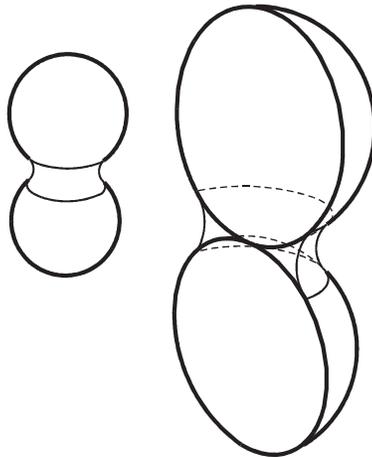


Fig. 3 – Ponte capilar em redor do contacto entre duas partículas esféricas.

Verifica-se experimentalmente que χ é função da sucção matricial s . Loret e Khalili (2002) sugerem a seguinte expressão,

$$\chi(s) = \begin{cases} 1 & \text{se } s \leq s_e \\ \left(\frac{s_e}{s}\right)^{0,55} & \text{se } s > s_e \end{cases} \quad (4)$$

onde s_e é a pressão de entrada de ar, que é o valor da sucção para o qual o solo deixa de estar saturado.

Assume-se, de acordo com Loret e Khalili (2002), que a relação entre a tensão média efectiva, p' , e o volume específico, v , para a compressão isotrópica virgem em solos não saturados é dada por

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p'}{p_{ref}} \quad (5)$$

em que p_{ref} é uma pressão de referência, e $N(s)$ e $\lambda(s)$ são funções da sucção. O caso saturado obtém-se quando $s = 0$. No método aqui proposto assume-se a transição brusca de um estado não saturado, a que corresponde um dado valor da sucção, $s_1 > 0$, para outro com $0 \leq s_2 < s_1$. No presente estudo considera-se $s_2 = 0$, que corresponde à saturação. Tem-se assim, um conjunto de constantes para o solo seco (não saturado), $N_D = N(s > 0)$ e $\lambda_D = \lambda(s > 0)$, e um conjunto de constantes para o solo saturado, $N_W = N(s = 0)$ e $\lambda_W = \lambda(s = 0)$.

As constantes elásticas do modelo, κ (compressibilidade volumétrica) e ν (coeficiente de Poisson), assim como o declive da linha dos estados críticos, M , consideram-se independentes da sucção (Loret e Khalili, 2002).

A utilização do modelo Cam-Clay modificado pressupõe a especificação de um estado inicial de tensão, σ_{0s} , e uma tensão média efectiva de pré-consolidação, p_c , diferentes de zero. Conhecendo o valor inicial da tensão média efectiva de pré-consolidação do solo saturado, p_{cw} , o correspondente valor para o solo não saturado, p_c , é obtido da forma que se ilustra na Fig. 4.

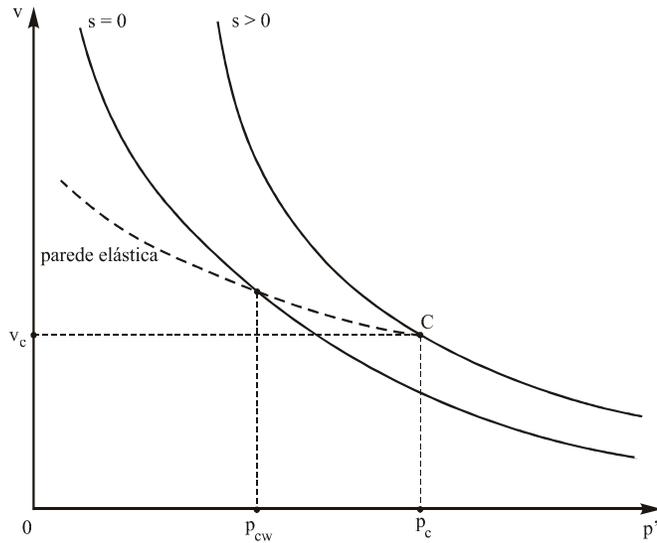


Fig. 4 – Valor da tensão média efectiva de pré-consolidação do solo não saturado. Curvas de compressão isotrópica virgem do solo para os estados não-saturado e saturado.

p_c é o valor obtido sobre a curva de compressão isotrópica virgem do solo não saturado correspondente à “parede elástica” determinada pela tensão média de pré-consolidação do solo saturado, p_{cw} . Daqui resulta a seguinte expressão:

$$\frac{p_c}{p_{ref}} = e^{\left(\frac{N(s=s_1>0) - N(s=0)}{\lambda(s=s_1>0) - \kappa} \right)} \left(\frac{p_{cw}}{p_{ref}} \right)^{\left(\frac{\lambda_W - \kappa}{\lambda_D - \kappa} \right)} = e^{\left(\frac{N_D - N_W}{\lambda_D - \kappa} \right)} \left(\frac{p_{cw}}{p_{ref}} \right)^{\left(\frac{\lambda_W - \kappa}{\lambda_D - \kappa} \right)} \quad (6)$$

O estado de tensão inicial de solo saturado, σ_{0s} , é igual ao do solo “seco”, σ_{0s} , a não ser que fique fora da superfície de cedência saturada (definida por p_{cw}), caso em que este é obtido pela

projectção radial de σ_0 sobre a referida superfície. A projectção radial obtém-se multiplicando σ_0 por um factor escalar dado por

$$\alpha = \frac{P_{cw}}{p'_0 \left[1 + \left(\frac{\eta_0}{M} \right)^2 \right]} \quad (7)$$

em que $p'_0 = \text{tr}(\sigma_0)/3$ é a tensão média efectiva inicial do solo não saturado, $\eta_0 = q_0/p'_0$, $q_0 = \sqrt{3/2} \mathbf{s}_0 : \mathbf{s}_0$ é a tensão deviatória escalar e $\mathbf{s}_0 = \sigma_0 - p'_0 \mathbf{I}$ é o tensor das tensões deviatórias correspondente.

O fenómeno do colapso associado à saturação pode ser representado graficamente de forma qualitativa recorrendo ao modelo Cam-Clay modificado, introduzindo a generalização do conceito de tensão efectiva para solos não saturados acima descrita. Por motivos de simplicidade, são assumidas condições de deformação uniaxial, em que só ocorre deformação na direcção vertical. O processo encontra-se representado na Fig. 5, simultaneamente nos planos (p', v) e (p', q) . Assume-se aqui uma sequência histórica de processos que se inicia com a sedimentação/consolidação do solo saturado, sobre a linha de consolidação anisotrópica saturada ($s = 0$) de A para B. As linhas de compressão anisotrópica saturada ($s = 0$) e não saturada ($s > 0$) são distintas no plano (p', v) mas sobrepõem-se no plano (p', q) , no qual desenham uma linha recta, que passa pela origem, com declive η_0 , que depende de $K_0 = \sigma_h'/\sigma_v'$. Em seguida, o solo sofre o efeito da erosão de uma camada superficial, ainda em condições de saturação, de B para C, sobre a “parede elástica” definida pela tensão de pré-consolidação p_c^B .

Durante o estágio seguinte, o solo é submetido a um processo de secagem, que se traduz num aumento da sucção de $s = 0$ para um valor $s > 0$. Este aumento da sucção tem dois efeitos simultâneos, por um lado provoca uma expansão da superfície de cedência, com a tensão de pré-consolidação a aumentar de p_c^B para p_c^D , e por outro lado ocasiona um aumento da tensão média efectiva, que produz uma compressão elástica do solo de C para D.

É importante referir que a expansão da superfície de cedência não se encontra associada a deformações plásticas, mas deve-se unicamente ao aumento da sucção, pelo que a “parede elástica” não sofre qualquer translação na direcção do eixo do volume específico. Segue-se um aumento da tensão vertical, em condições não saturadas, devido à aplicação de uma carga vertical (como, por exemplo, a construção de um edifício), de D para E. Entre D e E, o estado de tensão sofre uma compressão elástica. No ponto E, encontra a superfície de cedência, definida por p_c^D , e entre os pontos E e F as deformações compressivas são predominantemente de natureza plástica, com a superfície de cedência a expandir-se, e a “parede elástica” a sofrer uma translação vertical descendente no plano (p', v) imposta pela evolução do valor da tensão média de pré-consolidação de p_c^D para p_c^F .

Finalmente ocorre um processo de saturação, de F para G, traduzido por uma redução da sucção para zero. Inversamente ao processo de secagem, de C para D, a superfície de cedência sofre uma contracção imposta pela anulação da sucção, com o valor da tensão média de pré-consolidação a evoluir de p_c^F para p_c^G . Ao contrair-se, a superfície de cedência arrasta consigo o estado de tensão. Como o estado de tensão evolui de F para G sobre a superfície de cedência, as deformações compressivas produzidas (por o estado de tensão se encontrar na zona sub-crítica) são predominantemente plásticas. Estas deformações plásticas de compressão constituem as designadas deformações por colapso devidas à saturação. Ao ponto final pós saturação, G, corresponde uma tensão efectiva inferior à do estado F, pré-saturação, por efeito da anulação da sucção. A tensão total não varia entre F e G.

Caso o estágio DF tivesse terminado antes de atingir o ponto B que define o limite de cedência para solo saturado, não existiria colapso do solo, mas sim uma expansão elástica do mesmo. Isto porque a superfície de cedência, ao contrair-se sob o efeito da redução da sucção, não chegaria a

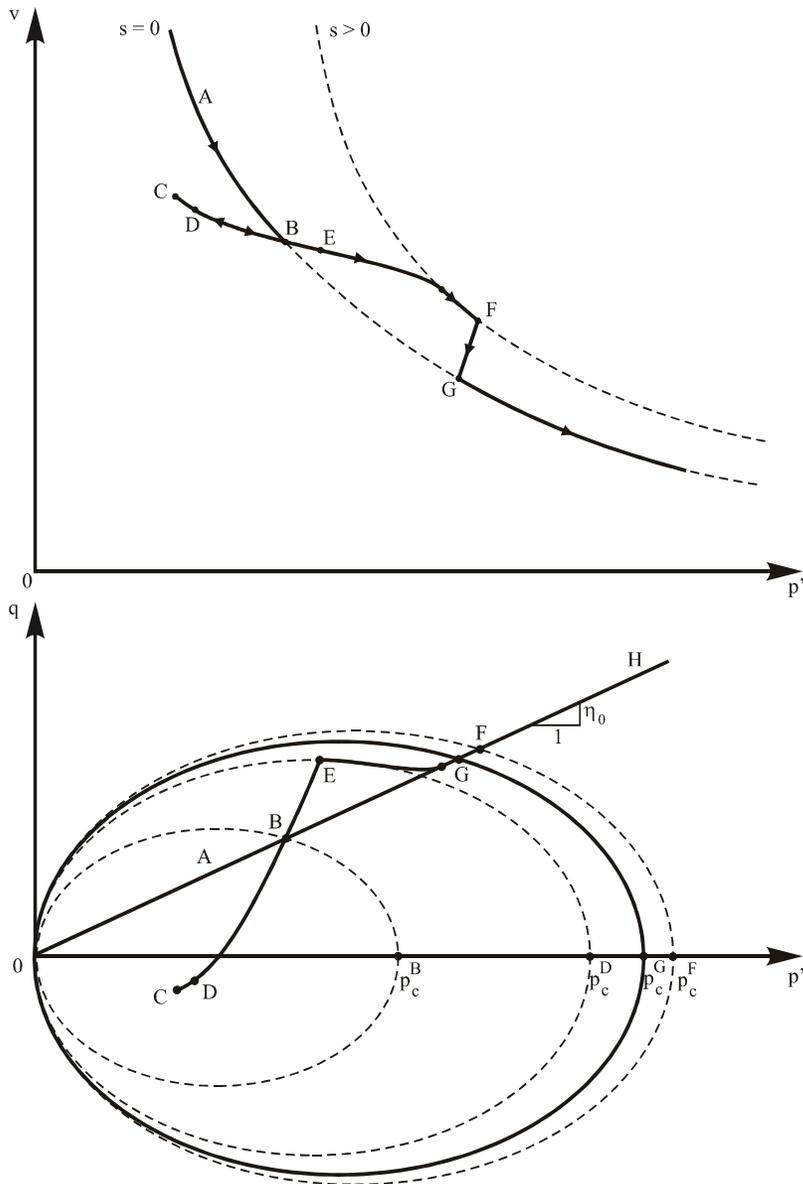


Fig. 5 – Representação simultânea nos planos (p', v) e (p', q) dos processos de consolidação, erosão (sobreconsolidação), secagem, carregamento vertical e saturação. Condições de deformação uniaxial (edométricas).

atingir o estado de tensão, logo o único efeito seria a redução da tensão efectiva com a expansão do solo a ela associada. Por outras palavras, a ocorrência ou não de colapso por saturação está dependente da posição do estado de tensão relativamente à linha de compressão anisotrópica saturada.

O algoritmo adoptado neste trabalho pretende reproduzir o fenómeno do colapso sem recorrer a um modelo com endurecimento devido à sucção como acima descrito. As diferenças entre a abordagem utilizada no algoritmo e a resposta de uma lei constitutiva formulada para incorporar o papel desempenhado pela sucção podem ser observadas na Fig. 6.

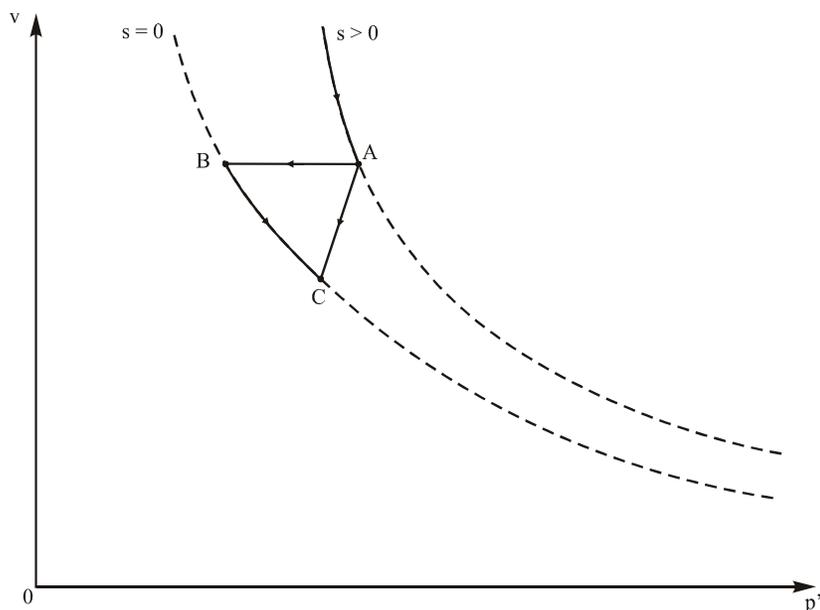


Fig. 6 – Procedimento adoptado no algoritmo para o colapso durante a saturação (ABC) e caminho realmente descrito pelo solo (AC).

O algoritmo simplificado assume que a transição entre o estado não saturado, A, e o estado saturado, C, se processa em duas fases distintas. Numa primeira fase, de A para B, a tensão efectiva sofre uma redução a deformação constante ($v = \text{cte.}$). O estado de tensão saturado é calculado, como descrito acima, assumindo que o solo com as constantes materiais, assim como a tensão média de pré-consolidação e o estado de tensão inicial correspondentes a $s=0$ foi submetido à mesma história (que neste caso é uma trajectória porque não há dependência explícita do tempo) de deformações que o solo “seco” ($s > 0$). Numa segunda fase, de B para C, a restrição imposta à deformação é removida e a tensão efectiva aumenta até se encontrar em equilíbrio com a tensão total imposta. A tensão efectiva final, C, é inferior à inicial, A, pelo efeito da anulação da sucção, enquanto que a tensão total em C é a mesma do que em A. Por outro lado, uma lei constitutiva incorporando a influência da sucção, descreveria uma evolução gradual com a redução desta, directamente de A para C.

3 – ANÁLISE NUMÉRICA DA FACHADA DE UM EDÍFICIO E SUA FUNDAÇÃO

Neste capítulo descreve-se a análise numérica da interacção solo-estrutura entre a fachada de um edifício em alvenaria e o solo da sua fundação, por efeito da construção do edifício e da posterior ocorrência de saturação localizada na fundação. Um estudo mais detalhado deste problema foi apresentado em Mourinha (2010).

3.1 – Modelo numérico da fachada e sua fundação

O modelo idealizado da fachada de um edifício e respectiva fundação é simplificado de três para duas dimensões, em que se assumem condições de deformação plana na fundação e de tensão plana na fachada. O modelo é analisado com o programa explícito de diferenças finitas bidimen-

sional FLAC (Itasca, 2000). Este programa possui uma linguagem de programação própria, designada por FISH, que permite uma significativa ampliação das suas capacidades de modelação, incluindo a possibilidade de acrescentar novas leis constitutivas. A utilização da linguagem FISH foi necessária para concretizar a análise numérica que aqui se descreve.

A geometria do modelo da fachada do edifício e fundação pode ser observada na Fig. 7. A geometria da fachada apresenta simetria horizontal por reflexão, pelo que só metade desta e respectiva fundação é modelada. A fachada, em alvenaria, corresponde a um edifício de dois pisos com 6m de altura e 18m de desenvolvimento horizontal. A fundação é constituída por uma camada de solo argiloso com 5m de espessura, a qual assenta sobre uma formação rochosa considerada como indeformável nesta análise. A fachada inclui 10 janelas de 1m × 1m e 2 portas de 1m × 2m.

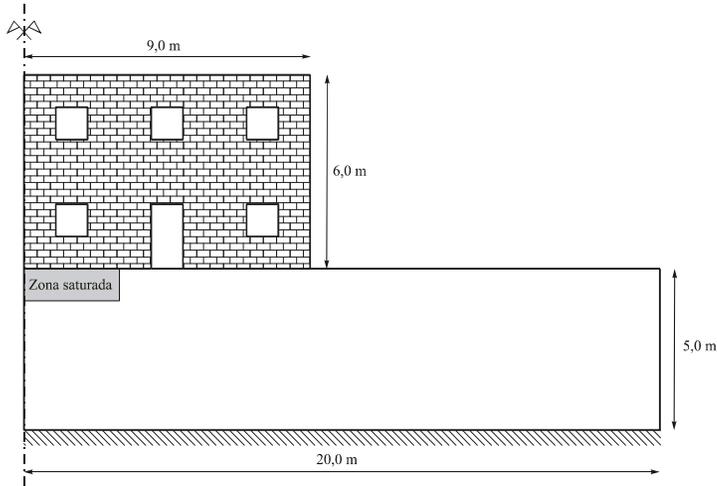


Fig. 7 – Geometria e dimensões do modelo da fachada de edifício e fundação.

O modelo foi discretizado numa malha de elementos finitos (designados por zonas no programa FLAC) que se encontra representada na Fig. 8, juntamente com as condições de fronteira. Entre a fachada e a fundação foi definida uma interface (coeficiente de atrito 0,36), que possibilita o eventual deslizamento ou separação entre as duas partes. A fundação foi discretizada em 1600 elementos e a fachada em 752 elementos. Os elementos são quadrados com 0,25m de lado.

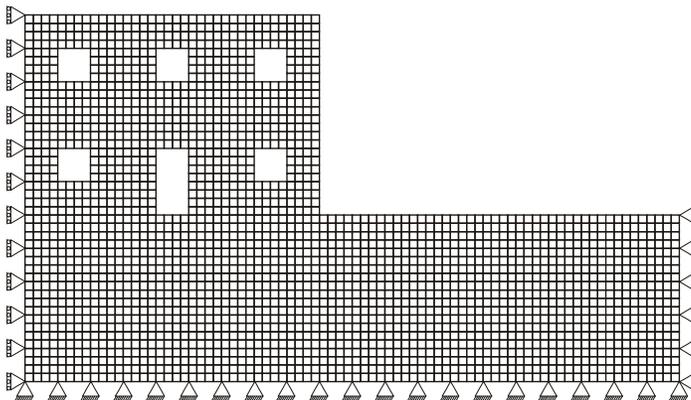


Fig. 8 – Malha da fachada e fundação com as condições de fronteira.

3.1.1 – Alvenaria

O comportamento da alvenaria é complexo e existem leis constitutivas especialmente desenvolvidas para a sua representação, como as descritas em Lourenço (1996). No entanto, e porque a sua implementação no programa FLAC exigiria demasiado tempo, decidiu-se adoptar o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb não associado, com limitação da tensão de tracção, disponível no programa FLAC. Para a atribuição das constantes materiais consideraram-se duas abordagens alternativas. Ambas utilizam os valores da resistência à compressão, σ_c , e à tracção, σ_t , que resultam, respectivamente, dos ensaios uniaxiais de tensão de compressão e de tracção. Na primeira abordagem, ilustrada na Fig. 9 utilizando a representação de Mohr, a linha recta que define a rotura é tangente a ambos os círculos que definem os estados uniaxiais de compressão e de tracção, com uma linha vertical adicional a definir a resistência à tracção.

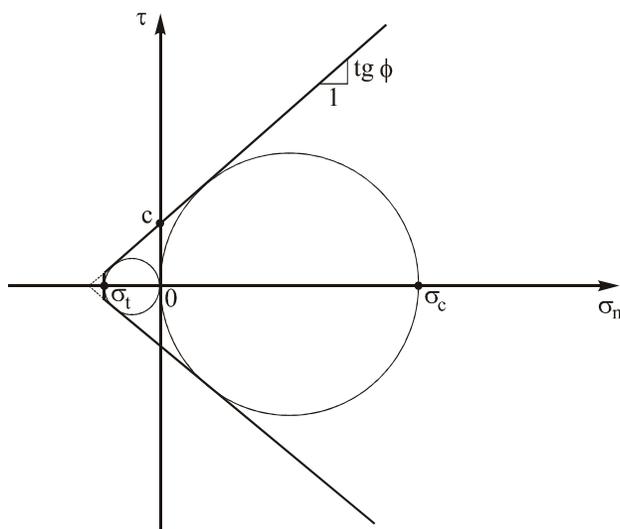


Fig. 9 – Critério de Mohr-Coulomb aplicado a um material em que se conhece a resistência à compressão e à tracção. O critério incorpora um limite adicional para a resistência à tracção.

Na segunda abordagem, representada graficamente na Fig. 10, considera-se que o ângulo de atrito é nulo, e cai-se no caso do modelo de Tresca, com limitação da resistência a tensões de tracção. Optou-se pela segunda abordagem, porque a primeira dá origem a elevados ângulos de atrito, com $|\sigma_c| \gg |\sigma_t|$, o que restringe drasticamente o modo de rotura por tracção.

Como se pode observar na Fig. 9, a linha vertical sobre a qual ocorre a rotura por tracção, apresenta uma extensão muito reduzida. Este modo de rotura está associado à abertura de fendas e, no programa FLAC, induz uma perda de resistência à tracção de σ_t para zero, precisamente para simular este efeito. Privilegia-se assim o modo de rotura à tracção, mais relevante na alvenaria, em detrimento da rotura por corte. Os valores das constantes do modelo de Mohr-Coulomb são assim calculados: ângulo de atrito, $\phi = 0$, coesão, $c = \sigma_c/2$, resistência à tracção, σ_t , e ângulo de dilatância, $\psi = 0$. Os valores para a resistência à compressão simples e à tracção foram obtidos a partir de ensaios efectuados em panos de alvenaria reproduzidos em Lourenço (1996). Foram atribuídos os seguintes valores: $\sigma_c = 7500\text{kPa}$ e $\sigma_t = 100\text{kPa}$. Os valores das constantes elásticas seguiram o sugerido em Liu *et al.* (2000): módulo de elasticidade $E = 10\text{GPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$. Para o peso volúmico da fachada adoptou-se $\gamma = 20\text{kN/m}^3$. Na fachada considera-se a existência de um estado plano de tensão.

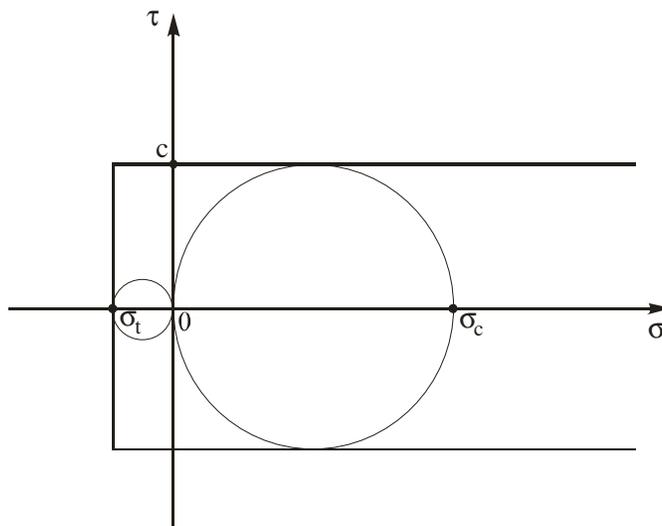


Fig. 10 – Critério de Tresca aplicado a um material em que se conhece a resistência à compressão e à tração. O modelo incorpora um limite adicional para a resistência à tração.

3.1.2 – Caracterização do estado inicial da fundação

Antes de se proceder à análise numérica da construção da fachada e posterior saturação da fundação, é necessário definir o campo inicial de tensões e de pré-consolidação instalado no solo da fundação para se poder utilizar o modelo Cam-Clay modificado. Uma origem frequente para um solo de tipo argiloso é a sedimentação em meio aquático (marinho ou lacustre) seguida de um rebaiamento do nível da água e erosão de uma camada superficial. É esta origem que se considera para o solo de fundação. Na Fig. 11 representa-se esquematicamente a situação imediatamente anterior e aquela imediatamente posterior à erosão da camada superficial de solo, que é responsável pela sua sobreconsolidação. A tensão efectiva vertical máxima a que o solo esteve submetido é $\sigma_{v_2}^{\max} = \gamma'(h + H)$, que corresponde a consolidação normal e portanto o coeficiente de impulso em repouso é $K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi_{cs}$, sendo ϕ_{cs} o ângulo de atrito dos estados críticos. Assim o valor da tensão média efectiva de pré-consolidação pode ser calculado como

$$p_{cw} = p'_{\max} \left[1 + \left(\frac{\eta_{NC}}{M} \right)^2 \right], \text{ com } p'_{\max} = \frac{\gamma'(h + H)(1 + 2K_0^{NC})}{3} \text{ e } \eta_{NC} = \frac{3(1 - K_0^{NC})}{1 + 2K_0^{NC}} \quad (8)$$

Por sua vez a tensão vertical pós-erosão é $\sigma'_v = \gamma'h + \gamma_w H_w$. O coeficiente de impulso em repouso sobreconsolidado pode ser obtido a partir da expressão empírica $K_0^{OC} = K_0^{NC} \text{OCR}^w$, com $w = 0,4$. Por sua vez o grau de sobreconsolidação $\text{OCR} = \sigma_{v_2}^{\max} / \sigma'_v$. O valor da tensão efectiva horizontal sobreconsolidada é $\sigma'_h = K_0^{OC} \sigma'_v$. A pressão neutra fica $u_w = \gamma_w(h - H_w)$.

O volume específico, v , também é uma variável de estado do modelo Cam-Clay, pelo que tem de ser inicializado. Depende da tensão média efectiva, p' , e do valor da tensão média de pré-consolidação, p_c . Pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$v = N - \lambda \ln \frac{p_c}{p_{ref}} + \kappa \ln \frac{p_c}{p'} \quad (9)$$

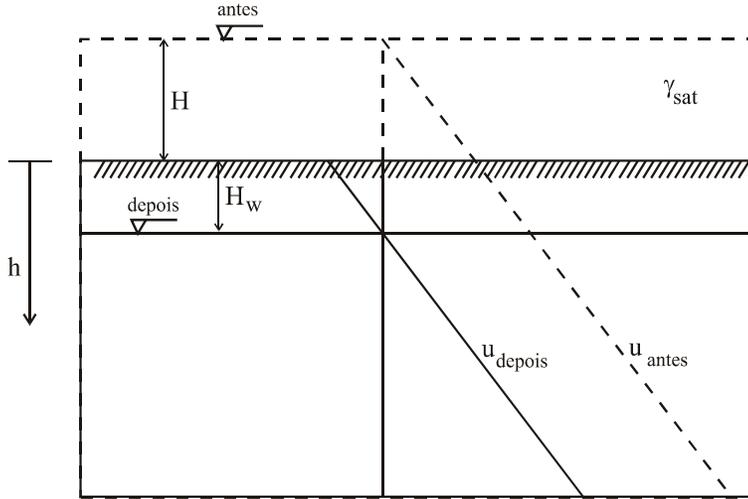


Fig. 11 – Sedimentação/consolidação seguida da erosão da camada superficial de espessura H e rebaixamento do nível freático.

Neste estudo adoptou-se para o solo de fundação uma argila conhecida como caulino “speswhite”, por ter sido amplamente ensaiada a diferentes níveis de sucção. Reconhece-se, no entanto, que este tipo de solo é tipicamente formado por alteração química de minerais rochosos como os feldspatos, o que constitui um cenário distinto da sedimentação/consolidação que se assume neste exemplo. Os valores das constantes materiais do modelo Cam-Clay modificado para esta argila foram obtidos de Loret e Khalili (2002). Relativamente às constantes que são independentes do grau de saturação, o declive da linha dos estados críticos é $M = 0,85$ e a compressibilidade elástica é $\kappa = 0,015$. Para o comportamento elástico, considerou-se ainda o coeficiente de Poisson constante, $\nu = 0,2$, o que significa que o módulo de distorção é proporcional ao módulo de compressibilidade volumétrica, e portanto, aumenta também com a tensão média efectiva. Outro valor importante é a sucção de entrada de ar, que para este solo é $s_e = 85\text{kPa}$. Os parâmetros que definem a linha de compressão isotrópica virgem (LCI), e que dependem do valor da sucção, foram determinados para 4 valores distintos desta (Loret e Khalili, 2002), como se apresenta no Quadro 1. Os valores foram determinados para uma pressão de referência $p_{ref} = 100\text{kPa}$. O peso volumétrico seco do solo é $\gamma_d = 17,02\text{kN/m}^3$.

3.1.3 – Caso de estudo

No caso analisado, a espessura da camada de solo erodida, que é responsável pelo nível de sobreconsolidação do solo de fundação, é $H = 3,5\text{m}$. Se a altura H for demasiado pequena, a fundação não será capaz de suportar a fachada. No final da fase erosiva, antes da secagem, o nível freático coincide com a superfície do terreno, com $H_w = 0$.

A construção da fachada ocorre sobre um solo sobreconsolidado que sofreu o processo de sedimentação/consolidação seguido de erosão como acima descrito, a que se segue a secagem da camada de 5m de espessura do solo de fundação, de modo que este fica com uma sucção matricial constante em profundidade. O valor desta sucção é $s = 300\text{kPa}$. Como se está a utilizar uma formulação bifásica (sólida+líquida), a esta sucção corresponde uma pressão intersticial equivalente $\bar{u}_w = u_a - \chi(s)s$. Assumindo que a fase gasosa é conexa, $u_a = 100\text{kPa}$, que é o valor da pressão atmosférica. Como $s > s_e = 85\text{kPa}$, $\chi = (85/300)^{0,55} = 0,5$. A pressão intersticial equivalente é $\bar{u}_w = -50\text{kPa}$. Estão assim especificadas as condições iniciais prevaletentes na fundação antes da construção da fachada, com

um campo de tensões auto-equilibrado. A sucção causa a expansão da superfície de cedência com a dimensão da superfície no estado não saturado, p_e , calculada a partir do valor correspondente ao estado saturado, p_{cv} , recorrendo à expressão (6).

A construção da fachada do edifício é simulada através do aumento gradual da densidade do material que a constitui, desde zero até atingir o seu valor real.

Na fase final, uma zona delimitada da fundação é saturada. Nessa zona o estado de tensão é substituído pela tensão saturada, que foi calculada, em paralelo à tensão real, desde o início da fase de construção da fachada, utilizando os parâmetros do solo saturado em vez dos parâmetros do solo não saturado (para $s = 300\text{kPa}$). A pressão intersticial equivalente, que representa o efeito da sucção, é também reduzida para zero dentro da zona saturada. É nesta fase que podem ocorrer os assentamentos por colapso. No caso analisado a zona saturada é rectangular com $3\text{m} \times 1\text{m}$ ($6\text{m} \times 1\text{m}$ considerando a simetria) e situa-se à superfície junto ao eixo de simetria (Fig. 7).

Quadro 1 – Valores de λ e N para diferentes valores da sucção.

	$s \leq s_e = 85\text{kPa}$	$s = 100\text{kPa}$	$s = 200\text{kPa}$	$s = 300\text{kPa}$
λ	0,125	0,273	0,327	0,38
N	2,06	2,30	2,44	2,60

As LCI para os diferentes níveis de sucção encontram-se representadas na Fig. 12.

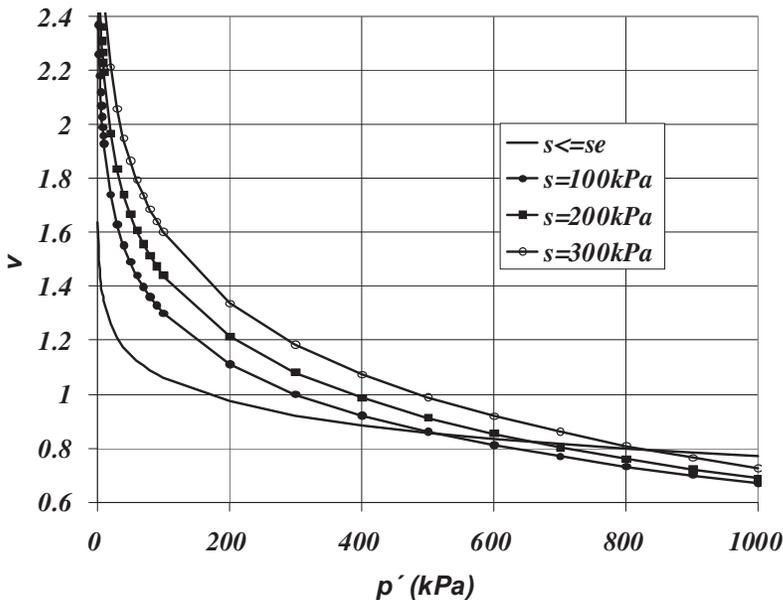


Fig. 12 – Linhas de compressão isotrópica para diferentes valores da sucção.

3.2 – Resultados

Nesta secção são apresentados, discutidos e comparados entre si os resultados das diferentes fases da análise efectuada. São apresentados os resultados relativos à fase de construção da fachada

e os correspondentes ao final da fase de saturação. A comparação entre estas duas fases permite avaliar os efeitos da saturação.

3.2.1 – Configuração deformada

Na Fig. 13 pode ser observada a configuração deformada da fachada e fundação, após as fases de construção e saturação, com os deslocamentos aumentados 10 vezes. Após a construção os assentamentos da fachada são praticamente uniformes, com o valor aproximado de 2,8 cm.

A fase de saturação dá origem a assentamentos adicionais não uniformes. O assentamento máximo, 5,9cm, verifica-se na zona saturada, junto ao eixo de simetria.

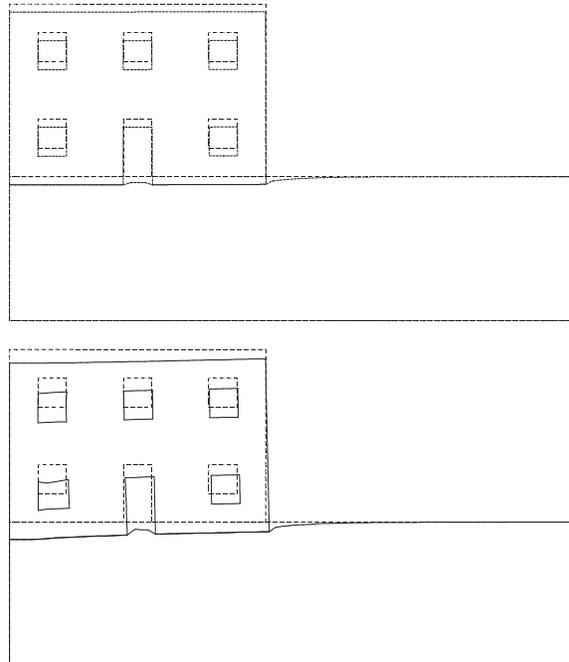


Fig. 13 – Configuração deformada (traço contínuo). Final da construção (cima) e saturação (baixo). Deslocamentos aumentados 10 vezes.

3.2.2 – Fendilhação na fachada

A Fig. 14 mostra a distribuição da fendilhação na fachada no final da fase construtiva e após a saturação. Esta representação permite apreciar o nível de danos na fachada. No modelo utilizado, as fendas não são modeladas directamente. As fendas são representadas, para cada elemento, como uma linha orientada perpendicularmente à direcção da deformação de extensão máxima. O comprimento da linha é proporcional à deformação de extensão. Só se considera abertura de fenda para extensões superiores a 0,0005. Na representação gráfica, o comprimento de 1m corresponde a uma extensão igual a 0,05. Considerando que a deformação se localiza num elemento, e como estes têm 0,25m de lado, esta deformação corresponde a uma abertura da fenda igual a 1,25cm.

No final da construção verifica-se a ocorrência de fendas pouco expressivas, com abertura máxima de cerca de 1,6mm, localizadas acima da porta e orientadas verticalmente. Este reduzido nível de danos é compatível com o padrão uniforme de assentamentos verificado.

A saturação dá origem a um padrão de fendilhação relativamente extenso na fachada e que abrange a zona próxima do eixo de simetria. A abertura máxima de fendas é cerca de 5,6mm. Este comportamento deve-se ao maior assentamento da zona central da fachada, acima da zona saturada, onde ocorreram os assentamentos por colapso.

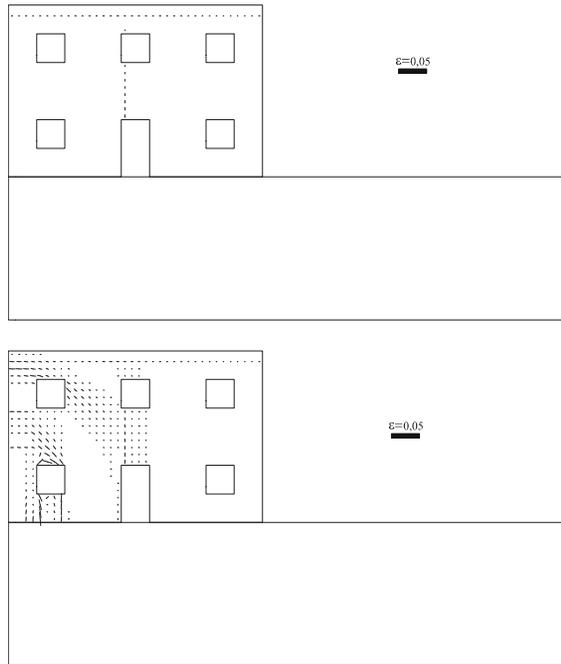


Fig. 14 – Orientação e distribuição das fendas na fachada. Final da construção (cima) e saturação (baixo). Comprimento das linhas proporcional à abertura das fendas. (Escala: 1m \Leftrightarrow extensão 0,05).

3.2.3 – Tensão média efectiva

Na Fig. 15 encontra-se representado o campo de tensão média efectiva, p' , existente na fundação no final da construção e após a saturação.

A tensão média efectiva, p' , sofre uma redução significativa na zona saturada e um aumento na zona adjacente sob a fachada.

3.2.4 – Deformações volumétricas

O campo de deformações volumétricas encontra-se representado na Fig. 16 para a fachada e fundação para o final da construção e após o colapso.

Na zona saturada, onde ocorre o colapso, verifica-se uma deformação volumétrica compressiva significativa associada à redução de p' , descrita acima. Podem também ser observadas deformações volumétricas expansivas na fachada associadas à abertura de fendas.

3.2.5 – Trajectórias espaciais de tensão

Na Fig. 17 podem ser observadas as trajectórias espaciais de tensão prevalentes no final da fase de construção da fachada. Estas curvas, ortogonais entre si, são tangentes em cada ponto às

tensões principais no plano. Estas trajectórias de tensão são aqui designadas por espaciais, por contraste com as trajectórias “locais” de tensão, que decorrem no espaço das tensões e representam a história de tensão de um ponto material. As trajectórias espaciais de tensão permitem visualizar a distribuição no espaço da orientação das tensões principais, mas nada mostram relativamente à sua magnitude. As direcções principais de tensão sofrem uma alteração devido à saturação de acordo com o ilustrado na Fig. 17.

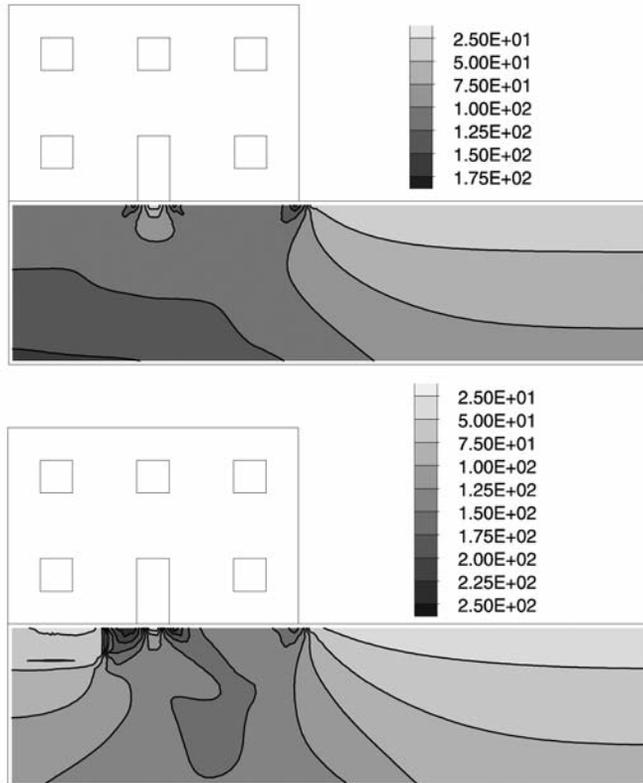


Fig. 15 – Tensão média efectiva, p' , na fundação (kPa). Final da construção (cima) e saturação (baixo). Compressão positiva.

3.2.6 – Efeito da saturação nos assentamentos e tensões verticais totais

O efeito da saturação, e assentamentos por colapso do solo associados, pode ser melhor avaliado pela comparação directa com a situação imediatamente após a fase de construção. Esta comparação é feita relativamente aos deslocamentos verticais e tensões verticais totais à superfície do terreno e na fundação sobre o eixo de simetria.

Na Fig. 18, verifica-se a ocorrência de um assentamento significativo da fachada por colapso. O assentamento não é uniforme, variando entre cerca de 3cm sobre o eixo de simetria e cerca de 0,5cm no extremo da fachada. Os assentamentos por colapso são pouco significativos no vão da porta, onde a carga é nula.

Em profundidade, sobre o eixo de simetria, verificam-se assentamentos que se reduzem até se anularem a aproximadamente 1m abaixo da superfície (ver Fig. 19). A profundidades superiores verificam-se empolamentos (deslocamentos verticais para cima). Isto é consequência da redução da tensão efectiva que ocorre na zona saturada.

Da comparação entre a distribuição da tensão vertical total ao nível da superfície do terreno no final da fase de construção e após os assentamentos por colapso (saturação), constata-se uma redução desta sobre a zona saturada e um aumento sob o resto da fundação da fachada (ver Fig. 20). Verifica-se, portanto, uma transferência de tensão vertical, da zona saturada para a restante superfície de fundação. Os assentamentos superficiais na zona não saturada são devidos essencialmente a esta transferência de tensão, que se deve à rigidez da fachada.

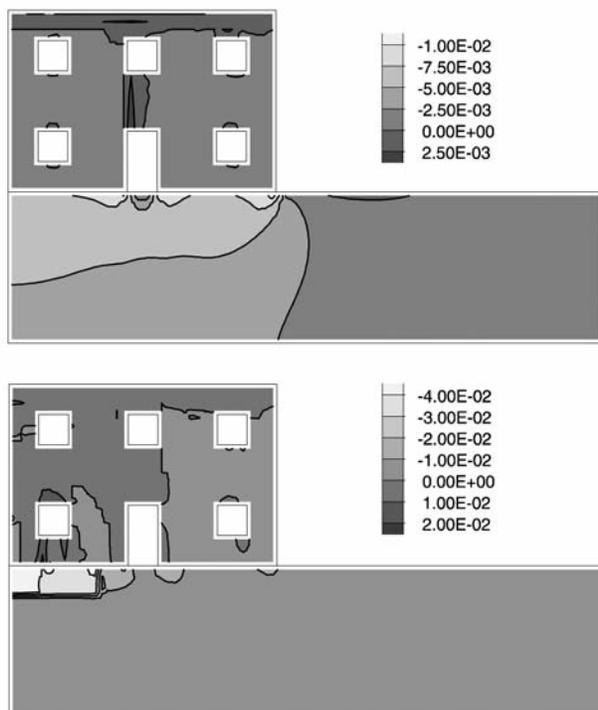


Fig. 16 – Deformação volumétrica (compressão negativa). Final da construção (cima) e saturação (baixo).

Relativamente à variação da tensão vertical total em profundidade sobre o eixo de simetria, constata-se uma redução praticamente constante desta, de aproximadamente 75kPa (ver Fig. 21).

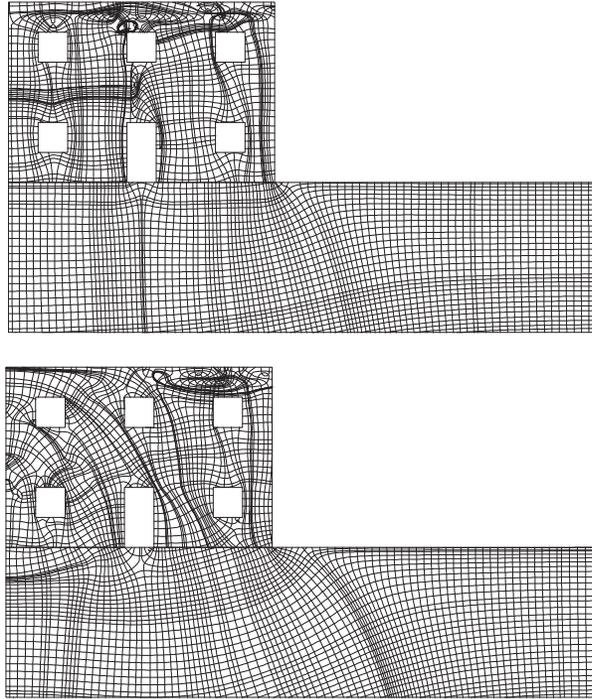


Fig. 17 – Trajectórias espaciais de tensão. Final da construção (cima) e saturação (baixo).
Curvas tangentes às tensões principais em cada ponto.

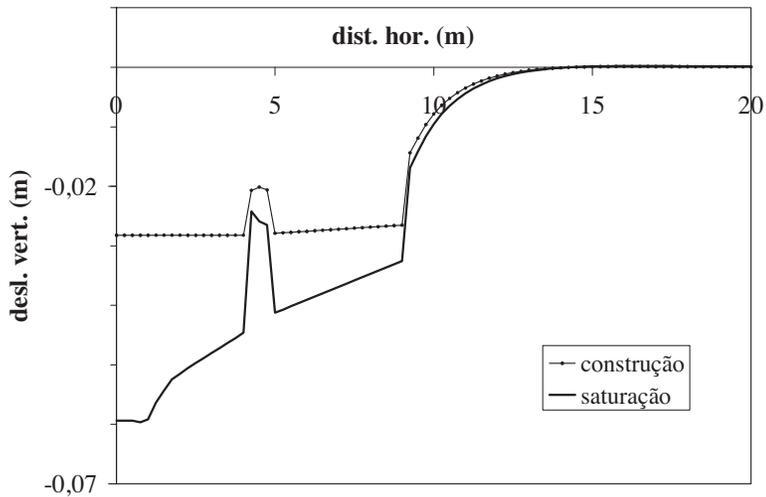


Fig. 18 – Assentamentos (valores negativos) da superfície do terreno para as fases de construção e de saturação. Distância horizontal medida ao eixo de simetria.

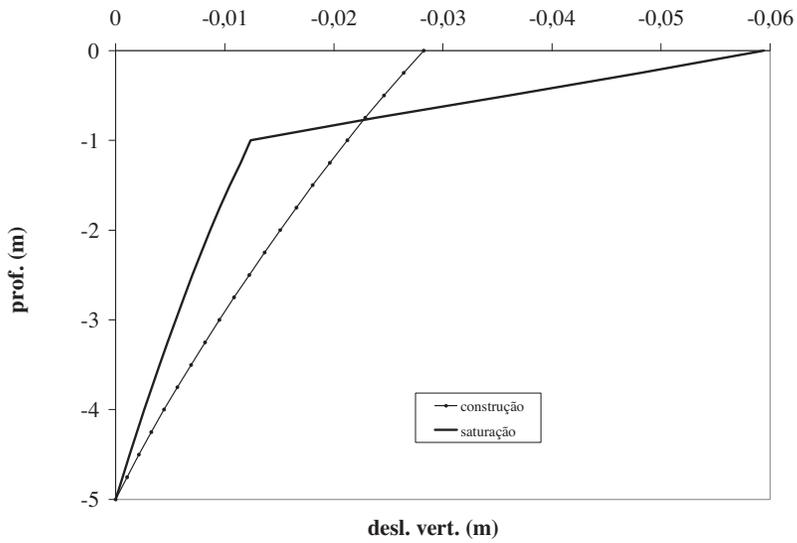


Fig. 19 – Assentamentos da fundação (valores negativos) em profundidade sobre o eixo de simetria para as fases de construção e de saturação. Distância vertical medida a partir da superfície.

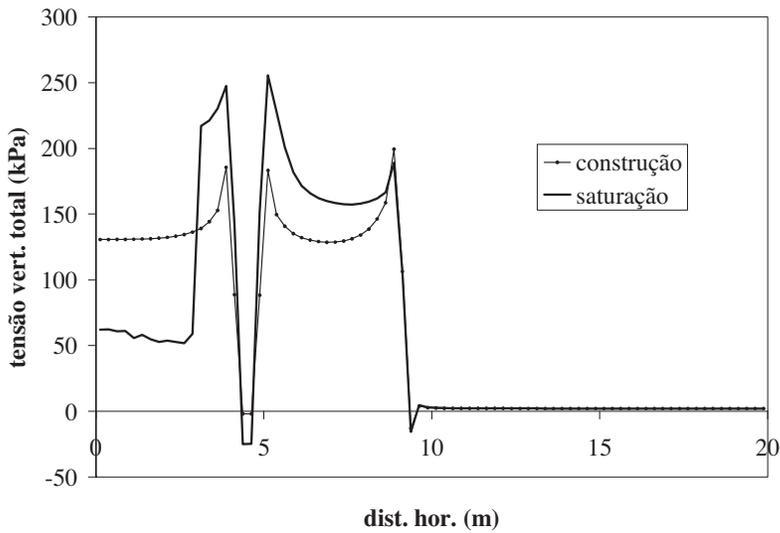


Fig. 20 – Tensão vertical total (compressão positiva) à superfície do terreno para as fases de construção e de saturação. Distância horizontal medida ao eixo de simetria.

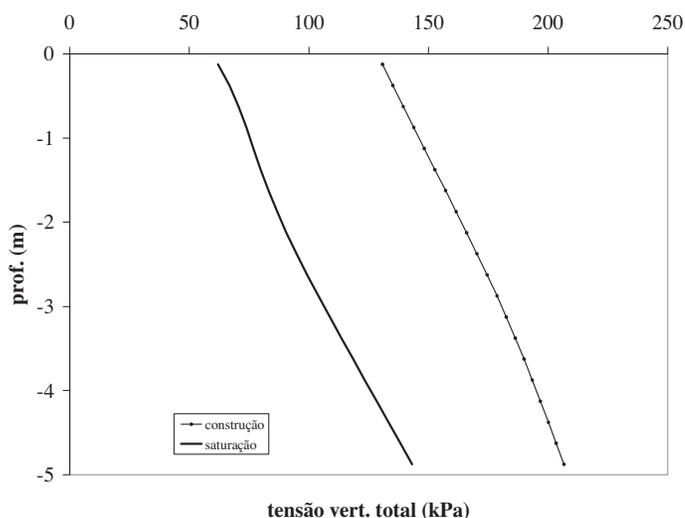


Fig. 21 – Tensão vertical total na fundação (compressão positiva) em profundidade sobre o eixo de simetria para as fases de construção e de saturação. Distância vertical medida a partir da superfície.

4 – CONCLUSÕES

O método proposto para modelar as deformações por colapso em solos mostrou-se eficaz na análise numérica dos efeitos da ocorrência de saturação no terreno de fundação em fachadas de edifícios em alvenaria. Esta interacção complexa solo-estrutura, em que o solo e a fachada têm comportamento não linear, depende de vários factores, em particular: da geometria da fachada, do tipo de solo de fundação, do estado de tensão e pré-consolidação iniciais do solo, do valor da sucção matricial presente no solo durante a fase de construção e da configuração e localização da zona da fundação submetida a saturação.

No caso analisado, o solo apresenta um grau de sobreconsolidação decorrente da erosão de 3,5m superficiais do terreno, uma sucção de 300kPa e uma zona saturada com 3m de desenvolvimento horizontal e 1m de altura, localizada à superfície junto do eixo de simetria. Este caso deu origem a assentamentos por colapso de aproximadamente 3cm e danos por fendilhação na fachada com algum significado, quer em termos de extensão, quer em termos de abertura de fendas (valor máximo de 5,6mm).

Da análise apresentada constata-se que uma estrutura construída sobre um solo seco pode dar origem a assentamentos se o solo for posteriormente saturado. No entanto, se o grau de consolidação do solo for suficientemente elevado (Mourinha, 2010), a saturação não dá origem a assentamentos por colapso, mas sim a um ligeiro empolamento devido à descarga elástica do solo por efeito da redução da tensão efectiva. O elevado grau de sobreconsolidação faz com que a superfície de cedência do solo saturado apresente uma extensão suficiente para acomodar as trajectórias de tensão na zona saturada.

Relativamente a desenvolvimentos futuros da análise efectuada neste trabalho, sugere-se:

- 1) A utilização de leis constitutivas para solos não-saturados formuladas em termos da generalização do conceito de tensão efectiva e incluindo o endurecimento associado à sucção matricial para comparação com os resultados devidos à utilização do método descrito.
- 2) A utilização de leis constitutivas para alvenaria, com capacidade para modelar de forma mais rigorosa a fendilhação.
- 3) A utilização de modelos tridimensionais.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E. E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. *Géotechnique*, vol. 40, pp. 405-430.
- Bishop, A. W. (1959). *The principle of effective stress*. *Teknisk Ukeblad*, vol. 106 (39), pp. 859-863.
- Duncan, J. M.; Chang, C. Y. (1970). *Non-linear analysis of stress and strain in soils*. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, vol. 96 (SM5), pp. 1629-1654.
- Farias, M. M. (1993). *Numerical analysis of clay core dams*. PhD Thesis, University College of Swansea.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2000). *FLAC user's guide, version 4*. Minneapolis, Minnesota.
- Liu, G.; Houslyby, G. T.; Augarde, C. E. (2000). *Two-dimensional analysis of settlement damage to masonry buildings caused by tunneling*. *The Structural Engineer*, vol. 79, n° 1, pp. 19-25.
- Loret, B.; Khalili, N. (2002). *An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media*. *Mechanics of Materials*, vol. 34, pp. 97-116.
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures*. PhD Thesis, Delft University of Technology.
- Maranha, J. R. (1997). *Analysis of Embankment Dams: Computational Aspects*. PhD Thesis, University of Wales, Swansea.
- Mourinha, A. M. S. (2010). *Danos em edifícios devidos a assentamentos por colapso em solos não saturados*. Dissertação de Mestrado (Bolonha), ISEL, Lisboa.
- Nobari, E. S.; Duncan, J. M. (1972). *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams*. Technical report, College of Engineering, University of California, Berkeley, Report No. TE-72-1 – Prepared for U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Noorany, I., Frydman, S.; Detournay, C. (1999). *Prediction of soil slope deformation due to wetting*. In Detournay & Hart (eds.), *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics*, Balkema, Rotterdam.
- Nuth, M.; Laloui, L. (2008). *Effective stress concept in unsaturated soils: clarification and validation of a unified framework*. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, pp. 771-801.
- Rodrigues, R. A. (2007). *Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.
- Roscoe, K. H.; Burland, J. B. (1968). *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay*. In Heyman, J. e Leckie, F. A. (Eds.), *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, Cambridge, U. K., pp. 535-609.
- Souza Neto, J. B. (2004). *Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.
- Waltham, A. C. (1994). *Foundations of Engineering Geology*. Blackie Academic & Professional, London.