

ESCAVAÇÕES ESCORADAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES: A IMPORTÂNCIA DOS EFEITOS DECORRENTES DA CONSOLIDAÇÃO

BRACED EXCAVATIONS IN CLAYEY SOILS: THE RELEVANCE OF CONSOLIDATION EFFECTS

Alves Costa, Pedro, *FEUP, Porto, Portugal, pacosta@fe.up.pt*

Leitão Borges, José, *FEUP, Porto, Portugal, leitao@fe.up.pt*

Matos Fernandes, Manuel, *FEUP, Porto, Portugal, mfern@fe.up.pt*

RESUMO

A análise de escavações suportadas em solos argilosos moles é, geralmente, efectuada considerando que o maciço interessado é solicitado segundo uma condição não drenada. No entanto, a perturbação do estado de tensão inicial resultante da execução da obra traduz-se pela geração de excessos de pressão intersticial que tenderão a dissipar-se com o decorrer do tempo. Neste artigo aborda-se a questão do comportamento de escavações escoradas em solos argilosos moles tendo em conta os efeitos diferidos no tempo resultantes da consolidação do maciço. Através de um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos analisa-se o comportamento de uma escavação escorada desde o início da construção até ao final do processo de consolidação. É dada especial ênfase à evolução temporal dos movimentos em redor da escavação, à evolução dos estados de tensão no maciço e dos esforços nos elementos estruturais que constituem a estrutura de suporte.

ABSTRACT

The studies of excavations in soft clayey soils are usually based on undrained total stress analyses. However, when the excavation is undertaken, the variation of the state of total stress induces excess pore pressure that will tend to dissipate with the elapsing of time.

In this paper, a study concerning the behavior of excavations in soft clayey soils, considering the consolidations effects, is presented. For this purpose, a numerical model based on finite element method is used to simulate the behavior of the excavation since the beginning of construction until the end of consolidation process. Special attention is given to the evolution in time of the displacements in vicinity of the cut, the evolution of stress states in the ground and the stresses on the structural elements of the retaining structure.

1. INTRODUÇÃO

A execução de uma escavação num maciço terroso implica, naturalmente, alteração do estado de tensão total a que o maciço está sujeito. De uma forma simplificada, essa evolução é caracterizada pela diminuição da tensão média e pelo aumento da tensão de corte. Nos casos em que a obra envolva um maciço terroso saturado de muito baixa permeabilidade, como é o caso dos maciços argilosos não fissurados, aquela alteração vai induzir excessos de pressão neutra. Nas situações em que a obra se desenvolve em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, os excessos de pressão neutra resultam de dois factores contraditórios. Com efeito, se por um lado a diminuição da tensão média leva à diminuição da pressão intersticial, o aumento da tensão de corte é acompanhado pelo aumento da pressão neutra, uma vez que estes

solos apresentam dilatação negativa. A observação de diversas obras mostra que o primeiro factor é em regra dominante, pelo que, em geral, os excessos de pressão neutra são de sinal negativo ([1]; [2]).

Sendo baixa a permeabilidade do maciço envolvente da obra, geralmente, o tempo necessário para a dissipação dos excessos de pressão neutra é superior ao período de construção, o que induz um carácter diferido no tempo ao comportamento de escavações em maciços argilosos. No que concerne a esses efeitos diferidos no tempo, a sua importância é claramente dependente da grandeza dos excessos de pressão neutra gerados durante o período de construção e da condição de equilíbrio final da pressão da água nos poros.

Devido à consolidação do maciço, é de esperar que ocorram alterações nos principais parâmetros que caracterizam o comportamento de uma escavação, tais como os assentamentos da superfície do maciço suportado ou os esforços mobilizados nos elementos estruturais.

O modo como o processo de consolidação afecta o comportamento da escavação não se encontra totalmente clarificado na bibliografia, sendo vários os factores que para isso contribuem, nomeadamente: i) o facto de a grandeza do excesso de pressão neutra induzido no maciço depender de diversos factores, tais como as propriedades do solo, as características da estrutura de contenção e o faseamento construtivo; ii) a necessidade de instrumentação ao longo do tempo, já que os fenómenos ocorrem de modo diferido no tempo; iii) a necessidade de modelos numéricos avançados para a previsão do comportamento da obra. Deste modo, a generalidade dos estudos relativos ao comportamento de escavações em solos argilosos moles é desenvolvida admitindo comportamento não drenado para o maciço e, conseqüentemente, apenas o comportamento a curto prazo é analisado.

O estudo aqui apresentado difere da grande maioria das análises existentes na bibliografia da especialidade pelo facto de a análise não ser efectuada em termos de tensões totais, mas sim em termos de tensões efectivas e por procurar avaliar os efeitos resultantes da consolidação do maciço. Para a realização do estudo recorreu-se a um programa de elementos finitos desenvolvido na FEUP, que permite efectuar análises elasto-plásticas acopladas, tendo-se recorrido ao modelo “p-q- θ ” para simular o comportamento mecânico das formações terrosas interessadas pela obra.

2. PROGRAMA DE CÁLCULO

O programa de cálculo utilizado, desenvolvido por [3], baseia-se no método dos elementos finitos e incorpora diversos tipos de elementos de forma a permitir a modelação dos diversos componentes de estruturas geotécnicas. Sinteticamente, no contexto do presente trabalho, as hipóteses fundamentais do programa são as seguintes: i) simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento; ii) formulação acoplada do problema mecânico e do problema hidráulico, tendo em conta as equações constitutivas do solo definidas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada ao longo de qualquer fase da obra, mesmo após a sua conclusão; iii) simulação do comportamento constitutivo do solo através de modelos de estados críticos; iv) simulação de interfaces entre materiais com características distintas através de modelos elásticos ou elastoplásticos. Relativamente aos aspectos teóricos em que a formulação acoplada se baseia, uma descrição detalhada pode ser encontrada em [3] e [4].

No caso em estudo, utilizou-se o modelo constitutivo p-q- θ na simulação do comportamento mecânico do solo. Trata-se de um modelo elastoplástico com endurecimento, baseado na

mecânica dos solos dos estados críticos, em que a cedência é definida por uma superfície fechada e a lei de fluxo utilizada no modelo é associada. O modelo difere de outros modelos de estados críticos mais simplificados (Cam-clay; Cam-clay Modificado, etc.) pelo facto de o critério de rotura (superfície de estados críticos) ser definido no espaço das tensões principais pela pirâmide hexagonal de Mohr-Coloumb (em vez do cone de Drucker-Prager, presente em outros modelos de estados críticos), o que permite uma melhor aproximação dos resultados aos resultados experimentais.

3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA NUMÉRICO ANALISADO

O presente estudo refere-se a uma escavação com carácter definitivo realizada num maciço argiloso mole. A análise da obra é estendida desde o início do processo construtivo (à excepção da instalação da cortina) até ao final da consolidação.

Considerou-se uma escavação com 10,8 m de profundidade e 20 m de largura, realizada ao abrigo de uma parede moldada de betão armado com 0,8 m de espessura. O desenvolvimento longitudinal da obra foi considerado muito superior ao transversal de forma admitir-se a análise em estado plano de deformação. Durante a fase provisória a cortina encontra-se escorada em três níveis, estando as escoras espaçadas de 3,5 m na direcção longitudinal (ver Figura 1). A obra desenvolve-se num maciço composto por uma camada superficial de aterro de material granular com 2 m de espessura, sobrejacente a um estrato argiloso com 23,3 m de possança. Sob a camada argilosa, admitiu-se a existência do firme, no qual a cortina se encontra apoiada.

O coeficiente de segurança em relação à rotura de fundo, determinado pelo método de Terzaghi ([5]), vale aproximadamente 1,2. Este valor deve ser encarado como meramente indicativo já que o método não contabiliza o efeito da altura enterrada da cortina.

Atingida a profundidade de 10,8 m, as escoras são progressivamente desactivadas à medida que são construídas lajes maciças de betão armado que constituem os pisos enterrados. O faseamento construtivo é apresentado no Quadro 1.

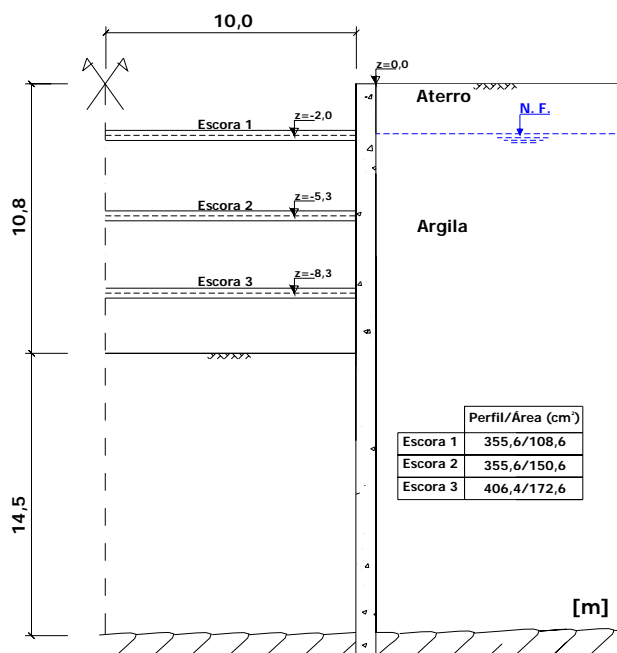


Figura 1 – Características da escavação estudada

Quadro 1 – Faseamento construtivo

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação até à profundidade de 2 m. Instalação do primeiro nível de escoramento.
2	Escavação até à profundidade de 5,3 m. Instalação do segundo nível de escoramento.
3	Escavação até à profundidade de 8,3 m. Instalação do terceiro nível de escoramento.
4	Escavação até à profundidade de 10,8 m. Instalação da primeira laje (laje de fundo).
5	Remoção do 3º nível de escoramento. Instalação da segunda laje.
6	Remoção do 2º nível de escoramento. Instalação da terceira laje.
7	Remoção do 1º nível de escoramento. Instalação da quarta laje.

O comportamento mecânico da formação argilosa e da camada granular foi simulado pelo modelo p-q- θ . No Quadro 2 indicam-se os valores adoptados para os diferentes parâmetros mecânicos e hidráulicos da argila e do aterro.

Quadro 2 – Parâmetros de comportamento mecânico e hidráulico do solo

	γ (kN/m ³)	K_0	OCR	ϕ' (°)	ν'	c_u/σ'_{v0}	$k_v=k_h$ (m/s)	λ	κ	N	Γ
Argila	16	0,50	1,1	26	0,25	0,28	10^{-9}	0,18	0,025	3,158	3,05
Aterro	20	0,43	1,1	35	0,30	-	∞	0,025	0,005	1,817	1,80

Os parâmetros indicados no Quadro 2 têm o seguinte significado: γ , peso volúmico; K_0 , coeficiente de impulso em repouso; ϕ' , ângulo de atrito; ν' , coeficiente de Poisson; c_u , resistência não drenada; σ'_{v0} , tensão efectiva vertical; k_v e k_h , coeficientes de permeabilidade nas direcções vertical e horizontal, respectivamente; λ inclinação da recta de compressão virgem isotrópica e da linha de estado crítico; κ , inclinação da linha de descarga-recarga; N, volume específico do solo normalmente consolidado a uma tensão média efectiva de 1 kPa; Γ , volume específico do solo em estado crítico e sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa.

Os elementos estruturais de betão armado foram considerados como tendo um comportamento elástico linear e isotrópico ($E=18$ GPa; $\nu'=0,2$), assim como as escoras metálicas ($E=206$ GPa). Relativamente a estas reduziu-se a sua rigidez axial a metade da rigidez teórica, de forma a ter em conta a existência de possíveis folgas entre as escoras e a cortina durante o processo de instalação sem pré-esforço das últimas.

A interface maciço-cortina foi simulada através de elementos de junta com comportamento elastoplástico ($c_a=c_u$; $K_t=c_u/0,001$).

No que se refere às condições hidráulicas iniciais, admitiu-se que o nível freático se encontra a 2 m de profundidade. O firme foi considerado como impermeável, assim como a cortina de betão armado. Deste modo, o fluxo para o interior do corte contornando a extremidade inferior da cortina encontra-se impedido, ou seja, a cortina para além de desempenhar as funções de elemento estrutural, também desempenha as funções de “corta-águas”. Considerou-se ainda as fronteiras laterais do problema impermeáveis e que o tecto do estrato argiloso, coincidente com a posição do nível freático, constitui uma fronteira permeável.

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Preâmbulo

O estudo aqui apresentado contempla três estádios distintos de solicitação, que poderão ser divididos da seguinte forma: i) estádio 1, correspondente ao período de escavação, em que ocorrem variações no estado de tensão que incidem quer no esqueleto sólido (tensões efectivas), quer no fluído intersticial (pressões neutras); ii) estádio 2, durante o qual se procede à instalação de lajes e remoção das escoras; durante esta fase não são de esperar alterações profundas do estado de tensão total do maciço remanescente; iii) estádio 3, correspondente ao período pós-construção, durante o qual a alteração do estado de tensão-deformação está associada à dissipação dos excessos de pressão neutra gerados principalmente no decurso do estádio 1.

Embora o fenómeno de consolidação também ocorra durante o processo de construção, a sua influência pode ser considerada diminuta caso a permeabilidade do solo seja baixa e a

construção ocorra de forma bastante rápida ([6]; [4]). Assim sendo, considerou-se, na simulação numérica acoplada, um tempo de construção muito pequeno, de modo a que o maciço se comportasse de uma forma não drenada durante os estádios 1 e 2, nos quais as deformações induzidas terão carácter puramente distorcional, e que apenas no período pós-construção ocorrerá dissipação dos excessos de pressão da água nos poros induzindo deformações volumétricas no maciço argiloso.

Dado o carácter distinto das solicitações nas diferentes fases, optou-se por analisar separadamente os estádios 1 e 2 (período de construção) do estádio 3 (período pós-construção).

4.2 Comportamento durante o período de construção

Na Figura 2 ilustra-se a distribuição espacial dos níveis de tensão mobilizados na última fase de escavação.

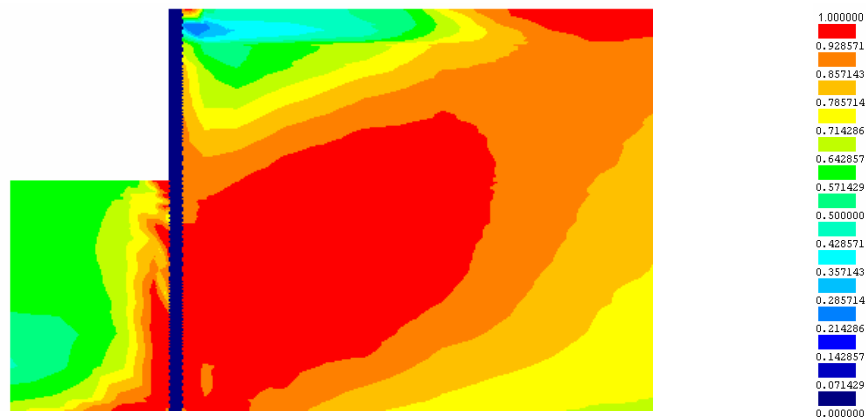


Figura 2 – Níveis de tensão mobilizados no final do estádio 1.

O valor do nível de tensão varia entre 0 e 1, correspondendo o último valor à cedência última do material, ou seja, ao estado crítico. O exame da Figura 2 permite verificar que, no final do estádio 1, o estado crítico é atingido numa região significativa do maciço suportado, principalmente abaixo da cota da base da escavação.

Na Figura 3 pode observar-se a distribuição do excesso de pressão neutra instalado no final do período de construção. No presente estudo, o excesso de pressão neutra será referenciado em relação à distribuição hidrostática existente antes da execução da obra.

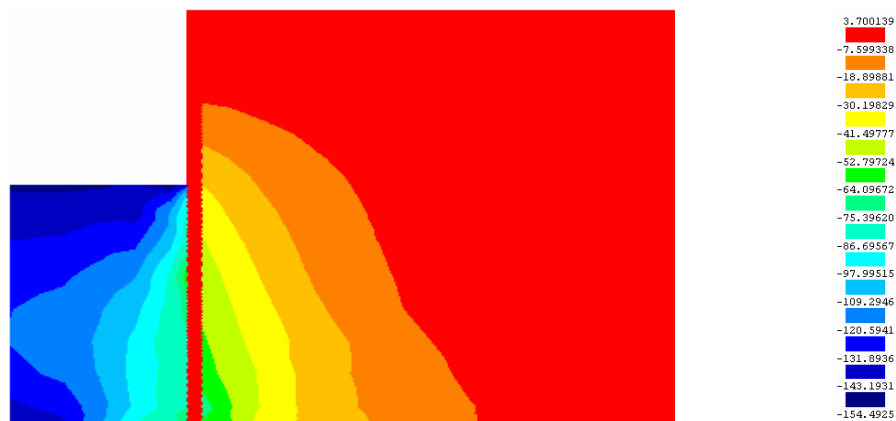


Figura 3 – Excessos de pressão neutra no final da construção.

Como se pode verificar pela análise da figura, no final da construção encontram-se instalados excessos de pressão neutra negativos, tanto no maciço subjacente à base da escavação como no maciço suportado. No maciço subjacente à escavação verifica-se que é na proximidade do plano de simetria que os incrementos negativos de pressão intersticial tomam maiores proporções. Este efeito poderá ser justificado pelos seguintes factores: a remoção das terras sobrejacentes induz excessos de pressão neutra negativos no maciço subjacente à base da escavação; no entanto, na proximidade da cortina as tensões de corte tomam valores significativos, o que gera excessos de pressão neutra positivos (o maciço apresenta dilatância negativa); para além disso, o movimento da cortina em direcção ao corte atenua a redução da tensão total média na sua vizinhança, e conseqüentemente, o valor dos excessos de pressão neutra negativos. Relativamente ao maciço suportado, verifica-se que é abaixo do nível da base da escavação que os excessos de pressão neutra negativos tomam valores mais elevados. Este facto não é de estranhar se se tiver em conta que devido ao efeito de arco é exactamente nessa região que se assiste à maior diminuição da tensão média ([7]).

Na Figura 4 mostra-se a evolução da deformada da cortina durante o processo de construção.

O exame da figura permite identificar alguns aspectos típicos deste tipo de obras. Na primeira fase de escavação o deslocamento máximo do topo da cortina é atingido, sofrendo esta uma rotação em torno do seu pé. A partir do momento em que o primeiro nível de escoramento é instalado a cortina começa a apresentar uma deformada com convexidade voltada para a escavação, invertendo-se a tendência de deslocamento verificada na primeira fase. Os movimentos acima da base da escavação são relativamente pequenos, estando intrinsecamente dependentes da rigidez do escoramento, pelo que a grande percentagem dos deslocamentos durante as fases de escavação ocorre abaixo da cota da mesma. O deslocamento máximo ocorre abaixo da base da escavação, tomando o valor de aproximadamente 5,9 cm.

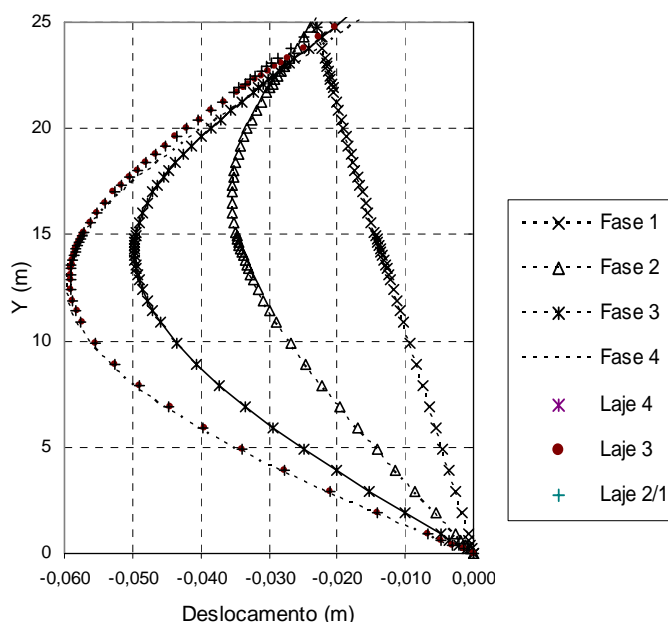


Figura 4 – Deslocações horizontais da cortina nas diversas fases do período de construção.

Durante o processo de instalação das lajes e de desactivação das escoras, como seria de esperar, os movimentos abaixo da base da escavação são insignificantes, notando-se, no entanto, um ligeiro decréscimo do deslocamento horizontal máximo da cortina. O processo de instalação das lajes provoca alteração das condições de apoio da cortina, levando a que a área de influência do

nível de escoramento situado à cota imediatamente superior à da laje a instalar aumente, aumentando assim a força nesse nível de escoramento. Pelas razões apontadas, verifica-se um aumento do deslocamento lateral da cortina acima do fundo da escavação durante a fase de construção das lajes.

Relativamente aos deslocamentos verticais da superfície do terreno, ilustrados na Figura 5, compete dizer que o perfil concavo apresentado pela bacia de subsidência é típico de escavações em solos moles, em que o pé da cortina apresenta boas condições de apoio, mobilizando-se elevadas tensões tangenciais entre esta e o maciço suportado. O deslocamento vertical máximo ocorre na fase 4, atingindo o valor de 3,61 cm à distância de 14,5 m da cortina.

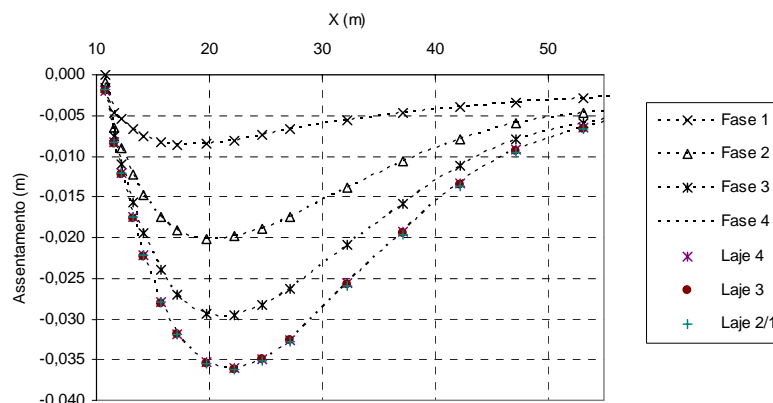


Figura 5 – Assentamentos da superfície do maciço suportado nas diversas fases do período de construção.

4.3 Comportamento a longo prazo

Nas Figuras 6 e 7 apresentam-se os perfis de deslocamentos verticais e horizontais da superfície do maciço suportado, no final do período de construção e de consolidação.

Como se pode constatar, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do terreno diminuem devido à consolidação do maciço. Com efeito, os excessos de pressão da água nos poros gerados durante a construção no maciço suportado são de sinal negativo, logo, durante o período de consolidação a pressão intersticial tende para o equilíbrio hidrostático, implicando a entrada de água no sistema. O aumento do teor em água no maciço leva à sua expansão, o que origina um movimento da superfície do terreno contrário ao verificado durante o período de construção.

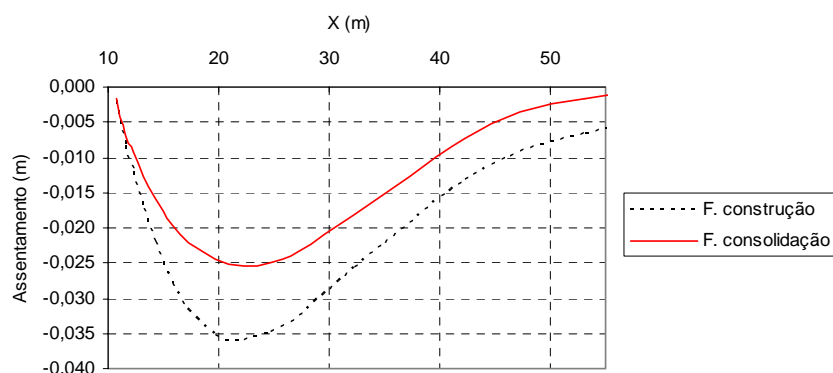


Figura 6 – Assentamentos da superfície do terreno no fim da construção e no fim da consolidação

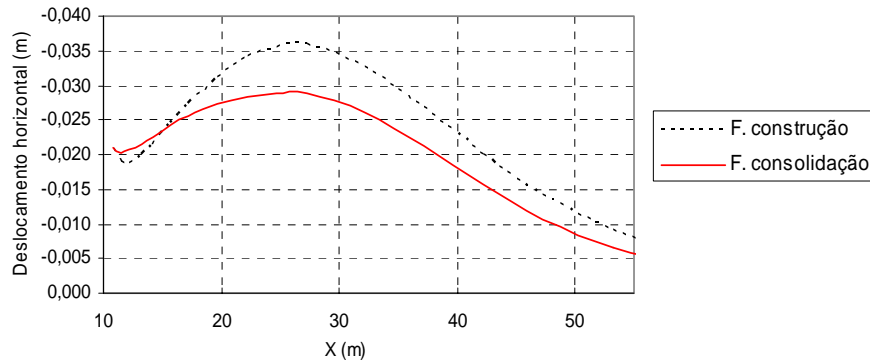


Figura 7 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno no fim da construção e no fim da consolidação

No que concerne aos assentamentos da superfície, o exame da Figura 6 permite identificar uma diminuição significativa do assentamento máximo, que era de 3,61 cm no final da construção, passando para 2,33 cm no final da consolidação, correspondendo a uma diminuição de aproximadamente 35%. A diminuição dos assentamentos verifica-se ao longo de toda a extensão da malha, sendo pouco significativa nas proximidades da cortina.

Relativamente aos deslocamentos horizontais, o deslocamento máximo diminuiu cerca de 20 % face ao deslocamento verificado em condição não drenada.

A observação da evolução temporal dos assentamentos ocorridos em redor da escavação do Shell Centre em Londres, relatados por [8], seguiu tendência idêntica à observada no caso em estudo.

A velocidade com que evoluem os deslocamentos apresentados é função de diversas variáveis, entre as quais a permeabilidade do maciço, os gradientes hidráulicos gerados durante a construção e as condições de fronteira. Na Figura 8 mostram-se as evoluções dos valores máximos do assentamento e do deslocamento horizontal da superfície do maciço suportado ao longo do tempo (em escala logarítmica), respectivamente.

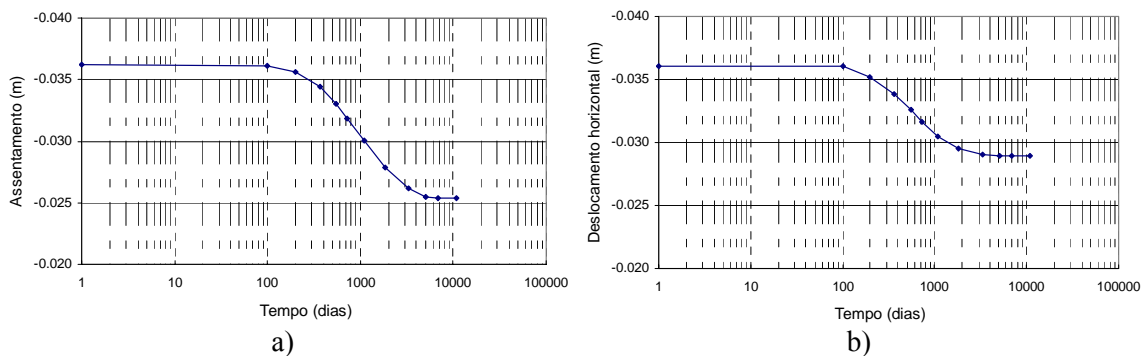


Figura 8 – Evolução temporal dos deslocamentos da superfície do maciço suportado: a) assentamento máximo; b) deslocamento horizontal máximo.

Os deslocamentos da superfície do maciço suportado mantêm-se praticamente inalterados 100 dias após o final da construção, assistindo-se a uma taxa de decréscimo pouco acentuada dos 100 aos 200 dias. A partir dos 200 dias e até cerca dos 1825 dias (5 anos), no caso do deslocamento horizontal máximo, e 3285 dias (9 anos), no caso do deslocamento vertical máximo, a taxa de decréscimo do deslocamento é praticamente uniforme (considerando o tempo

em escala logarítmica) e bastante pronunciada. Após este período de tempo, os gradientes hidráulicos são já muito baixos.

No que concerne aos esforços instalados nos elementos estruturais, nas Figuras 9 e 10 ilustram-se os esforços axiais instalados nas lajes e os digramas de momentos flectores instalados na cortina, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação.

Como se pode constatar pela observação da Figura 9, a laje 1 apresenta um decréscimo do esforço axial mobilizado no final da consolidação face ao resultado obtido no final do período de construção. Este resultado poderá ser justificado pelo facto de o maciço do lado escavado apresentar expansão mais significativa do que o maciço do lado suportado, levando a um movimento lateral da parede no sentido contrário ao do corte, diminuindo assim o esforço axial mobilizado na laje mais próxima do fundo da escavação. Situação inversa ocorre na laje 2, em que há um ligeiro aumento do esforço axial, devendo-se à expansão do maciço suportado que comprime a parede no sentido da escavação e ao movimento da cortina durante a fase de consolidação.

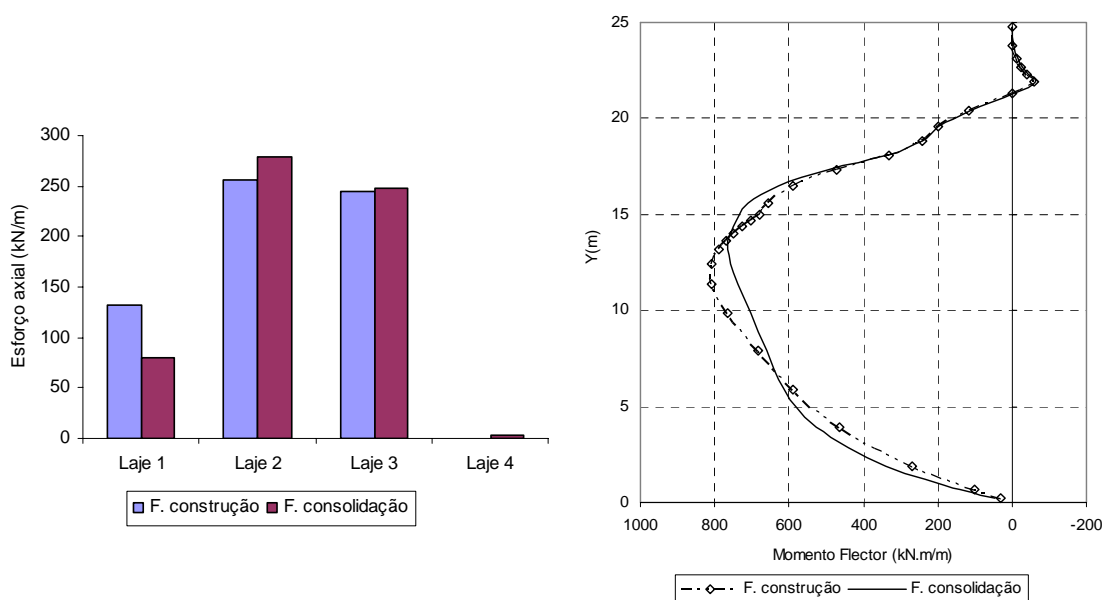


Figura 9 – Esforços axiais mobilizados nas lajes no final do período de construção e de consolidação

Figura 10 - Momentos flectores mobilizados na cortina no final do período de construção e de consolidação

Relativamente aos esforços de flexão mobilizados na cortina, a observação da Figura 10 permite referenciar que no final da consolidação o momento máximo positivo sofreu um ligeiro decréscimo, encontrando-se agora num nível mais superficial em relação à base da escavação. Na zona escorada entre a laje 1 e 2 os momentos flectores aumentaram, mantendo-se inalterados acima da laje 2. Na zona enterrada, abaixo dos 6 m, também se assiste a um ligeiro aumento dos momentos flectores.

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada e analisada uma escavação escorada num maciço argiloso mole. Tendo presente o comportamento evolutivo no tempo deste tipo de obras, a análise contemplou o processo de construção, incluindo a escavação e a posterior substituição de escoras por lajes, e

o processo pós-construção, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção.

Dos resultados do problema analisado podem-se retirar várias conclusões:

- os excessos de pressão neutra gerados durante a construção são de sinal negativo, sendo mais significativos, em valor absoluto, no maciço subjacente à base da escavação do que no interior do maciço suportado;
- no final da construção, o estado crítico é atingido numa região muito significativa do maciço, no lado suportado, principalmente abaixo da cota da base da escavação;
- a evolução, durante a construção, da deformada da cortina e dos deslocamentos verticais da superfície do terreno apresenta características típicas das observadas em obras semelhantes;
- após a construção, nos casos em que a cortina desempenha a função de “corta-águas”, quer os assentamentos quer os deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado diminuem consideravelmente no decurso do processo de consolidação.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Clough, G. W. e Reed, M. W.; Measured behaviour of braced wall in very soft clay; Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 110; N°1; 1984, pp. 1-19.
- [2] Finno, R. J., Atmatzidis, D. K. e Perkins, S. B.; Observed performance of a deep excavation in clay; Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 115, 1989, pp. 1045-1064.
- [3] Borges, J. M.; Aterros Sobre Solos Moles Reforçados Com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- [4] Alves Costa, P.; Escavações Escoradas em Solos Argilosos Moles. Análise do Comportamento Considerando os Efeitos da Consolidação. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.
- [5] Terzaghi, K.; Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York, 1948.
- [6] Osaimi, A. E. e Clough, G. W.. Pore-pressure dissipation during excavation. Journal Geotechnical Division, ASCE, 1979, pp. 481-498.
- [7] Bjerrum, L., Claussen, C. e Duncan, J.; Stability of flexible structures. Proc. 5 th Europ. Conf. Soil Mech. Found., Madrid, 1972, General Report.
- [8] Burland, J. B.; Simpson, B. e St John, H. D.; Movements around excavations in London Clay. Proc. 7th European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 1, 1979, pp. 13-29.