

TÚNEL DO TÉRMINO DA ESTAÇÃO ALAMEDA II ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

Analysis of the behaviour of a tunnel of the Lisbon metro opened in a miocène clay

Jorge Almeida e Sousa*

Fernando Marques**

Luís Leal Lemos***

RESUMO – No presente trabalho apresenta-se os resultados da simulação numérica da construção do túnel do Término da Estação Alameda II do Metropolitano de Lisboa. Aproveitando o vasto conjunto de parâmetros mecânicos do maciço envolvente do túnel obtidos por meio de ensaios *in situ* e de laboratório, aplicaram-se modelos por elementos finitos para o estudo dos campos de tensão e de deformação originados pela escavação. Efectuaram-se análises tridimensionais e bidimensionais em condições de deformação plana. Os resultados obtidos foram comparados com os observados em obra.

SYNOPSIS - In this work, a numerical simulation of the behaviour of a tunnel belonging to one of the lines of the Lisbon Metro is presented. The large number of mechanical soil parameters obtained by *in situ* and laboratory tests, made possible the use of finite elements models. These models were used to study the stresses and strains originated by the excavation. Tridimensional and bidimensional (plane strain conditions) analyses were performed. The results obtained were compared with those observed in the field.

1 – INTRODUÇÃO

De acordo com o Plano de Expansão da Rede do Metropolitano de Lisboa (PER II), foi concluída em 1998 a denominada linha Vermelha. Esta linha é constituída por seis troços, sete estações (Alameda II, Olaias, Bela Vista, Chelas, Olivais Sul, Cabo Ruivo e Oriente) e dois terminos de inversão localizados em ambas as extremidades.

No seu percurso, com cerca de 6 km de extensão em via dupla, destaca-se a existência de um viaduto com 232 m de comprimento, tendo sido a restante obra realizada em galeria subterrânea utilizando uma grande variedade de métodos construtivos: construção a céu aberto, túneis construídos ao abrigo de escudos perfuradores com a frente confinada por contra-pressão de terras e túneis construídos de acordo com os princípios do *NATM* (Malato *et al.*, 1998).

Este empreendimento, cujo prazo para a realização foi de apenas três anos e meio, integrou quatro empreitadas diferentes, uma delas correspondendo ao denominado Nó da Alameda, que compreendeu a realização da nova Estação Alameda II, duma galeria de correspondência e sub-estação de tracção, a ampliação da Estação Alameda I e de um conjunto de túneis que incluem o término provisório.

O estudo que a seguir se apresenta diz respeito a este túnel do Término construído de acordo com os princípios do *NATM* num maciço terroso fortemente sobreconsolidado,

* Professor Auxiliar, Departamento de Eng. Civil, FCTUC

** Assistente, Departamento de Eng. Civil, FCTUC

*** Professor Associado, Departamento de Eng. Civil, FCTUC

constituído pelas denominadas formações miocénicas de Lisboa. O projecto e a execução da obra foram da responsabilidade da Ferconsult e da Empresa Zagope, respectivamente.

Utilizando os resultados da prospecção e dos numerosos ensaios *in situ* e de laboratório realizados na caracterização geológica e geotécnica do maciço interessado pela abertura do túnel (Geocontrolo, 1994; Marques, 1998), foram aplicados modelos por elementos finitos ao estudo dos campos de tensões e de deslocamentos originados pela escavação. Nos cálculos efectuados recorreu-se a modelos em condições de deformação plana e, também, a modelos apropriados para a análise de equilíbrios tridimensionais.

Com as análises tridimensionais, fundamentalmente procurou-se estabelecer, tendo em atenção toda a sequência construtiva realmente empregue, um procedimento adequado para a simulação da abertura do túnel em condições de deformação plana.

Nas análises bidimensionais em estado plano de deformação foram empregues vários modelos constitutivos para simular o comportamento mecânico do maciço envolvente do túnel. Os modelos constitutivos utilizados foram o elástico linear perfeitamente plástico e, por forma a ter em atenção o comportamento não linear do solo desde os níveis distorcionais mais baixos, dois modelos de elasticidade não linear (hiperbólico e de Jardine). Os resultados derivados dos diversos cálculos foram confrontados entre si e com os fornecidos pela instrumentação da obra.

2 – DESCRIÇÃO DA OBRA

2.1 – Características geométricas

A Fig. 1 inclui um corte longitudinal do túnel e do maciço envolvente. Como a figura ilustra, o túnel tem um comprimento total de 165 m e um recobrimento variando continuamente desde um valor máximo de cerca de 30 m (na zona do tímpano) a um valor mínimo de 14 m.

Por sua vez, as secções transversais têm dimensões tais que possibilitem dotar a via de uma pendente descendente mínima na direcção do tímpano, de modo a assegurar as paragens das composições em segurança, e, futuramente, permitam o prolongamento da linha na direcção da Praça do Marechal Saldanha com a pendente máxima ascendente. Tendo em conta este condicionamento, o túnel apresenta três secções transversais tipo de dimensões decrescentes do tímpano para a estação, correspondendo a cada uma delas, respectivamente, um volume de escavação por metro linear de: 73,10 m³ (9,947 m de altura e 10,027 m de largura), 68,5 m³ (9,448 m e 9,895 m) e 64,2 m³ (8,947 m e 9,790 m).

2.2 – Condições geológicas e geotécnicas

Os trabalhos de prospecção mecânica realizados com vista à caracterização dos terrenos interessados pela construção do túnel consistiram na execução de quatro sondagens mecânicas, com recurso a carotador de 101 mm de diâmetro externo (Geocontrolo, 1994; Marques, 1998). Essas sondagens reconheceram a presença ao longo de todo o traçado de uma camada de aterros superficial que recobre uma sequência de típicas formações do Miocénico marinho de Lisboa, conhecidas como “Areolas da Estefânia” e “Argilas dos Prazeres”. Trata-se de materiais sobreconsolidados, fundamentalmente constituídos por areias compactas ou argilas rijas, com intercalações de calcário fossilífero, calcário gresoso ou grés calcário, vulgarmente conhecidas por “cascões”.

Os materiais de aterro são bastante heterogéneos, essencialmente areno-argilosos, por vezes com presença significativa de pedras. A sua espessura ao longo de todo o traçado do túnel é sensivelmente constante (2,5 a 3 m).

I.S.T.

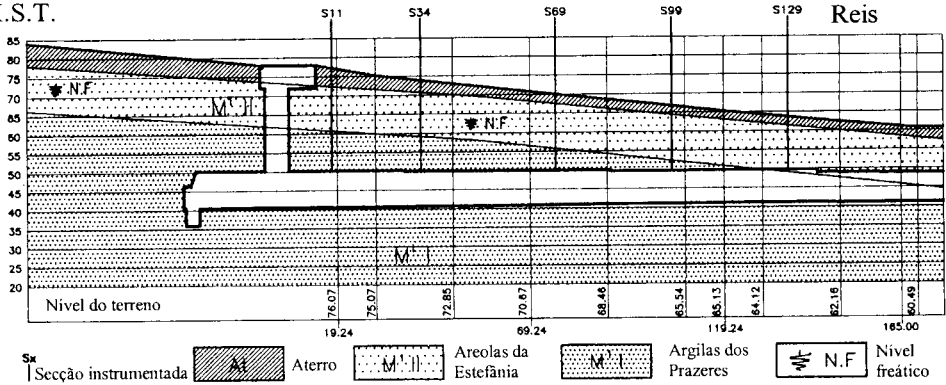


Fig. 1 – Secção longitudinal do túnel do Término da Estação Alameda II
(Malato *et al.*, 1998).

Subjacente aos aterros ocorre a formação das “Areolas da Estefânia”, que apresenta, igualmente, ao longo de todo o traçado uma espessura sensivelmente constante (11 a 12 m). É uma formação constituída por areias de granulometria predominantemente fina, geralmente micáceas, silto-argilosas, com algumas intercalações de cascalho. Usualmente, são materiais que apresentam coesão efectiva, resultante da cimentação originada pela circulação de águas carbonatadas, que lhes confere um comportamento geotécnico globalmente favorável. No entanto, durante a construção do poço de ventilação foi detectada na base da unidade a presença de uma camada com cerca de 1 m de espessura de areias muito finas incoerentes. No conjunto, a formação das “Areolas da Estefânia” é muito compacta, tendo-se obtido, em regra, valores de N do ensaio SPT superiores a 60.

Por último, ocorre a formação das “Argilas dos Prazeres”. Nesta unidade litoestratigráfica, onde o túnel foi quase inteiramente escavado, encontram-se fundamentalmente sedimentos finos argilo-siltosos, com comportamento muito rijo ($N_{SPT} > 60$).

O nível de água medido em piezómetros de tubo aberto instalados ao longo do traçado variou entre os 10 e os 11 m abaixo da superfície do terreno.

2.3 – Método construtivo

O processo construtivo empregue baseou-se no método do $NATM$, sendo a sequência de escavação e de colocação da estrutura de suporte inicial prevista no projecto esquematizada na Fig. 2.

Para cada ciclo de avanço, a escavação da abóbada e dos hasteais era feita em duas ou três etapas de 1 m, deixando um núcleo central que funcionava como apoio à frente de escavação. Depois de cada etapa era colocada imediatamente uma cambota metálica e executada uma primeira camada de betão projectado (0,15 m). No fim de cada ciclo de avanço era colocada uma malha electrosoldada e completado o suporte primário com a execução de uma segunda camada de betão projectado (0,05 m). Também na frente de escavação era aplicado betão projectado (0,05 m).

De seguida, escavava-se parte do núcleo central, deixando-o com cerca de 4 m de comprimento na base, ao nível do aterro provisório, e 6 m ao nível da geratriz inferior do túnel.

A escavação da soleira era executada em etapas de 2,40 m. Imediatamente atrás, aplicava-se a primeira camada de betão projectado, a que se seguia a colocação da malha electrosoldada e a aplicação da segunda camada, fechando-se assim a estrutura de suporte inicial.

Respeitando o faseamento construtivo acima descrito, a distância máxima da frente de escavação à secção tubular fechada era de aproximadamente 8,40 m. Tendo em conta o comportamento observado do maciço (pequenas deformações e ausência de qualquer problema de estabilidade), depois dos primeiros 40 m de escavação do túnel, decidiu-se abandonar o faseamento previsto no projecto, aumentando o número de etapas de cada ciclo de avanço e atrasando a escavação da soleira e, consequentemente, aumentando a distância da frente de escavação à secção tubular fechada, que chegou a ser da ordem dos 15 m.

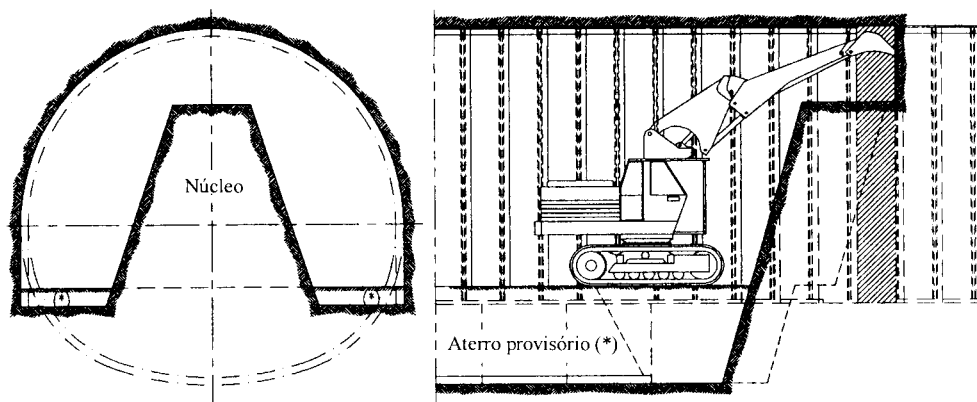


Fig. 2 – Faseamento construtivo (Malato *et al.*, 1998).

Quando a escavação atingiu a formação das “Areolas da Estefânia”, e pelo facto de se ter detectado na zona de contacto entre esta camada e as “Argilas dos Prazeres” a existência de um material fino sem coesão que não oferecia boas condições de execução, recorreu-se a um tratamento do maciço.

A hipótese desse tratamento ser feito através da técnica de *jet-grouting* foi rejeitada, em virtude das elevadas pressões necessárias poderem originar danos irreversíveis num colector localizado nas proximidades. Recorreu-se, então, à execução de microestacas com 9 m de comprimento e afastamento entre eixos de 0,30 m, dispostas de modo a constituir uma protecção da abóbada e dos hasteais durante a respectiva execução. Essas microestacas eram constituídas por um tubo de aço de diâmetro 127 mm e, dada a dificuldade verificada na estabilização do furo, a furação foi efectuada com o próprio tubo de aço, tendo-se soldado trialetas na ponta para facilitar o corte do terreno. A inclinação das microestacas foi ajustada tendo em conta as condições locais.

O revestimento definitivo, com uma espessura de 0,40 m, foi executado em betão moldado após a escavação completa do túnel e dimensionado para resistir à totalidade das cargas de longo prazo e aos impulsos de água. Este revestimento definitivo funciona ainda como barreira impermeabilizante, garantindo a estanqueidade do túnel.

2.4 – Plano de instrumentação e resultados da observação

Para o acompanhamento dos efeitos da escavação do túnel no maciço envolvente, e atendendo às condições geológicas e geotécnicas existentes, à ocupação superficial ao longo do traçado e às características do túnel, foi definido um plano de observação que contemplou a criação de cinco secções principais de observação, espaçadas de cerca de 30 m (Fig. 1). Na Fig. 3 é apresentado um corte segundo uma dessas secções, mostrando a localização dos dispositivos de observação instalados.

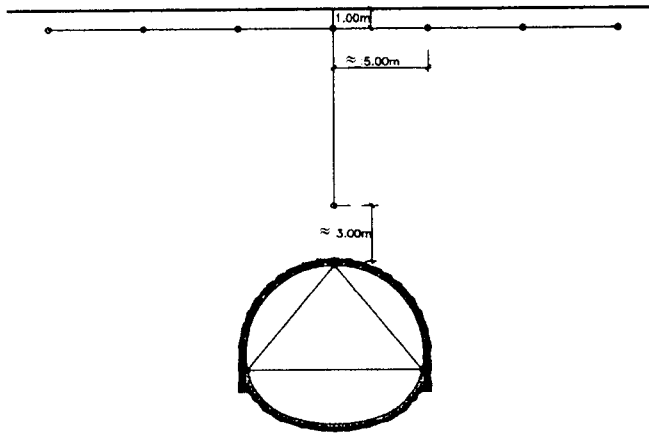


Fig. 3 - Localização dos dispositivos de observação instalados nas secções principais.

Para o controlo dos deslocamentos verticais no maciço foram colocadas 7 marcas superficiais (uma sobre o eixo do túnel e as outras dispostas simetricamente com afastamentos da ordem dos 5 m) e uma marca profunda com nível de instalação cerca de 3 a 3,5 m acima da geratriz da abóbada do túnel.

Para o controlo das convergências e dos deslocamentos no interior do túnel foram instaladas 3 marcas de convergência, uma no tecto e duas nos hasteados, tão perto quanto possível da frente de escavação.

Entre cada uma das secções principais de observação foi ainda colocado um ponto adicional de auscultação (marca superficial sobre o eixo).

A frequência das leituras foi, naturalmente, função da distância da secção de medição em relação à frente de trabalho. Em relação ao controlo dos deslocamentos verticais, as leituras foram diárias nas secções de medição anterior e posterior à frente de escavação, passando a semanais quando a frente de escavação ultrapassou a secção de medição seguinte. No que respeita ao controlo das convergências, as leituras foram feitas diariamente desde o instante de instalação das marcas de referência até uma variação inferior a 1 mm durante 4 dias consecutivos, passando a serem semanais até à estabilização final.

Durante a construção do túnel verificou-se que o comportamento de todas as marcas – superficiais e profundas – dispostas ao longo do traçado foi qualitativamente semelhante.

Na Fig. 4 é apresentada a evolução no tempo dos assentamentos medidos nas marcas – superficial e profunda – situadas sobre o eixo de simetria do túnel na secção S69. Igualmente, apresenta-se a evolução da posição da frente de escavação.

O exame da figura permite verificar alguns aspectos, apresentados e brevemente comentados a seguir (Malato *et al.*, 1998).

1. Os assentamentos iniciam-se cerca de 10 a 15 m antes da respectiva secção ser atingida, sendo ligeiramente menores no ponto situado mais perto da abóbada do que à superfície. Tal facto pressupõe a existência de uma zona de compressão adiante da frente de escavação.
2. Os assentamentos crescem acentuadamente, sobretudo na marca profunda (incremento máximo diário que chega a atingir 2 mm), aquando da passagem da frente de escavação, tendendo a estabilizar poucos dias após o fecho do arco na soleira.
3. Durante uma paragem dos trabalhos, que ocorreu em virtude de o túnel ter interceptado mais cedo do que o previsto a camada de areia solta já referenciada, verificou-se um crescimento contínuo dos assentamentos. Com base nesta observação, parece poder-se concluir que durante este período de tempo a frente de escavação funcionou como um dreno, causando modificações nas pressões de água nos poros e os consequentes assentamentos por consolidação.
4. As últimas campanhas de medições efectuadas evidenciaram, em ambas as marcas, um levantamento de cerca de 1,5 a 2 mm, que tende a atenuar a grandeza do assentamento inicialmente verificado em consonância com o movimento deformacional dirigido para a abertura criada. Significa isto que no maciço envolvente se devem ter dissipado os excessos negativos da pressão de água nos poros gerados, provocando, a prazo, a expansão do solo, com a subida do terrapleno.

Na Fig. 5 apresenta-se a evolução ao longo do traçado do túnel dos assentamentos máximos medidos nas marcas profundas e nas marcas superficiais localizadas sobre o eixo de simetria. A sua análise permite verificar que:

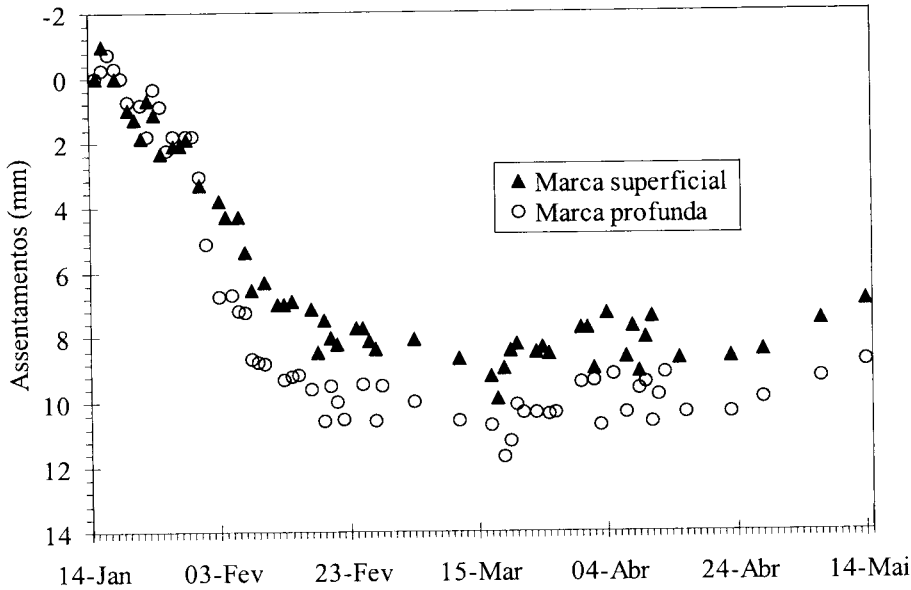
- i) o assentamento máximo medido à superfície do terreno ocorreu nas proximidades da secção S80 e foi apenas de cerca de 11 mm;
- ii) a diferença entre os assentamentos à superfície e em profundidade é máxima nas secções iniciais por serem aí maiores as distâncias entre as marcas, em consequência da maior espessura do recobrimento; na última secção instrumentada verifica-se mesmo grande semelhança na amplitude dos assentamentos registados à superfície e na marca profunda;
- iii) os assentamentos aumentam consideravelmente a partir da secção S40, contribuindo, sem dúvida, para tal facto o aumento do comprimento das etapas de escavação e o atraso na escavação da soleira, com o consequente aumento da distância da frente de escavação à secção tubular fechada;
- iv) o tratamento empregue quando a escavação se processou na unidade das “Areolas da Estefânia” (últimos 60 m do túnel) mostrou-se adequado, tendo permitido limitar os assentamentos à superfície a valores da ordem dos 7-8 mm, apesar de o recobrimento nessa zona ser apenas de cerca de 14 m.

As distribuições dos assentamentos superficiais nas cinco secções transversais instrumentadas do túnel foram aproximadas por curvas de Gauss. Os ajustes destas curvas aos dados fornecidos pela instrumentação foram feitos através da minimização do quadrado dos desvios.

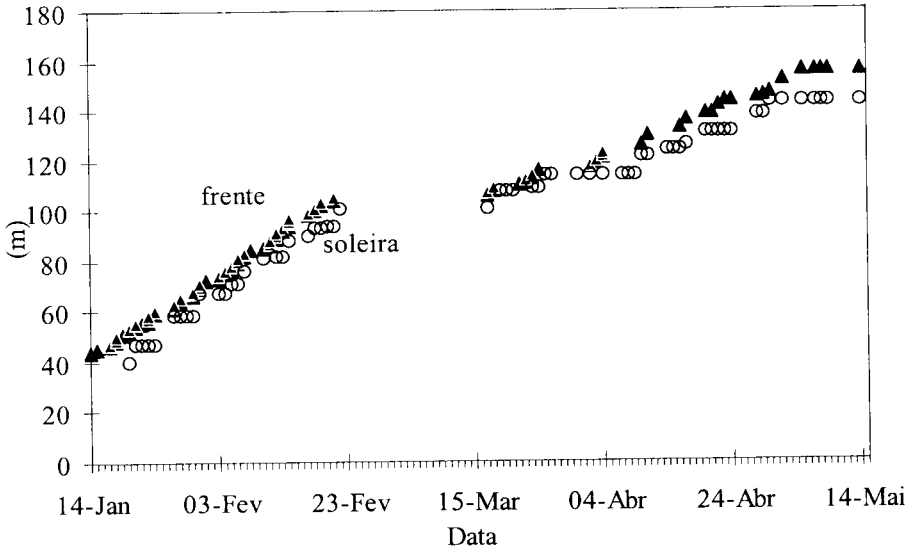
No Quadro 1 fornece-se os valores obtidos do assentamento máximo, δ_{max} , e da distância do ponto de inflexão da curva ao eixo de simetria, i . No mesmo quadro fornece-se a relação entre esta distância e a profundidade do eixo do túnel ($K = i/H$), o volume da bacia de subsidência (V_s), expresso em percentagem do volume total do túnel, a distorção angular máxima, β , e a deformação máxima de tracção que ocorre na superfície do terreno, ε_h . Os

valores do volume da bacia de subsidência, da distorção angular máxima e da deformação de tracção máxima foram estimados de acordo com as seguintes expressões:

$$V_s = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \delta_{max} \cdot i \tag{1}$$



a)



b)

Fig. 4 – Resultados da observação: a) evolução no tempo dos assentamentos medidos nas marcas situadas sobre o eixo de simetria do túnel na secção S69; b) evolução da posição da frente de escavação e do fecho da soleira (Malato *et al.*, 1998).

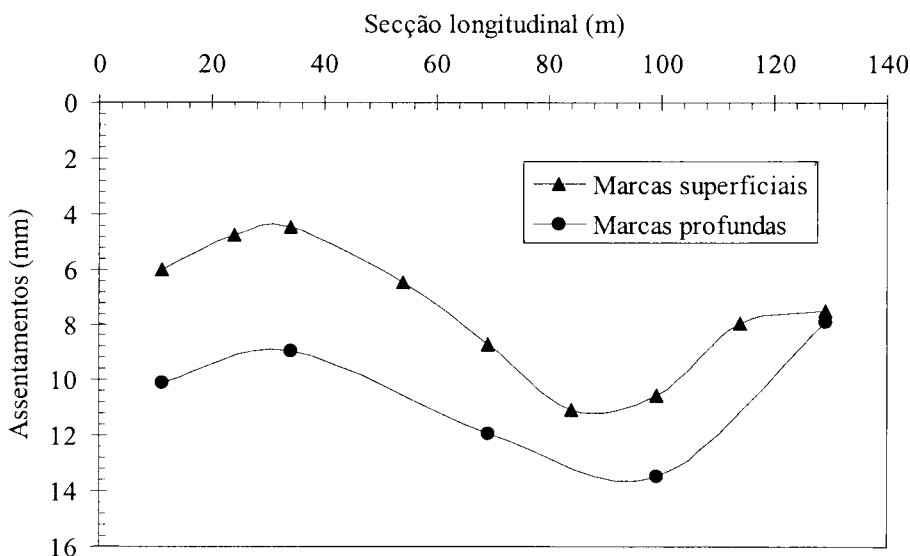


Fig. 5 - Evolução ao longo do traçado do túnel dos assentamentos máximos medidos nas marcas profundas e nas marcas superficiais localizadas sobre o eixo de simetria.

$$\beta = 0,606 \cdot \frac{\delta_{max}}{i} \tag{2}$$

$$\varepsilon_h = 0,233 \cdot \frac{\delta_{max}}{i} \tag{3}$$

Quadro 1 – Características das curvas de Gauss que aproximam os perfis transversais dos assentamentos à superfície do terreno.

Secções Transversais	δ_{max} (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_s (%)	β (‰)	ε_h (‰)
S11	6,30	16,32	0,51	0,35	0,24	0,09
S34	4,56	16,18	0,54	0,25	0,17	0,07
S69	8,90	14,40	0,57	0,46	0,44	0,17
S99	10,68	13,78	0,60	0,54	0,47	0,18
S129	7,27	14,60	0,74	0,41	0,30	0,12

Em relação aos resultados apresentados no quadro anterior, deve salientar-se os valores relativamente elevados de K verificados, sobretudo, nas três últimas secções instrumentadas. A razão para que tal tivesse acontecido reside na importância dos assentamentos à superfície determinados pela paragem dos trabalhos. Com efeito, tais assentamentos desenvolveram-se de

uma maneira uniforme ao longo de cada secção transversal, estendendo lateralmente o efeito da escavação.

Em consequência dos valores muito baixos da distorção e da deformação máxima de tracção resultantes da escavação do túnel, os danos induzidos nos edifícios localizadas na superfície do terreno – dispostos paralelamente ao eixo do túnel, a distâncias variando entre os 10 a 20 m - foram desprezáveis.

3 – ANÁLISES NUMÉRICAS

3.1 – Programa de elementos finitos

Foi utilizado o método dos elementos finitos para simular numericamente a escavação do túnel. Os cálculos foram efectuados recorrendo a um programa de cálculo automático, desenvolvido nos Departamentos de Engenharia Civil das Universidades do Porto e de Coimbra. Actualmente, para além de permitir a análise de problemas em condições associadas a estados planos de deformação e de tensão e estados axissimétricos, o programa possibilita a consideração do carácter tridimensional dos equilíbrios que se desenvolvem na frente de escavação de um túnel.

São diversos os tipos de elementos finitos incorporados, permitindo a representação de todas as componentes de uma estrutura geotécnica: as diversas camadas do maciço, o suporte, as interfaces dos diversos materiais e superfícies de descontinuidade. Como a cada elemento está associado um critério específico de activação e desactivação, as diversas fases construtivas podem ser consideradas separada e sequencialmente. Outros tipos de solicitações, como sejam sobrecargas concentradas ou distribuídas, deslocamentos impostos em determinados pontos e retirada de apoios, podem também ser considerados.

Como a maioria das obras subterrâneas apresenta um comportamento não linear que pode ser provocado por não linearidades materiais, que resultam de deixar de ser válida a lei de Hooke, e por não linearidades geométricas, consequência da existência de variações finitas da geometria da estrutura devido à sua deformação, no programa utilizado admite-se quer a hipótese de comportamento linear, quer de comportamento não linear. Para tal, foram incluídos vários modelos constitutivos não lineares para a caracterização do comportamento mecânico dos materiais, assim como foi considerada a possibilidade de, na descrição do estado de deformação, não serem impostos limites tanto à grandeza dos deslocamentos como aos seus gradientes.

Os problemas podem ser analisados em termos de tensões totais ou efectivas. Na primeira situação, que correntemente é designada por “não drenada”, admite-se que os excessos de pressão de água nos poros induzidos pelas alterações do estado de tensão determinadas pela construção não se dissiparam ainda significativamente. Na segunda situação podem ser contempladas duas hipóteses:

- i) as pressões de água nos poros são unicamente devidas à eventual presença no maciço interessado pelas obras de uma toalha freática em regime estacionário, tendo-se já dissipado todos os excessos de pressões neutras gerados pelas diversas solicitações e fases construtivas;
- ii) através da formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento é acompanhado o processo de dissipação desses excessos de pressões neutras gerados a curto prazo, obtendo-se em consequência estados de tensão (tensões efectivas e neutras) e de deformação variáveis no tempo.

3.2 – Parâmetros mecânicos adoptados nos cálculos

Admitiu-se que o estado inicial de tensões era geostático. Para a sua determinação considerou-se para as diferentes formações os valores do peso volúmico e do coeficiente de impulso em repouso indicados no Quadro 2. Em relação aos valores deste último parâmetro, deve salientar-se que eles foram definidos com base nos resultados dos ensaios efectuados com o pressiómetro autopercussor (Sousa Coutinho *et al.*, 1996).

Quadro 2 - Pesos volúMICOS e coeficientes de impulso em repouso adoptados.

	γ (kN/m ³)	K_0
Aterro	18,0	0,50
Areolas da Estefânia	20,5	0,80
Argilas dos Prazeres	21,0	0,87

Nas análises tridimensionais, a todas as formações foi atribuído um comportamento elástico linear perfeitamente plástico, definido até à rotura por um módulo de deformabilidade independente dos níveis de tensão ou de deformação. Nos aterros e nas areolas foi o critério de Mohr-Coulomb que controlou a rotura. Nas argilas, admitindo que a escavação se processou em condições não drenadas, a rotura foi controlada pelo critério de Tresca.

No Quadro 3 indica-se os parâmetros incluídos nos cálculos 3D respeitantes a cada uma das formações. Os valores dos parâmetros adoptados para as areolas e para as argilas resultaram dos ensaios *in situ*, particularmente dos ensaios efectuados com o pressiómetro de Ménard. No que respeita aos materiais de aterro, uma vez que não foi possível, como se pretendia, realizar ensaios que permitissem a sua caracterização, nomeadamente ensaios de carga em placa, os valores adoptados são os usuais para o caso de aterros pouco compactados.

Quadro 3 - Parâmetros adoptados a partir dos ensaios *in situ* com o pressiómetro de Ménard.

	E_u, E' (MPa)	ν' (ν_u)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)
Aterro	20	0,25	0	30	--
Areolas da Estefânia	80+8,6(z-6)	0,25	20	40	--
Argilas dos Prazeres	60+5,67(z-15)	0,49	--	--	200+16,67(z-15)

z = profundidade em metros

Nas análises bidimensionais, para além daquelas efectuadas com os parâmetros indicados no quadro anterior, foram realizadas algumas em que os parâmetros definidores do comportamento mecânico da unidade das “Argilas dos Prazeres” foram adoptados com base nos ensaios em laboratório (Quadro 4). No que concerne aos modelos constitutivos empregues nestas últimas análises, foram três as hipóteses admitidas: i) elástico linear perfeitamente plástico; ii) elástico não linear, com o módulo de deformabilidade a variar hiperbolicamente com o nível de tensão; iii) elástico não linear, com o módulo de deformabilidade a variar com o nível de deformação de acordo com a formulação proposta por Jardine (1985).

Quadro 4 - Parâmetros adoptados para as “Argilas dos Prazeres” a partir dos ensaios triaxiais.

			Compressão	Extensão	
Parâmetros Elásticos	Modelo Elástico Linear	E_u (0,1%) (MPa)	50+2,50(z-10)	50+1,67(z-10)	
		E_u (0,3%) (MPa)	30+1,50(z-10)	27+1,05(z-10)	
		E_u (0,5%) (MPa)	22+1,25(z-10)	17+0,94(z-10)	
	Modelo Elástico Não Linear (Jardine)	A	430	1090	
		B	270	1050	
		C	0,01	0,005	
		α	2,036	1,931	
		γ	0,3949	0,4073	
		$\varepsilon_{max} E$ (%)	10,0	10,0	
	Modelo hiperbólico	Hipótese 1	$E_{ui, o}$ (MPa)	76+4,80(z-10)	--
			R_f	0,95	--
		Hipótese 2	$E_{ui, h}$ (MPa)	16+1,80(z-10)	--
			R_f	0,20	--
Parâmetros plásticos		c_u (kPa)	150+11(z-10)	130+4(z-10)	

z = profundidade em metros

No que respeita ao suporte inicial, admitiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico, caracterizado pelos seguintes valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson: $E= 10$ GPa; $\nu = 0,2$. Nos cálculos tridimensionais, pretendendo levar em consideração a execução por camadas do suporte e a dependência do tempo das propriedades do betão projectado, admitiu-se para o seu módulo de elasticidade, na zona do arco ainda não fechado na soleira, valores diferentes ao longo do eixo do túnel. A definição destes valores foi feita considerando a evolução da espessura do suporte, uma dada velocidade média de escavação e a seguinte expressão:

$$E_t = E_{28} \sqrt{\frac{t}{4,2 + 0,85 \cdot t}} \tag{4}$$

em que E_t é o módulo de elasticidade para um dado tempo t , expresso em dias, de um betão que aos 28 dias tem um módulo de elasticidade E_{28} (Gomes, 1999).

3.3 – Análises tridimensionais. Simulação da construção em deformação plana

Com a principal finalidade de estabelecer um procedimento adequado na simulação da construção do túnel em condições de deformação plana, efectuaram-se algumas análises tridimensionais em que se considerou diferentes velocidades de avanço (2 e 4 m/dia), diferentes números de etapas de escavação em cada ciclo de avanço (2, 4 e 6 etapas de 1 m) e diferentes distâncias do fecho do arco à frente (8, 12 e 16 m), procurando-se reproduzir os diversos procedimentos construtivos utilizados em obra.

A malha de elementos finitos utilizada nessas análises tridimensionais inclui-se na Fig. 6, representando um troço do túnel com uma extensão de 90 m e um recobrimento, admitido como constante e igual ao da secção S69, de 21,5 m. A malha, que foi traçada com um refinamento compatível com a capacidade do computador utilizado, compreende 4452 pontos nodais e 4293 elementos isoparamétricos de interpolação linear (8 nós). Na fronteira inferior da

malha, localizada a uma profundidade de 48,550 m, são impedidos quaisquer deslocamentos, enquanto que nas fronteiras laterais são impedidos os deslocamentos horizontais na respectiva direcção perpendicular.

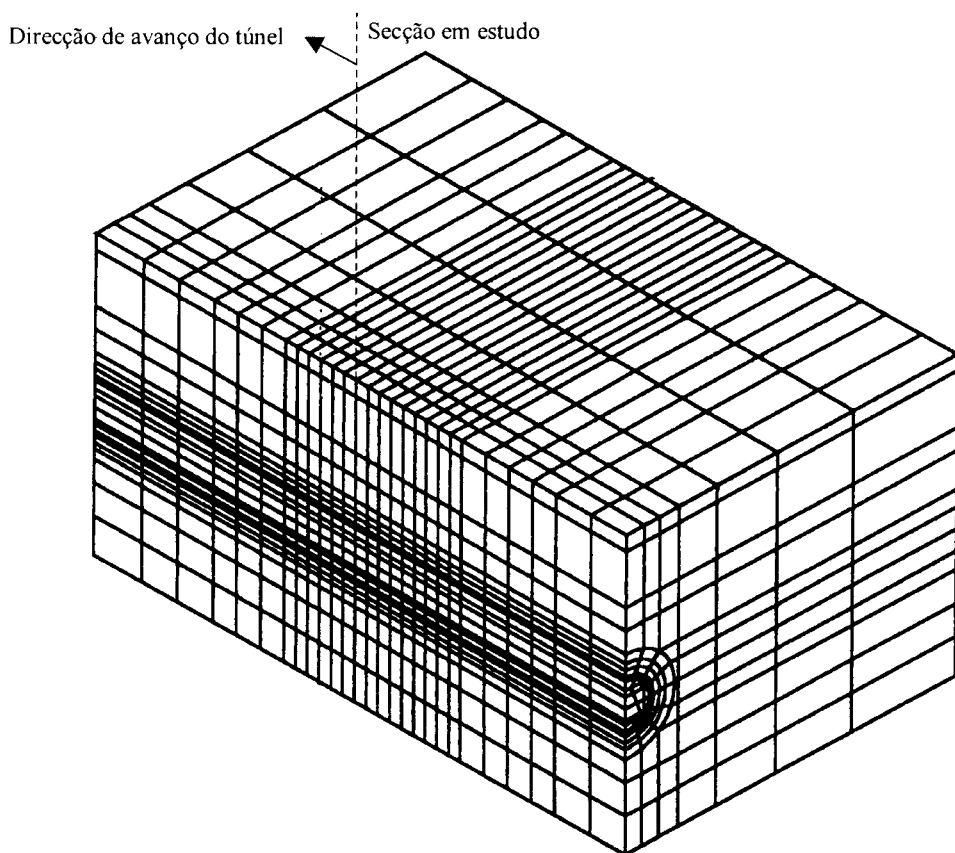


Fig. 6 – Perspectiva da malha de elementos finitos utilizada nas análises tridimensionais.

Os cálculos foram efectuados em 21 incrementos simulando a aproximação e o afastamento da frente de escavação da secção em estudo. Nas proximidades desta, com cada incremento pretendeu-se simular um avanço de 2 m na escavação (2 etapas).

Em relação aos resultados obtidos, é de notar que em todos os cálculos se verificou que não existiam praticamente zonas do maciço interessadas pela escavação em cedência plástica.

Note-se, também, que os assentamentos máximos à superfície calculados enquadraram bem os medidos nas marcas superficiais instaladas na proximidade da secção S69, secção esta que tem uma espessura de recobrimento igual à utilizada nos cálculos. Já no que concerne aos assentamentos na marca profunda verificou-se que os valores calculados foram todos eles maiores do que os medidos. Estas constatações permitem concluir que os parâmetros definidores do comportamento mecânico do maciço (resistência e deformabilidade), adoptados com base nos resultados dos ensaios com o pressiómetro do tipo Ménard, se revelaram globalmente bem ajustados ao problema em questão, embora localmente possam ocorrer

algumas discrepâncias. É o caso da deformabilidade do material situado acima do eixo do túnel, nomeadamente das “Areolas da Estefânia”, que provavelmente deve ser menor do que a adoptada.

Para avaliar a parcela das forças nodais equivalentes ao estado de tensão inicial no contorno do túnel que em análises 2D deve ser reduzida para simular a deformação que ocorre antes da instalação do suporte, os resultados 3D foram confrontados com os de análises em deformação plana. Nestes últimos cálculos, usou-se a malha plana utilizada para gerar a malha tridimensional, de modo a evitar qualquer eventual desvio originado pelo uso de elementos finitos diferentes. As condições de equilíbrio correspondentes às de deformação plana obtiveram-se considerando os elementos tridimensionais, com espessura constante, dispostos no plano da deformação e impondo deslocamentos nulos na direcção normal a este plano (Malato *et al.*, 1998).

A análise dos resultados obtidos, permitiu concluir que, para os procedimentos construtivos utilizados na obra, a redução das forças nodais equivalentes ao estado de tensão inicial no contorno do túnel, para simular em condições de deformação plana os deslocamentos que ocorrem antes da instalação do suporte, deverá oscilar entre 40 e 60%.

Para o caso da secção S69, secção cujos resultados das análises numéricas bidimensionais são apresentados nos pontos seguintes, o factor de alívio das forças iniciais instaladas no contorno que se ajusta ao procedimento construtivo empregue na sua vizinhança é de aproximadamente 0,5.

3.4 – Análises bidimensionais

3.4.1 – Discretização do domínio

A discretização do meio utilizada no estudo em condições de deformação plana da secção S69 está esquematizada na Fig. 7, onde também se representa o perfil do subsolo considerado: 2,5 m de materiais de aterro, sobrejacentes a um estrato de 12 m de “Areolas da Estefânia”, abaixo do qual se situa a unidade das “Argilas dos Prazeres”. A malha tem 728 pontos nodais e é constituída por um total de 244 elementos isoparamétricos de interpolação quadrática, 16 dos quais são elementos infinitos que permitem a representação do meio semi-infinito sem que haja necessidade de uma truncagem a uma distância suficientemente elevada da zona que se pretende analisar. Na fronteira lateral esquerda, correspondente ao plano de simetria da secção em estudo, são impedidos os deslocamentos segundo a horizontal. Na fronteira inferior da malha são impedidos quaisquer deslocamentos.

3.4.2 – Cálculo em que os parâmetros foram definidos com base nos ensaios *in situ*

A Fig. 8 mostra o perfil transversal dos assentamentos à superfície do terreno obtido no cálculo em que se adoptou os parâmetros definidos com base nos ensaios *in situ*, conjuntamente com a curva de Gauss que melhor ajusta a distribuição dos assentamentos superficiais observados na secção S69. Como se pode verificar, a aproximação conseguida no assentamento máximo à superfície entre os valores do cálculo e da observação é muito boa. O mesmo não acontece no que concerne à forma do perfil transversal, uma vez que na curva derivada do cálculo é menos acentuada a diminuição dos assentamentos com a distância ao eixo de simetria do túnel, pelo que é menor do que a observada a distorção angular máxima à superfície do terreno e maior a largura da faixa superficial influenciada pela escavação.

Em relação aos deslocamentos verticais no coroamento do túnel, a Fig. 9 mostra que a sua variação em profundidade derivada do cálculo é um pouco maior do que a observada.

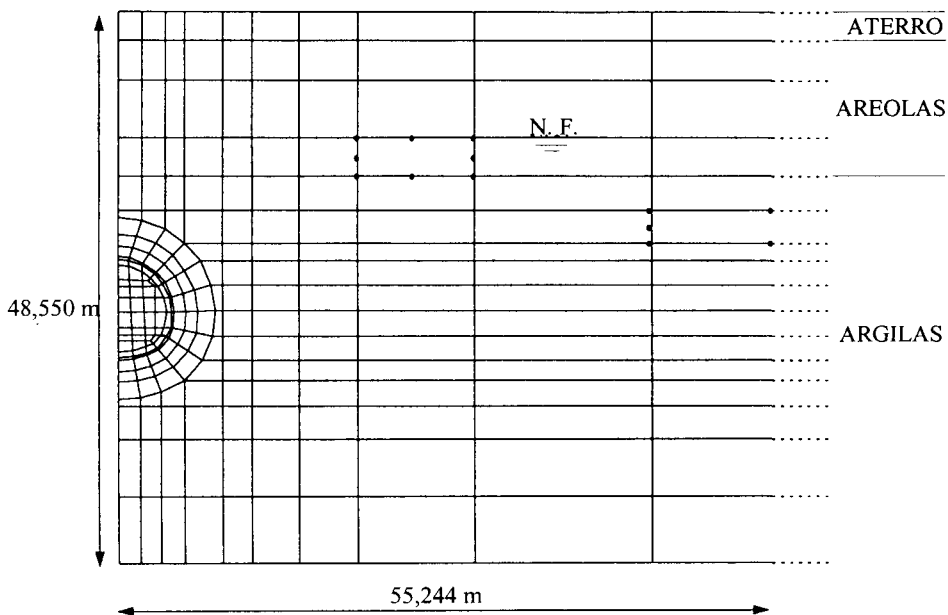


Fig. 7 - Malha de elementos finitos correspondente à secção S69 (Malato *et al.*, 1998).

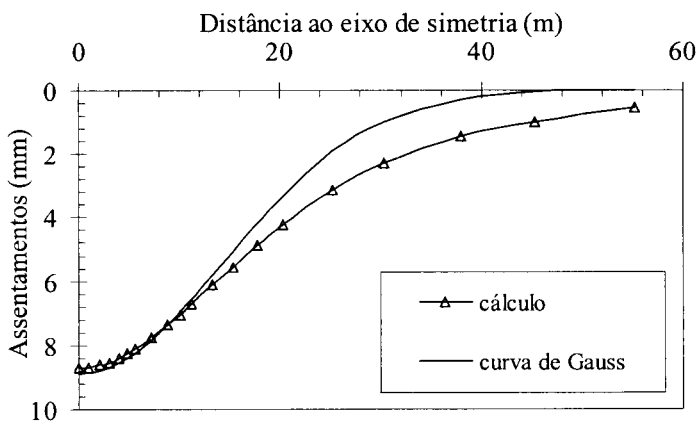


Fig. 8 - Perfil transversal dos assentamentos superficiais - comparação entre os resultados da observação e os derivados do cálculo plano adoptando os parâmetros deduzidos dos ensaios com o pressiómetro de Ménard.

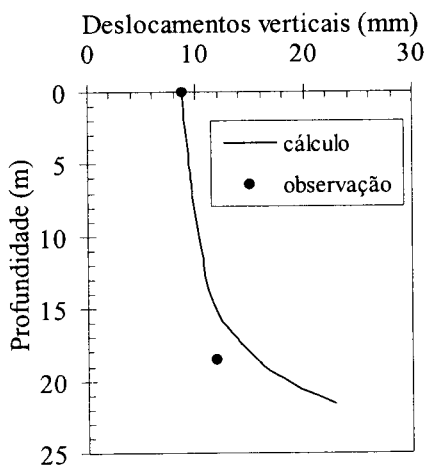


Fig. 9 – Evolução em profundidade dos deslocamentos verticais no coroamento do túnel – comparação entre os resultados da observação e os derivados do cálculo plano adoptando os parâmetros deduzidos dos ensaios com o pressiómetro de Ménard.

3.4.3 – Cálculos em que os parâmetros foram definidos com base nos ensaios laboratoriais

Nas Fig.s 10 a 12 apresentam-se os perfis transversais dos assentamentos à superfície derivados dos dez cálculos planos efectuados em que os parâmetros definidores do comportamento mecânico da unidade das “Argilas dos Prazeres” foram adoptados na base dos ensaios em laboratório. Para comparação, representa-se também a curva de Gauss que melhor ajusta os resultados da observação.

A Fig. 10 corresponde às curvas obtidas adoptando um modelo elástico linear perfeitamente plástico. Os cálculos realizados (6) diferiram uns dos outros unicamente porque se alterou o valor do módulo de deformabilidade. Em três dos cálculos o módulo de deformabilidade foi deduzido a partir dos ensaios triaxiais de compressão (Figura 10^a)) e, nos outros três, a partir dos ensaios triaxiais de extensão (Figura 10^b)): para cada um dos conjuntos dos ensaios citados foram considerados ainda, para a determinação de E_u , três valores diferentes da extensão axial: 0,1, 0,3 e 0,5%.

Na Fig. 11 são apresentadas as curvas obtidas nos cálculos em que foi considerada a formulação de Jardine para traduzir a variação do módulo de deformabilidade com o nível de deformação. Dois cálculos foram realizados: um deles adoptando os parâmetros na base dos ensaios triaxiais de compressão e o outro levando em conta os ensaios de extensão.

As curvas apresentadas na Fig. 12 são resultantes dos dois cálculos em que foi adoptado o modelo hiperbólico para traduzir a variação do módulo de deformabilidade de primeira carga com o nível de tensão. Os cálculos diferiram um do outro pela forma como os parâmetros do modelo foram determinados. Num caso essa determinação foi feita a partir dos troços das curvas tensão-deformação correspondentes aos mais baixos níveis de tensões distorcionais, enquanto que no outro os parâmetros foram determinados da forma tradicional, considerando os valores de q correspondentes a 75 e 90% da tensão desviatória na rotura. No que se refere ao módulo de deformabilidade nas situações de descarga-recarga, enquanto que a primeira das análises foi conduzida admitindo que ele é igual ao módulo “pseudo-elástico” (deduzido dos

ramos rectilíneos iniciais da recarga dos ciclos de descarga-recarga), na segunda tomou-se o de descarga-recarga convencional (Marques *et al.*, 2001).

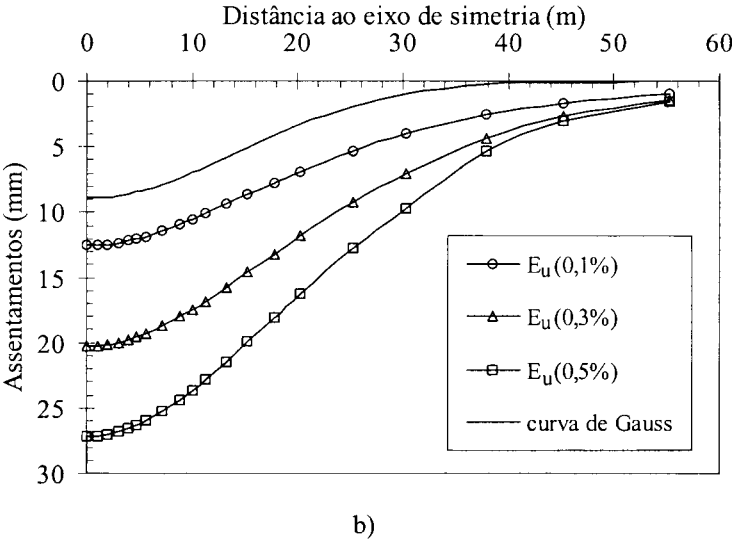
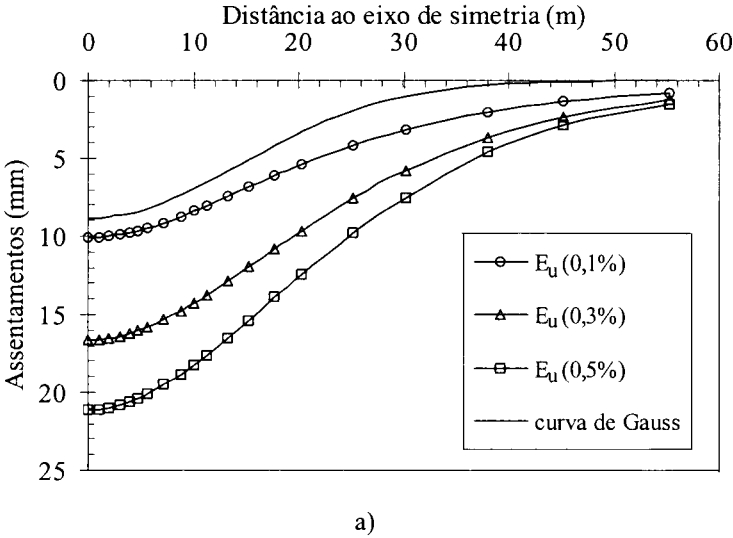


Fig. 10 - Comparação da curva de Gauss que melhor ajusta os resultados da observação com os assentamentos derivados dos cálculos em que se admitiu para as “Argilas dos Prazeres” um comportamento elástico linear perfeitamente plástico - parâmetros deduzidos dos ensaios triaxiais: a) de compressão; b) de extensão.

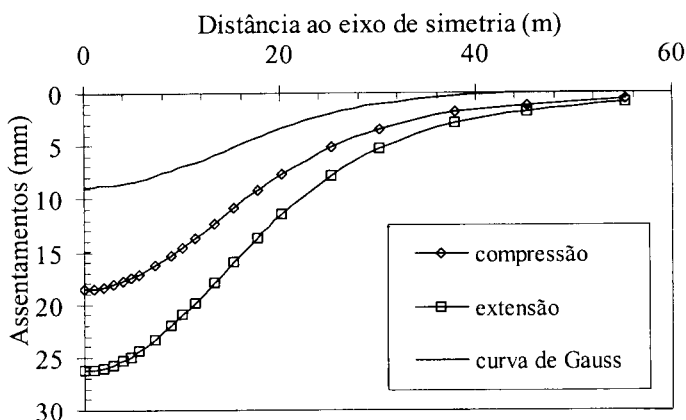


Fig. 11 - Comparação da curva de Gauss que melhor ajusta os resultados da observação com os assentamentos derivados dos cálculos em que se considerou o modelo de Jardine para traduzir o comportamento mecânico das “Argilas dos Prazeres”.

A primeira constatação que se pode retirar do exame das Figs. 10 a 12 é a de que, independentemente dos modelos constitutivos e da parametrização utilizada, os perfis calculados se revelaram fortemente desajustados em relação ao comportamento observado. Com efeito, em todas as simulações numéricas, mesmo naquelas em que a parametrização do solo foi feita para os níveis de tensão, ou de deformação, mais baixos, verifica-se que os assentamentos à superfície estimados excedem os medidos.

O principal factor por isso responsável é, sem dúvida, a perturbação do solo causada pela amostragem, com as consequentes alterações estruturais que fazem com que mesmo em ensaios laboratoriais de boa qualidade e com utilização de instrumentação interna para a medição das deformações, os módulos de deformabilidade assim determinados sejam bem menores do que os módulos reais do terreno.

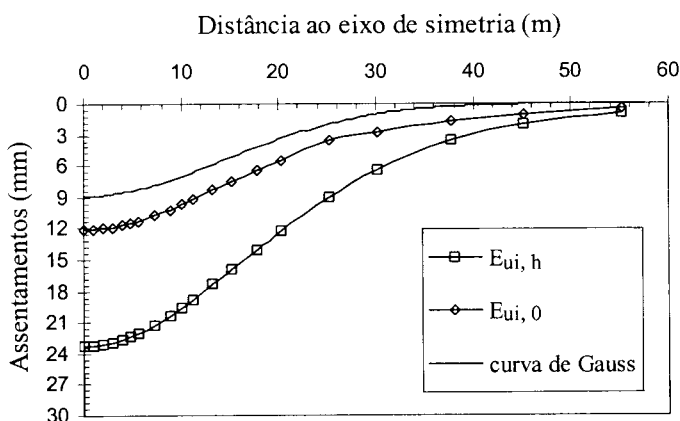


Fig. 12 – Comparação da curva de Gauss que melhor ajusta os resultados da observação com os assentamentos derivados dos cálculos em que se considerou o modelo hiperbólico para traduzir o comportamento mecânico das “Argilas dos Prazeres”.

Uma outra constatação que resulta da observação das Figs 10 e 11 relaciona-se com a discordância entre os deslocamentos derivados dos cálculos em que os parâmetros definidores do comportamento mecânico das “Argilas dos Prazeres” foram deduzidos com base nos ensaios de extensão e os resultantes dos cálculos em que se utilizaram os ensaios de compressão clássica na parametrização do solo. Uma vez que, a deformabilidade do material em extensão é maior do que a exibida em compressão (Marques *et al.*, 2001), naturalmente que os assentamentos à superfície associados aos primeiros daqueles cálculos são maiores, afastando-se, assim, ainda mais dos observados.

Um outro aspecto interessante que as mesmas Figs 10 e 11 revelam diz respeito ao nível de deformação para o qual se deve definir o módulo de deformabilidade constante a utilizar num cálculo elástico linear perfeitamente plástico, por forma a que seja reproduzido com boa aproximação o assentamento máximo à superfície resultante de uma análise em que, no domínio elástico, se leva em conta a variação do módulo de deformabilidade com a deformação através da formulação de Jardine. No caso presente, verificou-se que o módulo de deformabilidade que permitiu o melhor ajuste, tanto em compressão como em extensão, foi o correspondente a uma extensão axial de 0,5%.

No que concerne à utilização da modelação hiperbólica para traduzir a dependência do módulo de deformabilidade do nível de tensão, a importância da gama das deformações considerada para a definição dos parâmetros do modelo é posta em destaque na Fig. 12. Os deslocamentos derivados do cálculo em que os parâmetros foram definidos na gama das grandes deformações ($E_{ui,h}$) são praticamente duplos dos resultantes do outro cálculo.

3.4.4 – Correção dos parâmetros deduzidos dos ensaios laboratoriais

Como se concluiu no ponto anterior, há necessidade de corrigir os parâmetros de rigidez das “Argilas dos Prazeres” definidos com base nos ensaios em laboratório, por forma a eliminar os efeitos da perturbação do solo causada pela amostragem e, consequentemente, permitir um melhor ajuste dos resultados numéricos aos fornecidos pela instrumentação da obra (Almeida e Sousa, 1998).

De acordo com as propostas de Tatsuoka e Shibuya (1992) e de Viana da Fonseca *et al.* (1997), essa correção foi feita admitindo que a dependência do módulo de deformabilidade do nível de tensão, ou de deformação, é semelhante no campo e no laboratório e que apenas os valores absolutos dos módulos de deformabilidade obtidos em laboratório são inferiores aos de campo, pelo que deverão ser majorados por aplicação de um factor correctivo.

Na definição desse factor correctivo de majoração atendeu-se aos valores dos módulos de deformabilidade “pseudo-elásticos”, deduzidos dos ramos rectilíneos iniciais da recarga dos ciclos de descarga-recarga dos ensaios triaxiais, e aos módulos de deformabilidade, que se admitiu serem representativos do comportamento elástico do material, deduzidos dos ensaios sísmicos entre furos (“cross-hole”) realizados noutro local, mas em formações miocénicas idênticas, e dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador (Sousa Coutinho *et al.*, 1996; Marques, 1998 e Almeida e Sousa, 1998). Na Fig. 13 representa-se a evolução em profundidade desses três módulos.

Tendo em conta que a profundidade média do eixo do túnel é de cerca de 25 m, entendeu-se ser conveniente definir o factor de majoração por forma a que a essa profundidade o valor do módulo de deformabilidade “pseudo-elástico” corrigido fosse aproximadamente igual ao do módulo admitido como elástico. O valor do factor assim definido foi de 3,2. Na Fig. 13 mostra-se, igualmente, a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade “pseudo-elástico” já corrigido.

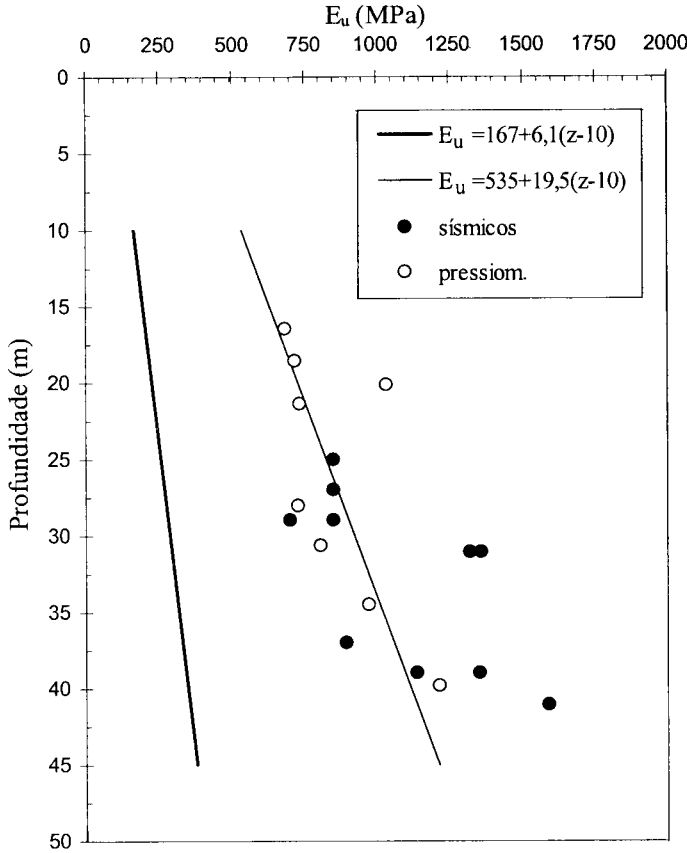


Fig. 13 – Correção dos módulos de deformabilidade deduzidos com base nos ensaios de laboratório, tendo em atenção os resultados dos ensaios sísmicos entre furos e dos ensaios com o pressiómetro autopercussor.

Em virtude de na formulação de Jardine o módulo de deformabilidade depender do nível de deformação, torna-se necessário estabelecer uma relação entre o factor de majoração acima indicado ($F_\sigma = 3,2$) e o factor F_ϵ a aplicar na expressão da formulação de Jardine para que a correcção dos parâmetros de rigidez coincida com a introduzida nos restantes modelos.

Sendo, antes da correcção, o módulo de deformabilidade secante dado por:

$$E_u = \frac{\sigma}{\epsilon_a} = c_u \cdot \left\langle A + B \cdot \cos \left\{ \alpha \cdot \left[\log_{10} \left(\frac{\epsilon_a}{C} \right) \right]^\gamma \right\} \right\rangle \quad (5)$$

ter-se-á, depois de aplicar o factor correctivo de majoração, F_σ :

$$F_{\sigma} \cdot E_u = \frac{\sigma}{\varepsilon_a / F_{\sigma}} = F_{\varepsilon} \cdot c_u \cdot \left\langle A + B \cdot \cos \left\{ \alpha \cdot \left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon_a / F_{\sigma}}{C} \right) \right]^{\gamma} \right\} \right\rangle \quad (6)$$

Substituindo (5) em (6) e resolvendo a respectiva equação em ordem a F_{ε} , obtém-se:

$$F_{\varepsilon} = F_{\sigma} \cdot \frac{A + B \cdot \cos \left\{ \alpha \cdot \left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon_a}{C} \right) \right]^{\gamma} \right\}}{A + B \cdot \cos \left\{ \alpha \cdot \left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon_a / F_{\sigma}}{C} \right) \right]^{\gamma} \right\}} \quad (7)$$

Tomando $F_{\sigma} = 3,2$, na Fig. 14 representa-se, para os casos dos parâmetros do modelo deduzidos com base nos ensaios de extensão e de compressão, a variação de F_{ε} com o valor da extensão axial.

Tendo em conta a expressão (7) e as considerações feitas anteriormente sobre a extensão axial para a qual devia ser definido o módulo de deformabilidade secante por forma a que os assentamentos máximos à superfície derivados de um cálculo elástico linear perfeitamente plástico fossem semelhantes aos resultantes de um cálculo com recurso ao modelo de Jardine, foram estabelecidos, para a secção S69, os valores dos factores correctivos de majoração dos parâmetros do modelo de Jardine de 1,50 e 2,00, para os parâmetros definidos com base nos ensaios de extensão e de compressão, respectivamente.

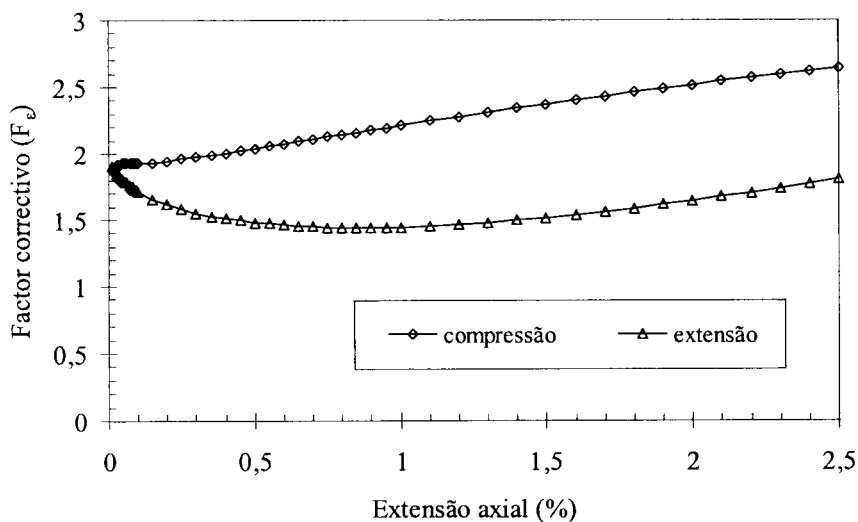


Fig. 14 – Variação do factor correctivo de majoração F_{ε} com o valor da extensão axial.

3.4.5 – Cálculos com os parâmetros corrigidos

Para além da alteração dos parâmetros definidores do comportamento mecânico das “Argilas dos Prazeres”, nos quatro cálculos cujos resultados se apresenta em seguida, também se procedeu à alteração das características de deformabilidade da unidade das “Areolas da Estefânia” pelo emprego de um módulo de deformabilidade $E' = 505$ MPa, deduzido dos resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e considerado constante ao longo de toda a camada. São duas as justificações para tal forma de proceder:

- i) ter-se constatado em alguns dos cálculos, nomeadamente nos cálculos tridimensionais em que os assentamentos máximos à superfície foram aproximados com relativa precisão, que os deslocamentos relativos entre pontos situados à superfície e ao nível da marca profunda eram maiores do que os observados, o que pressupõe que a deformabilidade exibida pelo solo localizado acima do túnel é menor do que a considerada nos cálculos;
- ii) a distância da base da unidade das “Areolas da Estefânia” ao topo da abertura é maior que um raio, pelo que a escavação implicará níveis de tensão e de deformação muito modestos naquela camada e, consequentemente, módulos de deformabilidade que se aproximarão dos correspondentes aos módulos elásticos, logo maiores do que os deduzidos a partir dos ensaios pressiométricos de Ménard.

Nos quatro cálculos efectuados na secção S69 interviu-se no módulo de deformabilidade das “Argilas dos Prazeres”. Foram duas as hipóteses admitidas: módulo de deformabilidade constante e módulo de deformabilidade dependente do nível de deformação de acordo com a formulação de Jardine; para cada uma das hipóteses referidas, considerou-se ainda a possibilidade de os parâmetros serem definidos com base nos resultados de compressão e de extensão.

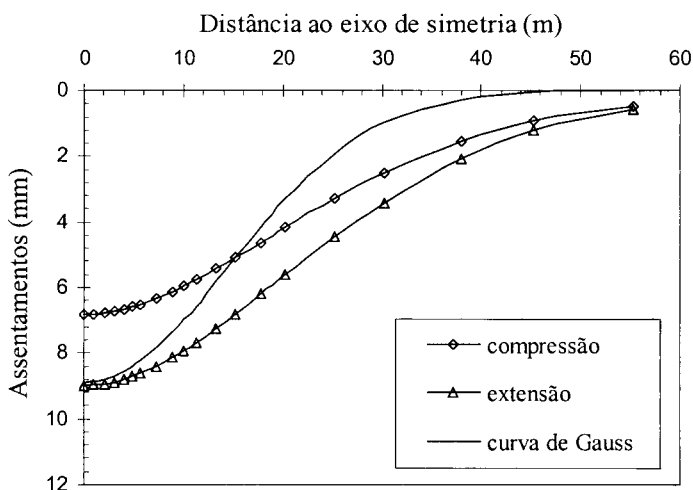
Nas análises em que se admitiu no domínio elástico um comportamento linear, o respectivo módulo foi definido para uma extensão axial de 0,5%, por forma a que os assentamentos máximos à superfície se aproximassem dos derivados das análises não lineares, como já foi anteriormente referido.

A comparação dos resultados da observação com os perfis transversais dos assentamentos superficiais e os deslocamentos verticais de pontos situados sobre o eixo de simetria no coroamento do túnel resultantes dos quatro cálculos é ilustrada nas Figs 15 e 16.

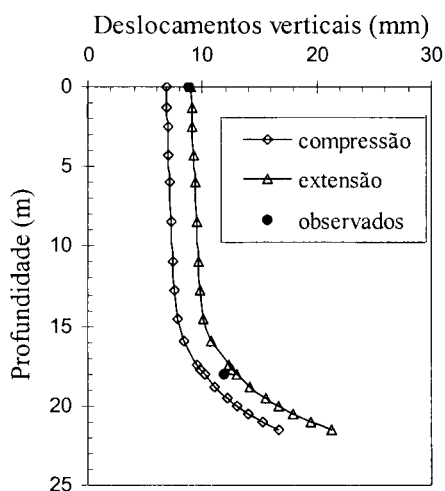
A comparação das Figs 15 e 16 com as Figs 10 e 11 é particularmente sugestiva a respeito do efeito que as correcções introduzidas têm sobre os deslocamentos associados à escavação do túnel. Tanto no que concerne aos assentamentos à superfície, como à evolução dos deslocamentos verticais em profundidade, a concordância dos resultados derivados dos cálculos com os da observação passa a ser, no mínimo, razoável.

Para cada uma das duas hipóteses admitidas para o comportamento do maciço, os deslocamentos decorrentes dos dois cálculos, utilizando os parâmetros deduzidos na base dos ensaios de extensão e de compressão, enquadram os fornecidos pela instrumentação, sendo maior a aproximação nos casos em que a parametrização do solo foi efectuada com base nos ensaios de extensão.

Quando se compara os resultados obtidos nos cálculos em que o módulo de deformabilidade foi considerado como constante com os derivados dos cálculos em que aquele módulo é dependente do nível de deformação, há uma questão que merece ser ponderada. Ela está relacionada com o facto de a aproximação dos valores máximos à superfície derivados dos dois tipos de cálculos que é possível conseguir, mediante escolha criteriosa das características a usar na análise em que se admite um comportamento linear no domínio elástico, não garantir uma boa concordância no que respeita à forma dos perfis transversais dos assentamentos à



a)

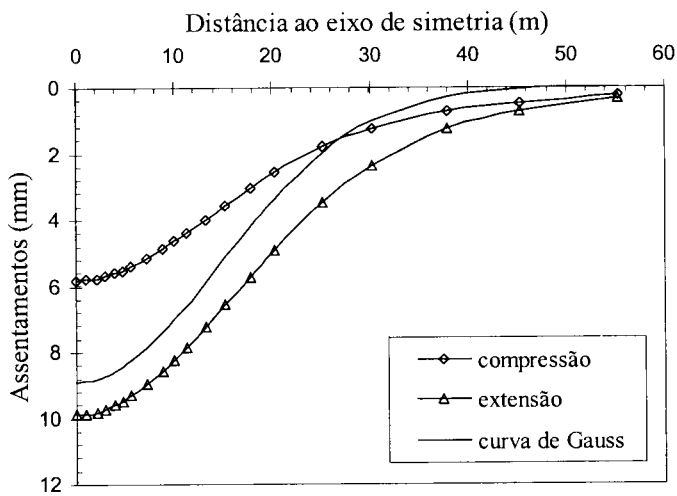


b)

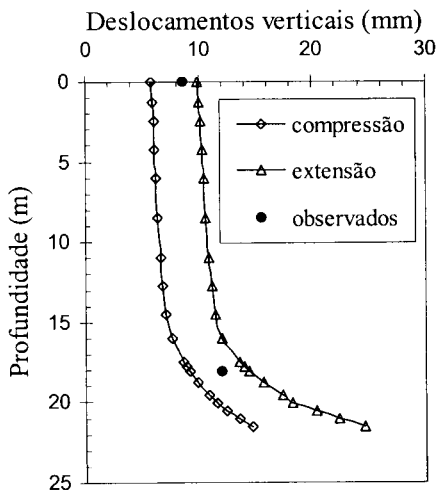
Fig. 15 – Comparação dos resultados observados com os dos cálculos em que se admitiu para as “Argilas dos Prazeres” comportamento linear no domínio elástico, com módulos de deformabilidade corrigidos: a) perfil transversal dos assentamentos superficiais; b) deslocamentos verticais no coroamento do túnel.

superfície do terreno. Isso é bem visível na Fig. 17, onde se representa de forma normalizada a curva de Gauss que melhor ajusta os resultados da observação e os perfis transversais dos assentamentos superficiais derivados dos dois cálculos em que a parametrização do solo foi efectuada com base nos ensaios de extensão, usando num deles o modelo de Jardine e no outro admitindo comportamento linear no domínio elástico. A diferença entre as duas curvas calculadas é significativa, sendo menor o declive máximo da curva resultante do cálculo linear, pelo que este tende a sobrestimar a largura da faixa superficial influenciada pela escavação e a

subestimar, consequentemente, a distorção angular máxima à superfície. Relativamente à curva de Gauss, constata-se que a curva fornecida pela análise numérica com recurso ao modelo de Jardine a aproxima razoavelmente, embora sobrestimando ainda um pouco a distância do respectivo ponto de inflexão ao eixo de simetria.



a)



b)

Fig. 16 - Comparação dos resultados observados com os dos cálculos com o modelo de Jardine, com módulos de deformabilidade corrigidos, para simular o comportamento elástico não linear das “Argilas dos Prazeres”: a) perfil transversal dos assentamentos superficiais; b) deslocamentos verticais no coroamento do túnel.

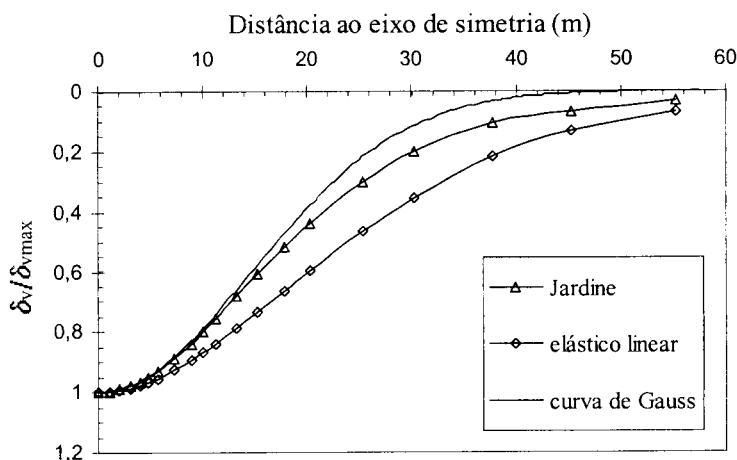


Fig. 17 - Comparação com a curva de Gauss dos perfis transversais dos assentamentos superficiais normalizados obtidos nos cálculos em que a parametrização do solo foi efectuada com base nos ensaios de extensão.

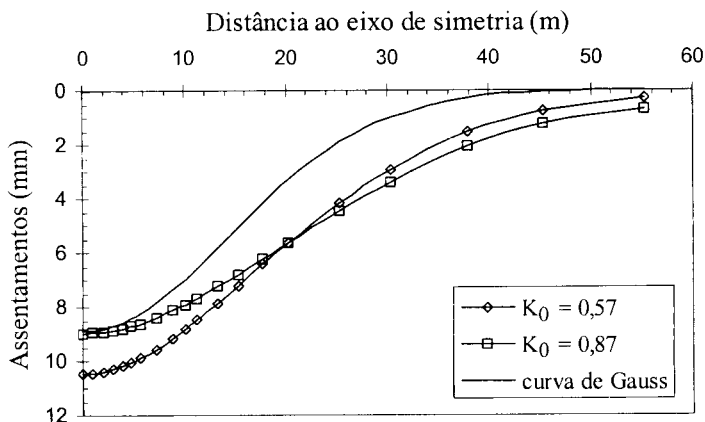
3.4.6 – Influência do coeficiente de impulso em repouso

Atendendo à importância do valor de K_0 nos deslocamentos induzidos pela escavação, repetiram-se os dois cálculos nos quais os parâmetros corrigidos utilizados para caracterizar o comportamento mecânico das “Argilas dos Prazeres” foram deduzidos com base nos ensaios de extensão, mas adaptando para coeficiente de impulso em repouso um valor de 0,57, correspondente ao limite inferior do intervalo definido dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador (Sousa Coutinho *et al.*, 1996).

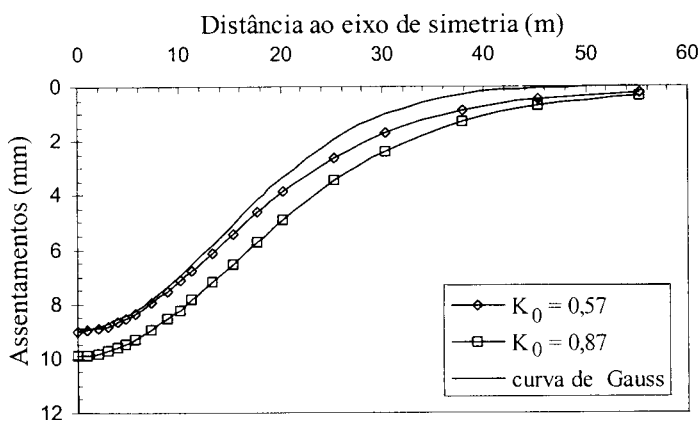
Na Fig. 18 confronta-se os resultados destes cálculos com os dos cálculos equivalentes realizados admitindo um coeficiente de impulso em repouso de 0,87. Também a curva de Gauss que melhor ajusta os resultados da observação é apresentada.

A primeira conclusão que se pode tirar do exame da figura anterior é a de que a variação do valor de K_0 não afecta do mesmo modo o perfil transversal dos assentamentos à superfície. Ao contrário do que acontece quando no domínio elástico o comportamento é linear, nos cálculos em que o módulo de deformabilidade é dependente do nível de deformação (modelo de Jardine) constata-se que a redução do valor do coeficiente de impulso em repouso conduz a um ligeiro decréscimo dos assentamentos superficiais e a uma variação pouco relevante da forma do respectivo perfil transversal.

Este último aspecto é bem ilustrado na Fig. 19, onde se representa de forma normalizada os perfis transversais calculados e a curva de Gauss que melhor ajusta os resultados fornecidos pela instrumentação. Para qualquer um dos modelos empregue para a reprodução do comportamento das “Argilas dos Prazeres” no domínio elástico, verifica-se que a redução do valor de K_0 aproxima as curvas derivadas dos cálculos da curva de Gauss, sendo no entanto essa aproximação mais relevante no modelo linear.



a)



b)

Fig. 18 – Comparação dos resultados de observação com os calculados admitindo duas hipóteses relativas ao coeficiente de impulso em repouso das "Argilas dos Prazeres":
a) comportamento linear no domínio elástico; b) modelo de Jardine.

4- CONCLUSÕES

As análises numéricas tridimensionais efectuadas preliminarmente permitiram verificar que não existiam praticamente zonas do maciço interessadas pela escavação em cedência plástica e concluir que, para os procedimentos construtivos empregues na obra, a redução das forças nodais equivalentes ao estado de tensão inicial no contorno do túnel, para simular em condições de deformação plana os deslocamentos que ocorrem antes da colocação do suporte, oscila entre 40 e 60 %. Dos resultados das análises tridimensionais foi possível verificar igualmente que os parâmetros definidores do comportamento mecânico do maciço adoptados com base nos resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard se revelaram globalmente bem ajustados já que os assentamentos máximos à superfície calculados enquadraram muito bem os medidos nas marcas superficiais.

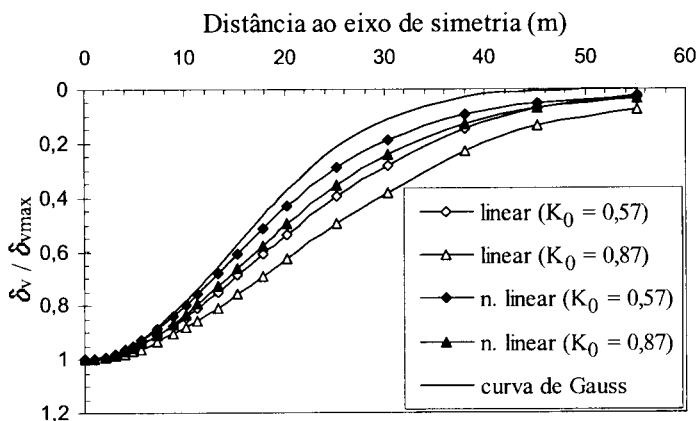


Fig. 19 - Comparação com a curva de Gauss dos perfis transversais dos assentamentos superficiais normalizados calculados admitindo duas hipóteses relativas ao coeficiente de impulso em repouso das “Argilas dos Prazeres”.

Das análises planas não drenadas resumem-se as principais conclusões:

- i) independentemente dos modelos constitutivos, os perfis dos assentamentos à superfície calculados com base nos parâmetros definidos a partir dos resultados dos ensaios de laboratório revelaram-se fortemente desajustados em relação ao comportamento observado; em todas as simulações numéricas, mesmo naquelas em que a parametrização do solo foi feita para os níveis de tensão, ou de deformação, mais baixos verificou-se que os assentamentos à superfície estimados excedem os medidos, tendo para isso provavelmente contribuído a perturbação do solo causada pela amostragem, com as consequentes alterações estruturais que fazem com que os módulos de deformabilidade definidos nos ensaios laboratoriais sejam bem menores do que os módulos reais do terreno;
- ii) a correcção introduzida na rigidez do maciço, admitindo que a dependência do módulo de deformabilidade do nível de tensão, ou de deformação, é semelhante no campo e no laboratório e que apenas os valores absolutos obtidos em laboratório são inferiores aos do campo, revelou-se eficiente já que a concordância dos resultados derivados dos cálculos com os da observação passou a ser, no mínimo, razoável;
- iii) o nível de deformação para o qual se deve definir o módulo de deformabilidade constante a utilizar por forma a que seja reproduzido com boa aproximação o assentamento máximo à superfície resultante de uma análise elástica não linear varia, naturalmente, com a parcela das forças nodais equivalentes ao estado de tensão inicial que se liberta antes da instalação do suporte; no caso presente verificou-se que o módulo de deformabilidade que permitiu o melhor ajuste foi o correspondente a uma extensão axial de 0,5%;
- iv) a principal diferença detectada entre os resultados dos cálculos em que o módulo de deformabilidade foi considerado constante e os dos cálculos em que aquele módulo foi admitido dependente do nível de deformação (modelo de Jardine) reside na forma como os assentamentos à superfície esvanecem com o afastamento do eixo de simetria do túnel; nos primeiros daqueles cálculos a redução é muito mais suave, pelo que é bem menor o valor estimado da distorção máxima à superfície;

- v) a variação do valor do coeficiente de impulso em repouso não afecta do mesmo modo o perfil transversal dos assentamentos à superfície; ao contrário do que acontece quando no domínio elástico o comportamento é linear, nos cálculos em que o módulo de deformabilidade é dependente do nível de deformação a redução de K_0 conduz a um ligeiro decréscimo dos assentamentos superficiais e a uma variação pouco relevante da forma do respectivo perfil transversal;
- vi) independentemente do modelo empregue para traduzir o comportamento mecânico do maciço, a consideração para o coeficiente de impulso em repouso de valores próximos do limite inferior deduzido dos ensaios conduziu à melhor concordância entre os resultados numéricos e os retirados da observação.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam manifestar o seu agradecimento ao Metropolitano de Lisboa e à Ensitrans pela amável colaboração e pela autorização concedida para a publicação dos resultados obtidos. Agradecimentos são também devidos à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pelo apoio financeiro concedido a este estudo, através do Programa PRAXIS XXI, processo BM 6549/95, e do projecto PRAXIS/3/3.1/CEG/2521/95.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. *Túneis em maciços terrosos – comportamento e modelação numérica*. Tese de Doutoramento em Ciências de Engenharia, Especialidade de Fundações e Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 1998.
- Geocontrolo - Gabinete de Geotecnia e Topografia Lda. *Metropolitano de Lisboa, E. P. - Plano de Expansão da Rede/Per II, Linha D - 1ª fase: Alameda-EXPO, Zona da Estação Alameda*. Volume 1 - Reconhecimento Geotécnico e Volume II - Ensaio de Laboratório. Lisboa, 1994.
- Gomes, R. A. M. P. *Análise da interação maciço-suporte de túneis considerando o comportamento dependente do tempo*. Tese de Mestrado em Geotecnia apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1999.
- Jardine, R. J. *Investigations of Pile-soil Behaviour with Special Reference to Offshore Structures*. Ph. D. Thesis. University of London, 1985.
- Malato, P.; Silva, J. T.; Marques, F. E. Sousa, J. A. *Lisbon Metro - Behaviour of a shallow tunnel in stiff clays*. Proceedings of the World Tunnel Congress'98 - Tunnels and Metropolises. Vol. 2, 1169-1174. São Paulo, Brazil, 1998.
- Marques, F. E. R. *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialidade de Mecânica dos Solos e Rochas. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 1998.
- Marques, F. E. R.; Almeida e Sousa, J. e Lemos, L. L. *Túnel do Término da Estação Alameda II. Caracterização Geotécnica da formação das "Argilas dos Prazeres" interessada pelas obras*. Revista Portuguesa de Geotecnia, SPG, Nº 92, 2001.
- Sousa Coutinho, A. G.; Marques, M.; Costa, A. e Veiga, J. *Ensaio pressiométricos na zona da estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios*. Local: Alameda/IST - Relatório 221/96 - NF. Local: Alameda/Império - Relatório 225/96 - NF. LNEC, Lisboa, 1996.
- Tatsuoka, F. e Shibuya, S. *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests*. Keynote lecture for Session Nº 1. 9th Asian Regional Conf. on Soil

Mech. and Found. Eng., Bangkok, Balkema, Vol. 2, pp. 101-170. Report of the Institute of Industrial Science – The University of Tokyo, Vol. 37, N° 1, Serial N° 235, 1992.

Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M. e Silva Cardoso, A. *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique 47. N° 3, 633-651, 1997.